

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LEANDRO AMADO DE MOURA

**AVALIAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE À FLAMBAGEM LATERAL
COM TORÇÃO DE VIGAS CASTELADAS COM DIFERENTES MODELOS DE
REFORÇO LONGITUDINAL**

MARINGÁ

2016

LEANDRO AMADO DE MOURA

**AVALIAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE À FLAMBAGEM LATERAL
COM TORÇÃO DE VIGAS CASTELADAS COM DIFERENTES MODELOS DE
REFORÇO LONGITUDINAL**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins

MARINGÁ
2016

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

M929a Moura, Leandro Amado de
Avaliação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas casteladas com diferentes modelos de reforço longitudinal / Leandro Amado de Moura. -- Maringá, 2016..
113 f. : il. col., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Humberto Martins.
Co-orientadora: Prof.a Dr.a nome da orientadora.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2016.

1. Viga castelada - Reforço. 2. Viga castelada - Flambagem lateral. 3. Momento fletor resistente - Avaliação. 4. Aço - Estruturas. I. Martins, Carlos Humberto, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 21.ed.624.1821

ECSL-003190

LEANDRO AMADO DE MOURA

AVALIAÇÃO DO MOMENTO FLETOR RESISTENTE À FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO DE VIGAS CASTELADAS COM DIFERENTES MODELOS DE REFORÇO LONGITUDINAL.

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Engenharia de Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

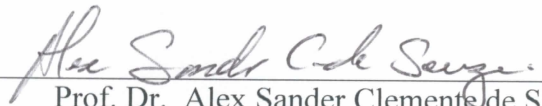
Aprovada em 11 de março de 2016



Prof. Dr. Ronaldo Rigobello

Universidade Tecnológica Federal do Paraná

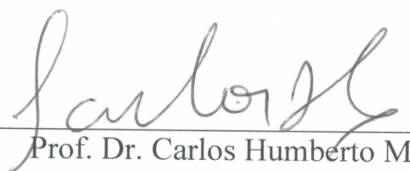
Membro



Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

Universidade Federal de São Carlos

Membro



Prof. Dr. Carlos Humberto Martins

Universidade Estadual de Maringá

Orientador

RESUMO

Um dos setores que mais consomem aço é o da Construção Civil. A partir de 2002, as usinas siderúrgicas ampliaram sua linha de produtos no Brasil com o lançamento dos perfis estruturais laminados de abas paralelas. As vigas casteladas podem ser fabricadas a partir desses perfis, cortando-se a alma e ressoldando-a. Tal processo, muitas vezes é oneroso, contudo os avanços tecnológicos em processos de corte e solda de aços estruturais propiciaram um aumento na viabilidade econômica desse modelo estrutural. Essas vigas, devido às aberturas na alma, podem sofrer diversos modos de colapso, dependendo do comprimento destravado, da dimensão dessas aberturas, da geometria da viga e das condições de contorno. Neste trabalho foi feita uma avaliação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas casteladas do tipo Litzka reforçadas longitudinalmente. Essas vigas foram analisadas com o método dos elementos finitos utilizando o programa ABAQUS/CAE versão 12-1. Foi desenvolvido um modelo numérico, considerando a não-linearidade física do material, as tensões residuais e as imperfeições iniciais do elemento estrutural. Os resultados das análises foram comparados com os momentos fletores críticos obtidos fazendo uso do método de cálculo da ABNT NBR 8800:2008 para vigas de alma cheia, adotando as propriedades geométricas do centro dos alvéolos. A partir dos resultados das análises, comparou-se o ganho de resistência obtido com a utilização dos reforços, alcançando um aumento entre 30% e 70% na capacidade resistente à flambagem lateral com torção, quando comparado com o perfil da série W original. Também foi realizada uma análise simplificada de viabilidade dos reforços, comparando as resistências obtidas com o uso dos perfis reforçados e perfis laminados de aproximadamente o mesmo peso.

Palavras-chave: FLT; Viga Castelada; MEF; Reforços.

Desfruta da vida com a mulher que amas, durante todos os dias da fugitiva e vã existência que Deus te concede debaixo do sol. Esta é a tua parte na vida, o prêmio do labor a que te entregas debaixo do sol. Tudo que tua mão encontra para fazer, faze-o com todas as tuas faculdades, pois que na região dos mortos, para onde vais, não há mais trabalho, nem ciência, nem inteligência, nem sabedoria. (Eclesiastes 9, 9-10)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, fonte e motivo de todo o conhecimento, o centro e o fundamento de tudo. Agradeço por tudo que tens feito em minha vida: pela alegria de viver, pelo ar que respiro, pelos dons que me deste e pelos desafios que possibilitam que eu cresça a cada dia.

Agradeço a minha família Evandro, Izamara, Alexandre e Idene por me acompanhar nesta jornada (e às orações por eles realizadas), e nas outras que virão, apoiando-me nos momentos difíceis com força, confiança, amor, ensinando-me a persistir nos meus objetivos e ajudando-me a alcançá-los.

Ao meu orientador, prof. Dr. Carlos Humberto Martins, que ouviu pacientemente as minhas considerações partilhando comigo as suas ideias, conhecimentos e experiências e que sempre me motivou. Quero expressar o meu reconhecimento e admiração pela sua competência profissional, por sua amizade e pela forma que conduziu a minha orientação.

Gostaria de agradecer a minha companheira Elisa pela grande ajuda, companheirismo e perseverança ao meu lado para passar por essa e outras dificuldades que ainda vamos enfrentar.

Gostaria de agradecer aos amigos da C.P.O. do TRT-15, pelas palavras de ajuda e compreensão durante o desenvolvimento desse trabalho. Sobretudo aos meus chefes, Cidinha e Flávio.

Gostaria de agradecer aos colegas de faculdade Felipe, Leandro, Guilherme pela ajuda com o programa Abaqus e pela atenção que dispenderam a mim. Gostaria de agradecer ao amigo Eduardo pela parceria e confidências.

Enfim, agradeço a todos que tiveram alguma participação nesta vitória e por sua simples presença em minha vida.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS	3
1.3	JUSTIFICATIVA	4
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	5
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	6
2.1	VIGAS CASTELADAS	6
2.2	TRABALHOS REALIZADOS	9
2.3	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL	14
2.4	PROCESSO DE FABRICAÇÃO DAS VIGAS CASTELADAS	15
2.5	TENSÕES RESIDUAIS	20
2.6	CRITÉRIOS DE ESCOAMENTO	23
2.6.1	Critério de von Mises	23
2.7	MODOS DE COLAPSO	25
2.7.1	Colapso por Mecanismo de Flexão	25
2.7.2	Colapso da viga por flambagem lateral com torção	26
2.7.3	Flambagem do montante da alma	30
2.7.3.1	Flambagem do montante da alma por força cortante	30
2.7.3.2	Flambagem do montante de alma por compressão	33
2.7.4	Mecanismo Vierendeel	35
3	REFORÇOS	38

3.1	REFORÇOS DISCRETOS	38
3.1.1	Reforços aplicados no entorno dos alvéolos	38
3.1.2	Enrijecedores verticais utilizados para carregamento distribuído	40
3.1.3	Enrijecedores verticais utilizados para carregamento concentrado	41
3.1.4	Preenchimento dos alvéolos existentes	43
3.1.5	Enrijecedores diagonais nos alvéolos	43
3.1.6	Expansores de alma	45
3.2	REFORÇOS CONTÍNUOS	46
3.2.1	Reforços longitudinais para colapso por flambagem local da alma	47
3.2.2	Reforços longitudinais para Flambagem Lateral com Torção	49
4	ANÁLISE TEÓRICA	51
4.1	PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800:2008	51
4.1.1	Coefficiente de Equivalência de Momento na Flexão C_b	52
4.1.2	Constante de empenamento C_w	55
5	ANÁLISE NUMÉRICA	57
5.1	GEOMETRIA DO MODELO	57
5.2	CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO	60
5.3	MATERIAL	62
5.4	CRITÉRIO DE PARADA	64
5.5	TENSÕES RESIDUAIS	65
5.6	MÉTODOS NÚMERICOS UTILIZADOS PARA RESOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE EQUAÇÕES NÃO-LINEARES	66
5.5.1	Método De Newton-Raphson	66

5.5.2	Método De Ricks Modificado	68
5.6	AFERIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO	71
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	78
6.1	RESULTADOS OBTIDOS COM A ANÁLISE BASEADA NA NBR8800:2008	82
6.2	RESULTADOS OBTIDOS COM A ANÁLISE NUMÉRICA	85
6.3	VERIFICAÇÃO DA MELHORA NA RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR	88
6.4	ANÁLISE DA DISCREPÂNCIA ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E NUMÉRICOS	92
7	ANÁLISE SIMPLIFICADA DE VIABILIDADE DOS REFORÇOS	97
8	CONCLUSÃO	102
9	ATIVIDADES A DESENVOLVER	104
	REFERÊNCIAS	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 –	Ponte de baixo tráfego em viga de aço castelada na Nova Zelândia	7
Figura 2.2 –	Interação de vigas casteladas com tubulações de ar condicionado e sistema de iluminação	8
Figura 2.3 –	Escritório Terry Thomas Localizado em Seattle-EUA	8
Figura 2.4 –	Estrutura em arco com vigas casteladas na Estação Santo Afonso em Novo Hamburgo-RS	9
Figura 2.5 –	FLT em vigas simuladas por Kerdal (1982)	10
Figura 2.6 –	Tensões residuais para vigas casteladas	13
Figura 2.7 –	Perfil Laminado convencional e perfil castelado	14
Figura 2.8 –	Exemplo de viga Litzka	15
Figura 2.9 –	Processo de fabricação de vigas casteladas	16
Figura 2.10 –	Processo de corte da alma para produção de vigas casteladas	16
Figura 2.11 –	Processo de corte da alma para produção de vigas casteladas em larga escala	17
Figura 2.12 –	Processo de corte das almas das vigas casteladas	18
Figura 2.13 –	Processo de soldagem na fabricação das vigas casteladas	18
Figura 2.14 –	Detalhe de corte de alma de viga laminada	19
Figura 2.15 –	Resfriamento do perfil I o qual acarreta na geração de tensões residuais	20
Figura 2.16 –	Modelos de distribuição de tensões residuais	21
Figura 2.17 –	Distribuição das tensões residuais	21
Figura 2.18 –	Distribuição de tensões residuais segundo ECCS (1984)	22
Figura 2.19 –	Representação gráfica das superfícies de escoamento de e von Mises	24
Figura 2.20 –	Ilustração da região central de uma viga celular e a caracterização dos “tês” do perfil metálico	26
Figura 2.21 –	Aspecto deformado de uma viga castelada após ensaio com carregamento uniformemente distribuído	26
Figura 2.22 –	Viga perfil W sujeito a flambagem lateral com torção	27

Figura 2.23 –	Ensaio em viga castelada com colapso por FLT	28
Figura 2.24 –	Shopping Città América no Rio de Janeiro - RJ	29
Figura 2.25 –	Colapso causado por FLT em viga de um shopping no Rio de Janeiro	30
Figura 2.26 –	Forças aplicadas no montante da alma de uma viga castelada	31
Figura 2.27 –	Trecho de viga ilustrando os esforços quando da ocorrência de flambagem do montante de alma por força cortante	32
Figura 2.28 –	Colapso por flambagem do montante de alma por força cortante em viga celular	33
Figura 2.29 –	Viga castelada sujeita a flambagem do montante da alma por compressão	34
Figura 2.30 –	Esforços atuantes ao redor do furo, com ilustração de provável local para formação das rotulas plásticas	35
Figura 2.31 –	Deformação ocorrida na formação do mecanismo Vierendeel	36
Figura 2.32 –	Curva de redução da capacidade resistente de vigas com aberturas sujeitas a interação flexão-cisalhamento	37
Figura 3.1 –	Reforços nas aberturas da alma para vigas	39
Figura 3.2 –	Reforços para flambagem local da alma e flambagem local da mesa	39
Figura 3.3 –	Colapso por flambagem do montante da alma por compressão	40
Figura 3.4 –	Colapso de viga castelada com enrijecedor centro do vão	41
Figura 3.5 –	Locais de aplicação de carga na viga castelada	42
Figura 3.6 –	Utilização de enrijecedores em vigas casteladas	42
Figura 3.7 –	Viga castelada com aberturas preenchidas com chapas nos apoios	43
Figura 3.8 –	Viga castelada com enrijecedores diagonais	44
Figura 3.9 –	Vigas casteladas modeladas	44
Figura 3.10 –	Expansores na alma, a fim de melhorar a resistência a flexão da viga castelada	45
Figura 3.11 –	Processo de fabricação de vigas casteladas reforçadas longitudinalmente	46
Figura 3.12 –	Viga Litzka expandida, com tensões existentes para uma dada configuração de aberturas	47
Figura 3.13 –	Perfil com enrijecedor longitudinal	48

Figura 3.14 –	Tensão crítica para vigas I com enrijecedores longitudinais	48
Figura 3.15 –	Reforço longitudinal paralelo às mesas com intuito de melhorar a resistência à FLT	49
Figura 3.16 –	Viga castelada com reforço longitudinal paralelo às mesas, evidenciando a atuação do reforço quando no colapso da viga	50
Figura 4.1 –	Efeito do ponto de aplicação do carregamento na seção transversal da viga	53
Figura 5.1 –	Graus de liberdade considerados em cada nó, em cada eixo do espaço tridimensional	58
Figura 5.2 –	Elementos S4R e S3 da biblioteca do ABAQUS	58
Figura 5.3 –	Malha gerada em elementos de casca utilizando a composição de elementos S4R e S3 para uma viga castelada	59
Figura 5.4 –	Detalhe da malha de elementos finitos de uma das vigas casteladas	60
Figura 5.5 –	Condições de contorno aplicadas	61
Figura 5.6 –	Simulação de carregamento distribuído nas vigas casteladas	62
Figura 5.7 –	Diagrama tensão-deformação do aço com a fase elástica e fases inelásticas representadas	63
Figura 5.8 –	Diagrama carga deslocamento 410x53 – 4,62m	64
Figura 5.9 –	Diagrama carga deslocamento 410x53 – 11,88m	64
Figura 5.10 –	Modelo de Distribuição das tensões residuais implementado na modelagem numérica neste trabalho	66
Figura 5.11 –	Método de Newton-Raphson	67
Figura 5.12 –	Diagrama carga deslocamento com regiões com rigidez negativa	69
Figura 5.13 –	Técnica do comprimento de arco esférico	70
Figura 5.14 –	Soluções encontradas pelo autor Crisfield (1981) e pelo Abaqus	71
Figura 5.15 –	Características geométricas das vigas casteladas	73
Figura 5.16 –	Simulação de apoio do tipo garfo	74
Figura 5.17 –	Viga ensaiada	76
Figura 5.18 –	Deformada da viga modelada numericamente	76
Figura 6.1 –	Seção transversal dos perfis analisados	78
Figura 6.2 –	Modelagem da viga W310 x 32,7	80
Figura 6.3 –	Modelagem da viga W310 x 32,7 castelada	80

Figura 6.4 –	Modelagem da viga W310 x 32,7 castelada tipo Litzka reforçada longitudinalmente com reforço no sentido vertical	81
Figura 6.5 –	Modelagem da viga W310 x 32,7 castelada tipo Litzka reforçada longitudinalmente com reforço no sentido horizontal	81
Figura 6.6 –	M_{cr} com base na NBR 8800:2008 para o perfil W310x32	82
Figura 6.7 –	M_{cr} com base na NBR 8800:2008 para o perfil W410x53	83
Figura 6.8 –	M_{cr} com base na NBR 8800:2008 para o perfil W530x82	84
Figura 6.9 –	M_{cr} obtido na análise numérica para o perfil W310x32	86
Figura 6.10 –	M_{cr} obtido na análise numérica para o perfil W410x53	87
Figura 6.11 –	M_{cr} obtido na análise numérica para o perfil W530x82	88
Figura 6.12 –	Representação gráfica da Melhora verificada para o perfil W310x32	89
Figura 6.13 –	Representação gráfica da Melhora verificada para o perfil W410x53	90
Figura 6.14 –	Representação gráfica da Melhora verificada para o perfil W530x82	91
Figura 6.15 –	Variação percentual entre as análises para o perfil W310x32	92
Figura 6.16 –	Variação percentual entre as análises para o perfil W410x53	93
Figura 6.17 –	Variação percentual entre as análises para o perfil W530x82	93
Figura 6.18 –	Viga laminada deformada	94
Figura 6.19 –	Viga Castelada Deformada	95
Figura 6.20 –	Colapso da viga castelada com reforço longitudinal no sentido vertical	95
Figura 6.21 –	Colapso da viga castelada com reforço longitudinal no sentido horizontal	96
Figura 7.1 –	Comparativo de resistência entre viga reforçada horizontalmente e viga laminada de mesma massa	98
Figura 7.2 –	Comparativo de resistência entre viga reforçada horizontalmente e viga laminada de mesma massa	99
Figura 7.3 –	Comparativo de resistência entre viga reforçada horizontalmente e viga laminada de mesma massa	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 –	Carregamento máximo à flambagem do montante da alma	41
Tabela 4.1 –	Coefficientes A e B para carregamentos transversais às barras	55
Tabela 5.1 –	Tensão-deformação plástica do aço utilizado para a modelagem numérica	63
Tabela 5.2 –	Deformação limite dos perfis	65
Tabela 5.3 –	Aferição do modelo numérico para a viga W250 x 25,3	72
Tabela 5.4 –	Aferição do modelo numérico para a viga W360 x 44,6	72
Tabela 5.5 –	Características geométricas dos perfis ensaiados	73
Tabela 5.6 –	Características dos metais utilizados	74
Tabela 5.7 –	Comparação entre carregamentos críticos	75
Tabela 6.1 –	Especificações geométricas dos reforços	79
Tabela 6.2 –	Comprimento destravado e seu respectivo parâmetro de esbeltez	79
Tabela 6.3 –	M_{cr} baseado na NBR 8800:2008, para o perfil W310x32	82
Tabela 6.4 –	M_{cr} baseado na NBR 8800:2008, para o perfil W410x53	83
Tabela 6.5 –	M_{cr} baseado na NBR 8800:2008, para o perfil W530x82	84
Tabela 6.6 –	M_{cr} obtido com a análise numérica para o perfil W310x32	85
Tabela 6.7 –	M_{cr} obtido com a análise numérica para o perfil W410x53	86
Tabela 6.8 –	M_{cr} obtido com a análise numérica para o perfil W530x82	87
Tabela 6.9 –	Verificação do aumento do M_{cr} para o perfil W310x32	89
Tabela 6.10 –	Verificação do aumento do M_{cr} para o perfil W410x53	90
Tabela 6.11 –	Verificação do aumento do M_{cr} para o perfil W530x82	91
Tabela 7.1 –	Comparação entre o perfil 310x32 com outro de massa equivalente	97
Tabela 7.2 –	Comparação entre o perfil 410x53 com outro de massa equivalente	98
Tabela 7.3 –	Comparação entre o perfil 530x82 com outro de massa equivalente	100

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- b_f : largura da mesa do perfil
- b_w : menor largura do montante de alma
- C_b : fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme;
- C_w : constante de empenamento da seção transversal;
- d : altura total do perfil original
- d_g : altura total da seção da viga castelada
- E : módulo de elasticidade
- f : vetor de carga de referência
- f_y : tensão de escoamento do aço
- f_u : tensão última do aço
- G : módulo de elasticidade transversal
- h_g : distância entre os eixos das mesas de viga alveolar
- h_o : altura do alvéolo
- h_p : altura da chapa expansora
- I_y, I_x : momentos de inércia em relação aos eixos y-y e x-x respectivamente
- I_1 : primeiro invariante do tensor de tensões σ_{ij}
- J : constante de torção
- J_2 e J_3 : segundo e o terceiro invariantes do tensor desviador s_{ij}
- K : tensão de escoamento para o caso de cisalhamento puro
- L_b : vão livre entre apoios de contenção à FLT
- M : momento fletor
- MA : momento fletor, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado;
- MB : momento fletor, em módulo, na seção central do comprimento destravado;
- MC : momento fletor, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento Destravado
- M_{cr} : momento fletor Crítico à Flambagem Lateral com Torção elástica
- M_{max} : momento fletor máximo, em módulo, no comprimento destravado;
- p : distância entre centros de alvéolos adjacentes (passo)
- q : carregamento distribuído
- rx, ry, rz = rotação em torno de x, y e z;

R_{exp} : razão de expansão (Altura da viga castelada / altura da viga serie W)

R_m : parâmetro de monossimetria da seção transversal, adotado como 1,00

t_f : espessura da mesa do perfil

t_w : espessura da alma do perfil

V : força cortante

V_h : força cortante horizontal

y_o : distância do centro geométrico do ‘tê’ ao eixo da viga

σ : tensão;

σ_r : tensão residual

λ : parâmetro de esbeltez

λ_p : parâmetro de esbeltez limite para seções compactas

λ_r : parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas

λ_w : esbeltez da alma

$\Delta\sigma$: variação de tensão em relação ao estado de referência

Δl : corda do arco

Δu : vetor de deslocamento incremental

$\Delta\lambda$: incremento do parâmetro de carga

ABNT : Associação Brasileira De Normas Técnicas

AISC/LRFD: American Institute Of Steel Construction / Load And Resistsnce Fator Design

BS : British Standarts

ECCS: European Convention For Constructional Steelwork

FLT : Flambagem Lateral com Torção

FMA : Flambagem dos Montantes de Alma

MEF : Método dos Elementos Finitos

NLG : Não Linearidade Geométrica

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O aço é conhecido desde a Antiguidade, porém, por falta de processos fabris adequados, não estava disponível no mercado a preços competitivos. A produção do aço em larga escala somente foi possível com a invenção de um forno desenvolvido pelo inglês Henry Bessemer em 1856. A partir de então, o aço passou a substituir o ferro fundido e o forjado na indústria da construção civil (PFEIL; PFEIL, 2009).

De acordo com Pravia, Ficanha e Fabeane (2013), o uso do aço no Brasil pode ser dividido em duas etapas. A primeira, no século XIX, em que não havia indústrias siderúrgicas e o aço era importado em grandes quantidades. A segunda fase surgiu entre as guerras mundiais devido à suspensão das importações, com o início do processo de criação e desenvolvimento de empresas siderúrgicas e, em consequência, de indústrias derivadas como as de montagem e fabricação de estruturas e componentes metálicos.

Após a Segunda Guerra Mundial, foi instalada a indústria siderúrgica no Brasil com a construção da Usina Presidente Vargas da CSN - Companhia Siderúrgica Nacional, em Volta Redonda, no Estado do Rio de Janeiro (PFEIL; PFEIL, 2009).

O século XX foi marcado pelo aumento da produção de bens e do consumo de matérias primas, concomitante ao aumento do consumo de petróleo e energia elétrica, sendo o aço um dos pilares deste crescimento da economia.

Nas últimas duas décadas, a indústria da siderurgia teve uma sensível melhora em sua eficiência sob o ponto de vista do consumo de energia por tonelada de aço produzida. Uma das características marcantes da produção de aço é a formação de subprodutos energéticos e materiais que podem ser reciclados na própria siderúrgica ou em outros setores da economia.

Segundo o Relatório Anual da Gerdau do ano de 2002, a usina ampliou sua linha de produtos com o lançamento dos perfis estruturais laminados de abas paralelas, facilitando e aumentando a viabilidade econômica do emprego desses perfis como método construtivo no Brasil.

O setor do aço no Brasil, em 2014, estava com 14 empresas privadas totalizando 29 usinas distribuídas em 10 estados brasileiros em funcionamento. Nesse mesmo ano, a indústria do aço no Brasil produziu 33,9 milhões de toneladas de aço bruto, pondo o país na 9ª posição no ranking mundial de produção de aço (AÇOBRASIL, 2015).

Dada à relevância da indústria do aço no cenário econômico, justifica-se o estudo de seus produtos e componentes, dentre estes, os perfis laminados, os quais podem vir a passar por diversos outros processos fabris para melhorar sua capacidade de suporte. Um dos setores que mais consomem aço no Brasil é o da construção civil. Neste contexto, entram as vigas casteladas que têm por objetivo aumentar o rendimento da utilização do aço, melhorando a resistência das vigas e mantendo a mesma relação de aço / metro. As vigas com aberturas também acarretam em melhora na interação com outros sistemas inerentes à construção, como passagem de tubulações de água pluvial, sistema de ar-condicionado, sistema elétrico, etc.

As normas de desempenho têm imposto limites às deformações das estruturas visando à segurança e ao conforto do usuário, devendo-se considerar as deformações limites e, por conseguinte, a rigidez estrutural como variável no dimensionamento. Segundo Vieira (2011), em diversas situações, o limitante no dimensionamento das peças fletidas é a flecha. Para tais casos, as mesas dos perfis trabalham sob baixos níveis de tensão, o que ocasiona uma maior demanda por rigidez estrutural que por resistência.

A flecha é inversamente proporcional ao momento de inércia da seção, que depende da área das mesas e da distância do centro de massa dessas ao C.G. da seção. Assim, quanto mais afastadas estiverem as mesas do C.G. da seção, maior será a rigidez da viga.

Os elementos de viga, objeto de estudo desse trabalho, podem ter seu desempenho associado à resistência à flexão e ao cisalhamento. Tais variáveis estão ligadas às propriedades geométricas da seção transversal, como momentos de inércia. Contudo, as vigas podem sofrer outros modos de colapso que estarão ligados a constantes de empenamento, torção, etc.

Além das alterações nas propriedades da seção transversal, deve-se considerar na escolha da solução estrutural o seu custo. Tendo em vista que o aço é comercializado por massa e é um material com alto valor agregado, procura-se ajustar a geometria da seção transversal de modo a maximizar a relação Resistência / massa. Deste modo, as vigas casteladas aumentam a rigidez e a capacidade resistente para determinadas situações, mantendo a mesma massa de aço por elemento. Por outro lado, o custo relativo aos processos de corte, solda e mão de obra para produção das vigas casteladas oneram o custo de produção das vigas casteladas.

A utilização das vigas casteladas, como alternativa construtiva, deve ser considerada para situações em que se tenham grandes vãos a serem vencidos e carregamentos

preferencialmente distribuídos, situação comum para vigas de cobertura e pisos de garagem, uma vez que as vigas casteladas não são indicadas para suportar carregamentos concentrados.

Para as vigas com aberturas na alma, dependendo das condições de carregamento, comprimento destravado e vinculação, as condições de contorno da alma são modificadas e a capacidade de suporte é reduzida, podendo ocasionar fenômenos de instabilidade.

De acordo com Darwin (1990), geralmente as vantagens das vigas casteladas são maiores que as suas limitações, o que justifica o aumento de interesse da área científica e tecnológica na evolução dos métodos de produção e no estudo do desempenho dessas vigas.

Assim sendo, quando se trata de projetar ou otimizar vigas, é necessário analisar a geometria das seções transversais focando no aumento das propriedades da viga que serão mais solicitadas quando as mesmas estiverem em utilização. Nesta situação, a inserção de reforços na estrutura pode acarretar em melhorias nas propriedades que estão sendo solicitadas.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo a determinação do momento fletor resistente para o estado-limite último para flambagem lateral com torção de vigas casteladas Litzka de aço reforçadas longitudinalmente, para os reforços utilizados neste trabalho. A capacidade resistente obtida será comparada com vigas da série W e perfis castelados Litzka, de maneira a verificar se há melhora da capacidade de suporte com o modelo estrutural apresentado. Para atingir tal objetivo, os seguintes objetivos específicos devem ser satisfeitos:

- Estudar a flambagem lateral com torção envolvendo os fatores que influenciam o fenômeno e casos de flambagem lateral com torção em vigas casteladas.
- Calcular a resistência das vigas propostas, por meio de procedimentos de determinação do momento fletor crítico à flambagem lateral com torção, conforme a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. Já para os casos de vigas casteladas e vigas casteladas reforçadas longitudinalmente, utilizar-se-á as mesmas equações fornecidas para vigas de perfis I, contudo, adotando-se as propriedades geométricas do centro das aberturas.

- Desenvolver o modelo numérico a fim de determinar o momento fletor resistente à flambagem lateral com torção das vigas, considerando comportamentos elástico e inelástico, influência das tensões residuais e imperfeições iniciais. Tais modelagens serão desenvolvidas por meio do programa comercial, ABAQUS 6.12-1, o qual é baseado no método dos elementos finitos (MEF).
- Aferir o modelo numérico, utilizando os resultados teóricos da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008. Além disso, comparar o modelo numérico a resultados experimentais.
- Comparar os momentos críticos obtidos numericamente com os obtidos seguindo a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para as vigas estudadas.
- Comparar as vigas reforçadas longitudinalmente desenvolvidas com perfis laminados de mesma massa, para verificar a viabilidade de inserção do reforço.

1.3 JUSTIFICATIVA

As vigas casteladas apresentam a vantagem de possuir maior rigidez e resistência ao momento fletor quando comparadas aos perfis laminados, entre outras vantagens. Contudo, ainda há pouca utilização dessas vigas e nas normas brasileiras não consta seu dimensionamento. O desenvolvimento de estudos relacionados às vigas casteladas é importante para futuramente incluir métodos de dimensionamento de vigas com aberturas nas normas brasileiras, além de fomentar sua produção pelas empresas relacionadas.

As longarinas, que são as vigas que vencem os vãos, podem sofrer diversos tipos de colapso dentre estes a flambagem lateral com torção. Nos casos de vigas de cobertura ou de piso, em que seja necessário vencer grandes vãos e que não haja um travamento contínuo que sirva de diafragma rígido como a laje, é necessário dispor no projeto estrutural de transversinas para conter a flambagem das longarinas. Nesse sentido, cabe ao projetista considerar a distância ótima entre as transversinas no projeto a fim de evitar esse tipo de colapso ou o desperdício de material. O estudo de reforços longitudinais em vigas casteladas, com objetivo de melhorar a capacidade resistente à FLT, se torna útil para a redução da quantidade de contenções laterais, podendo baratear o custo total da estrutura.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No capítulo 2 é mostrada a fundamentação teórica do trabalho, abrangendo aspectos gerais das vigas casteladas, estudos relacionados à FLT e vigas casteladas, processo de fabricação. Além disso, este capítulo traz as propriedades geométricas da seção transversal, as tensões residuais e os modos de colapso.

No capítulo 3 são descritos os reforços, enrijecedores e expansores utilizados em vigas casteladas.

No capítulo 4 é realizada a análise teórica com os procedimentos de cálculo para obtenção do momento crítico a FLT pela ABNT NBR 8800:2008.

No capítulo 5 é feita a descrição do modelo numérico desenvolvido no programa Abaqus, condições de contorno e carregamento e estratégias de análise.

No capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos com o cálculo pela ABNT NBR 8800:2008 e os resultados com as modelagens no programa Abaqus. Também foi realizada a comparação dos resultados obtidos com cada método.

No capítulo 7 é realizada uma análise simplificada de viabilidade dos reforços.

No capítulo 8 são efetuadas as conclusões gerais do trabalho.

No capítulo 9 são descritas as sugestões para trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 VIGAS CASTELADAS

Segundo Silveira (2011), as vigas casteladas recebem tal denominação devido à semelhança com a crista típica das muralhas dos castelos medievais.

Desde a segunda guerra mundial, muitas tentativas têm sido feitas por engenheiros de estruturas para encontrar novas maneiras de se diminuir o custo das estruturas de aço. Como resultado, houve a criação de métodos destinados a aumentar a rigidez dos elementos de aço, sem qualquer aumento da massa de aço utilizada. Nesse contexto, estão as vigas casteladas como uma dessas soluções (DEMIRDJIAN, 1999).

Um dos primeiros registros do uso de vigas casteladas consta que estas foram projetadas e fabricadas no início de 1930 pelas fábricas de Skoda em Pilsner (República Checa) como vigas de telhado com vão-livre de 12 metros (RADIC, MARKULAK e VAREVAC, 2008). De acordo com Knowles (1991), as vigas alveolares foram desenvolvidas por Geofferey Boyd em 1935 pela necessidade de vigas de maior altura para vencer grandes vãos numa construção na Argentina. Ele solicitou a patente das vigas casteladas em 1937, mas somente foi concedida em 1939. Nessa patente, as vigas são obtidas a partir de perfis de aço com corte sinuoso ou em formato de dente com suas metades soldadas, obtendo-se perfis com maior altura.

Por muitos anos, as vigas casteladas deixaram de ser utilizadas, devido ao elevado custo de mão de obra e ao fato de o processo de produção das vigas ser artesanal, o que fez essas vigas deixarem de ser viáveis economicamente. Com os avanços na área de automação e comando numérico computadorizado, surgiram máquinas capazes de fazer corte e solda, reduzindo os custos e tornando as vigas casteladas competitivas e capazes de concorrer com soluções típicas de alma cheia (SILVEIRA, 2011).

A utilização de vigas metálicas casteladas tem ocorrido pelo mundo todo em obras de médio e grande porte, sendo indicadas em situações que se tenham grandes vãos biapoiados e baixo carregamento aplicado. Para tais situações, as vigas casteladas podem ser uma solução viável. Observam-se essas condições em vários tipos de construção, como galpões, supermercados, edifícios comerciais, pontes, passarelas, etc.

Neste contexto, a figura 2.1 ilustra uma ponte de viga castelada que enfrenta um vão de comprimento considerável e baixo carregamento. Ademais, segundo Brinkhus (2015) este método estrutural apresenta grande vantagem por ter menor área de resistência ao vento

comparada com perfis de alma cheia, reduzindo, assim, a força horizontal aplicada na estrutura, além das aberturas na alma das vigas facilitarem o acesso para reformas, inspeções e manutenções.

Figura 2.1 – Ponte de baixo tráfego em viga de aço castelada na Nova Zelândia



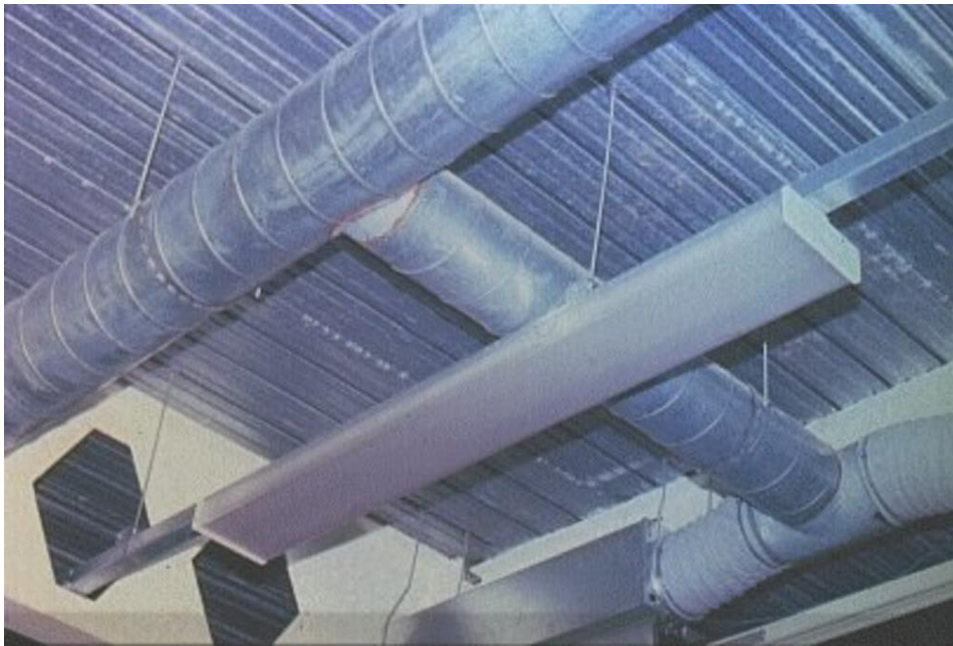
Fonte: Lattey Civil Engineers (2015)

Para casos em que se necessita vencer grandes vãos com baixos carregamentos, as vigas casteladas podem ser uma solução atrativa, situação corriqueira para coberturas de galpões industriais, edifícios garagem, etc.

Outra vantagem que se tem com a utilização das vigas casteladas como solução estrutural é a interação com outros sistemas inerentes à construção, como passagem de tubulações hidráulicas e de ar condicionado, bem como de cabos de sistema elétrico, os quais podem ser dispostos entre as aberturas da alma dessas vigas. Normalmente, as tubulações possuem considerável diâmetro e não poderiam passar por entre a estrutura sem a devida consideração. Já quanto ao sistema elétrico, nos casos de construções comerciais ou de escritório, estes possuem média ou alta potência instalada, tendo usualmente como solução utilização de canaletas ou calhas para a passagem dos cabos.

De acordo com Tsavdaridis e D’Mello (2012) uma das vantagens dessa interação com outros sistemas é que a altura total da construção é reduzida em comparação com a utilização de vigas de alma cheia em que os sistemas passam por baixo da viga, diminuindo os esforços em toda a estrutura devido à redução da altura da construção. Pode-se observar a interação entre vigas celulares e tubulações de água pluvial na figura 2.2.

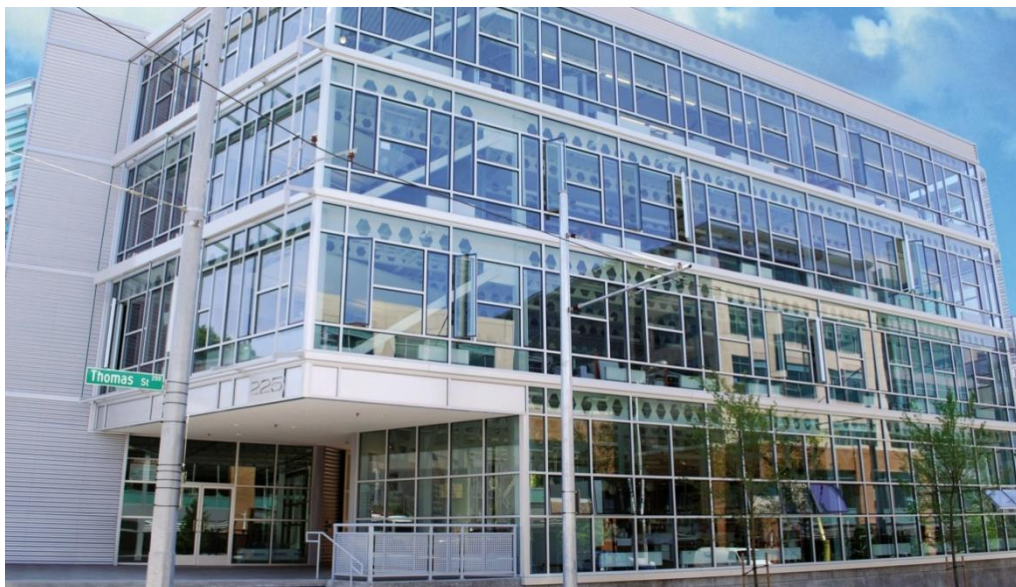
Figura 2.2 – Interação de vigas casteladas com tubulações de ar condicionado e sistema de iluminação



Fonte: University of Ljubljana (2015)

Tsavdaridis e D’Mello (2012) afirmam que vigas casteladas longas geram flexibilidade no layout interno do prédio e apelo arquitetônico, sendo estas vantagens para prédios comerciais. Observa-se, como exemplo, a figura 2.3 de um edifício nos Estados Unidos.

Figura 2.3 – Escritório Terry Thomas Localizado em Seattle-EUA



Fonte: Rfstearns (2015)

As vigas casteladas podem ser utilizadas em coberturas em arco, podendo-se adaptar a curvatura para qualquer necessidade. A figura 2.4 mostra uma cobertura em arco localizada numa estação de trem no Rio Grande do Sul. Segundo Abreu (2011), a solução de vigas casteladas em arco permite maior economia no peso da estrutura, já que pode ser utilizada para vencer vãos de cobertura em arco de até 55 metros.

Figura 2.4 – Estrutura em arco com vigas casteladas na Estação Santo Afonso em Novo Hamburgo-RS



Fonte: trensurb.gov.br (2015)

2.2 TRABALHOS REALIZADOS

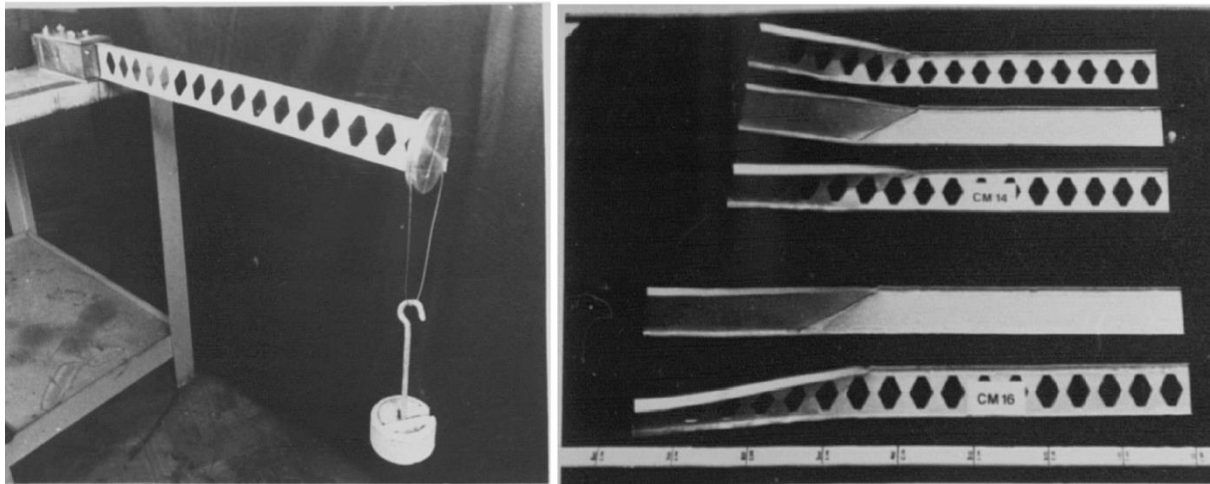
A utilização de vigas casteladas como elementos estruturais levou a vários estudos sobre seu comportamento estrutural. Com relação à flambagem lateral com torção em vigas de aço, seguem alguns estudos realizados.

Kerdal (1982) investigou a estabilidade e o comportamento de vigas casteladas, com o objetivo de avaliar o colapso por flambagem lateral com torção nessas vigas. Foram ensaiadas oito vigas em escala real e todas sofreram a flambagem lateral com torção. Os resultados apresentados foram compatíveis com o procedimento de cálculo do código britânico em estruturas de aço B/20 que foi publicado em sua forma final como BS 5950-1:2000 (2001) para vigas de alma cheia, mas com as propriedades geométricas da secção transversal no centro da abertura.

Também foram ensaiadas 10 vigas com fator de escala de 1/10, sendo seus comprimentos ditados pelo número de aberturas na alma. Um primeiro lote foi feito de seis

vigas, variando o número de aberturas entre oito e dezoito, com incremento de duas aberturas por ensaio. Mais duas vigas com quatorze e dezesseis aberturas foram feitas para verificar a repetitividade do teste, resultados e a qualidade do processo de fabricação. Então, mais duas vigas de alma cheia com o mesmo comprimento das vigas casteladas de 14 e 16 aberturas foram ensaiadas, a fim de comparar o seu comportamento com os das vigas casteladas e verificar o efeito das aberturas no comportamento à flambagem lateral com torção. Concluiu-se que as vigas casteladas e as de alma cheia apresentaram comportamento similar quando se trata desse tipo de modo de colapso, como se pode observar no ensaio das vigas na figura 2.5.

Figura 2.5 – FLT em vigas simuladas por Kerdal (1982)



Fonte: Kerdal (1982)

Bradley (2003) realizou um estudo experimental e analítico sobre o estado-limite último da flambagem lateral com torção durante o processo de montagem de vigas casteladas, já que, durante a montagem, as vigas não têm os travamentos existentes quando a estrutura estiver completa. Foi utilizado o guia desenvolvido por Galambos (1998) para determinar o comprimento destravado à flambagem lateral com torção, considerando o peso próprio da viga e um carregamento concentrado com diferentes excentricidades com 300 lb(136 kg) simulando o peso de um operário no meio do vão. Duas vigas casteladas foram obtidas a partir dos perfis CB 24x26 e CB 27x40, com quatro comprimentos diferentes cada. Concluiu-se que a especificação apresentada pelo AISC (1999) para flambagem lateral com torção para vigas de alma plana é condizente para verificar esse tipo de colapso, desde que sejam considerados os fatores de comprimento efetivo adequados e o ganho de rigidez ao empenamento e torção devido a ligação com o pilar.

Mohebkhah (2004) desenvolveu um modelo numérico a fim de realizar análise de flexo-torção inelástica. Utilizou esse modelo para investigar os efeitos de esbeltez sobre o coeficiente de equivalência do momento fletor C_b para vigas casteladas biapoiadas com diferentes valores de esbeltez. Verificou-se que os valores da constante C_b fornecidos pela AISC-LRFD não são precisos para os casos de flambagem inelástica em condições de carregamento concentrado e distribuído. Também se verificou que o coeficiente de equivalência do momento fletor C_b depende não apenas das condições de carregamento, mas também da esbeltez modificada que é um fator de redução que leva em conta o momento de plastificação da seção transversal e o momento crítico à flambagem considerando as propriedades nos centros dos alvéolos das vigas casteladas.

Zirakian e Showkati (2006) realizaram investigações experimentais e teóricas, referentes à flambagem distorcional de vigas casteladas em tamanho real. Geralmente, essa flambagem ocorre em vigas de comprimento intermediário e seções esbeltas, devido à interação entre a flambagem da alma e flambagem lateral, ocorrendo deflexão e distorção lateral da seção transversal. Foram ensaiadas seis vigas casteladas, em escala real, obtidas a partir dos perfis alemães IPE 12 e IPE 14, biapoiadas, com vínculos tipo garfo, submetidas a carregamento concentrado no meio do vão e com vãos variando entre 3600 mm à 5200 mm. Todos os modelos apresentaram colapso por flambagem lateral acompanhado de distorção da alma. Os resultados obtidos foram comparados com procedimentos e métodos teóricos de extrapolação para vigas sujeitas à flambagem lateral com torção, obtendo-se discrepância de até 8%. Os resultados, apesar das diferenças entre os experimentos e a predição teórica, foram considerados satisfatórios.

Wissmann (2009) realizou modelagens numéricas no programa ANSYS, com aplicação do método dos elementos finitos e utilizando-se enrijecedores a fim de evitar a flambagem das peças. Investigou-se o efeito da angulação das aberturas hexagonais realizando análises para vigas laminadas com três aberturas nos terços médios, vigas casteladas tipo Litzka, vigas expandidas em altura e uma viga Litzka expandida, que obteve ganho de resistência médio de 49,3%. Tal aumento se deve ao maior distanciamento entre as mesas quando comparado à altura de um perfil expandido.

Abreu (2011) desenvolveu um procedimento teórico para determinação do momento fletor resistente nominal de vigas de aço celulares, para o estado-limite último de flambagem lateral com torção. Foram feitas análises numéricas com o método dos elementos finitos utilizando o programa ABAQUS. A análise numérica considerou a não-linearidade física do

material, o efeito das tensões residuais e a não-linearidade geométrica do elemento estrutural. Os resultados foram comparados com os momentos fletores resistentes obtidos para as vigas de alma cheia, fazendo uso do procedimento fornecido pela ABNT NBR 8800:2008. Para as vigas celulares, foram consideradas as propriedades geométricas da seção transversal na região da abertura do alvéolo conforme orientação da Norma britânica BS 5950-1:2000 (2001). O procedimento desenvolvido utilizou esses mesmos métodos e recomendações, porém aumentando em 20% valor do comprimento destravado correspondente ao início do escoamento e assumindo como momento máximo resistente 90% do momento de plastificação. Os resultados obtidos com tal procedimento proposto não consideram os efeitos de flambagem local, não tornando possível a utilização deste método no dimensionamento da flambagem lateral com torção isoladamente para tais casos.

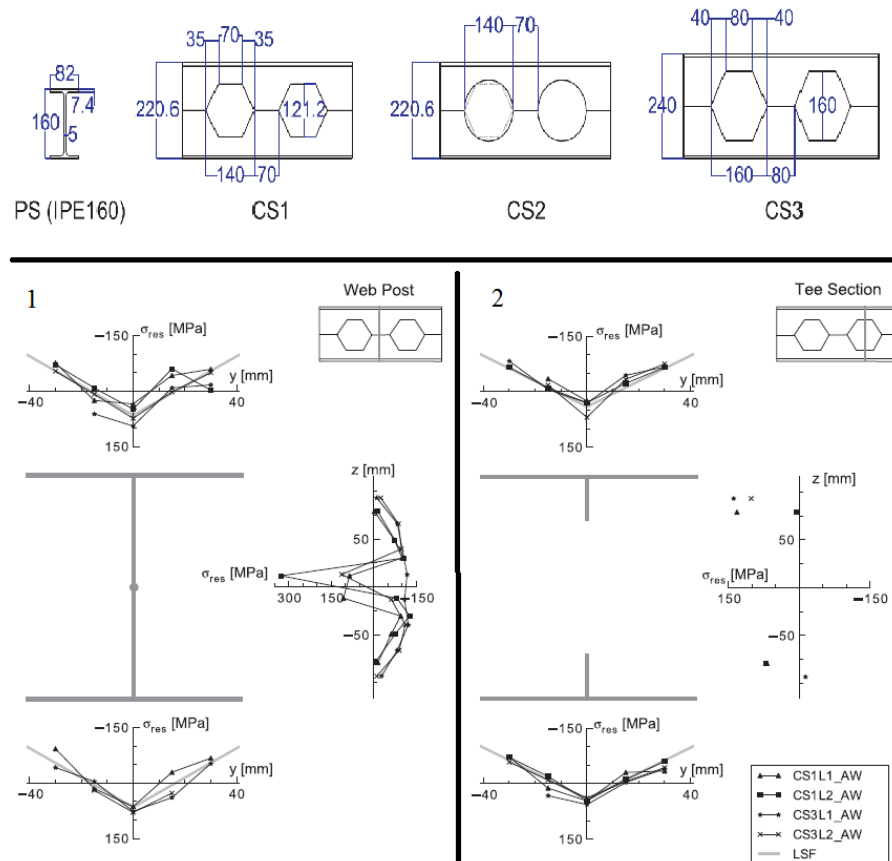
Gama (2011) desenvolveu um modelo numérico que permitiu obter valores do momento resistente à flambagem lateral com torção em vigas casteladas. Foi utilizado para esse estudo o programa ANSYS e a análise numérica foi feita com base no método dos elementos finitos. Os valores obtidos foram comparados com os valores calculados pelo procedimento da EN 1993-1-1:2005 (Eurocode 3) e com o modelo numérico desenvolvido por Radic, Markulak e Varevac (2008). Foi analisado e descrito o comportamento estrutural destas vigas de aço para diferentes perfis, comprimentos, carregamentos e condições de contorno. Avaliou-se a influência das diferenças geométricas e características das vigas casteladas em relação às vigas de alma cheia com as mesmas dimensões. Observou-se uma convergência para os valores de momentos críticos muito aquém dos valores obtidos para o momento de plastificação das vigas a medida que os vãos livres aumentavam, ficando evidente o limitante de capacidade de suporte ditado pela instabilidade lateral das vigas.

Ellobody (2011) desenvolveu um estudo paramétrico para vigas casteladas observando os efeitos na mudança das geometrias da seção transversal e do comprimento do vão. Para tal estudo fez uso de um modelo 3D para simular a flambagem lateral com torção acompanhada de distorção da alma em vigas casteladas, por meio do método dos elementos finitos, considerando a não linearidade dos materiais e as imperfeições iniciais. Concluiu que a distorção da alma causa redução considerável do momento resistente à flambagem lateral com torção em vigas esbeltas. Ademais, os resultados obtidos com a análise numérica foram comparados aos métodos de dimensionamento de vigas, propostos pela norma australiana para vigas de aço sujeitas à flambagem lateral com torção. As previsões de carregamento

foram normalmente conservadoras para as vigas que sofreram flambagem lateral com torção e não conservadoras para os casos com distorção da alma.

Sonck, Impe e Belis (2014) realizaram um trabalho experimental com intuito de estudar as tensões residuais geradas no processo de corte e solda das vigas casteladas e celulares. As tensões residuais foram medidas usando o *sectioning method* (método do corte) que é um método destrutivo de aferição das tensões residuais existentes na peça. O foco do estudo era as tensões residuais nas mesas, visto que as tensões residuais de compressão nas mesas têm maior participação na resistência à flambagem da viga. Concluiu-se que o processo de produção de vigas celulares e casteladas aumenta as tensões residuais já presentes nas mesas do perfil. Segundo os autores, esse efeito deveria ser levado em consideração no dimensionamento de perfis castelados e celulares e ser usado no desenvolvimento de modelos em elementos finitos a fim de melhorar a precisão dos métodos de previsão de colapso por flambagem para as vigas casteladas. A figura 2.6 mostra as tensões residuais medidas para vigas com aberturas para uma seção transversal passando pelo montante da alma e outra seção passando pelo alvéolo.

Figura 2.6- Tensões residuais para vigas casteladas

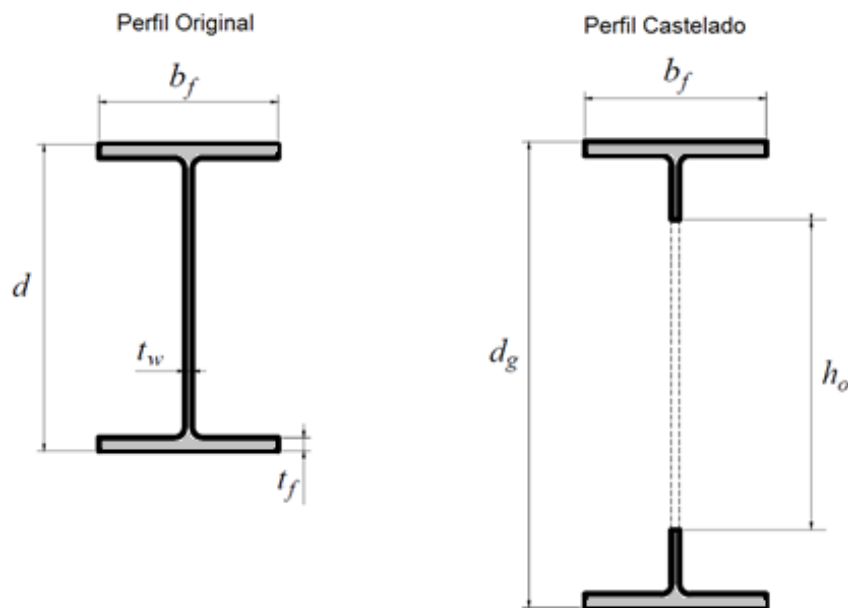


Fonte: Adaptado de Sonck, Impe e Belis (2014)

2.3 PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

Os elementos associados à seção transversal das vigas alveolares são apresentados na figura 2.7.

Figura 2.7 – Perfil Laminado convencional e perfil castelado



Fonte: Autor (2015)

d : Altura total do perfil original (mm)

b_f : Largura da mesa do perfil (mm)

t_f : Espessura da mesa do perfil (mm)

t_w : Espessura da alma do perfil (mm)

d_g : Altura total da viga castelada (mm)

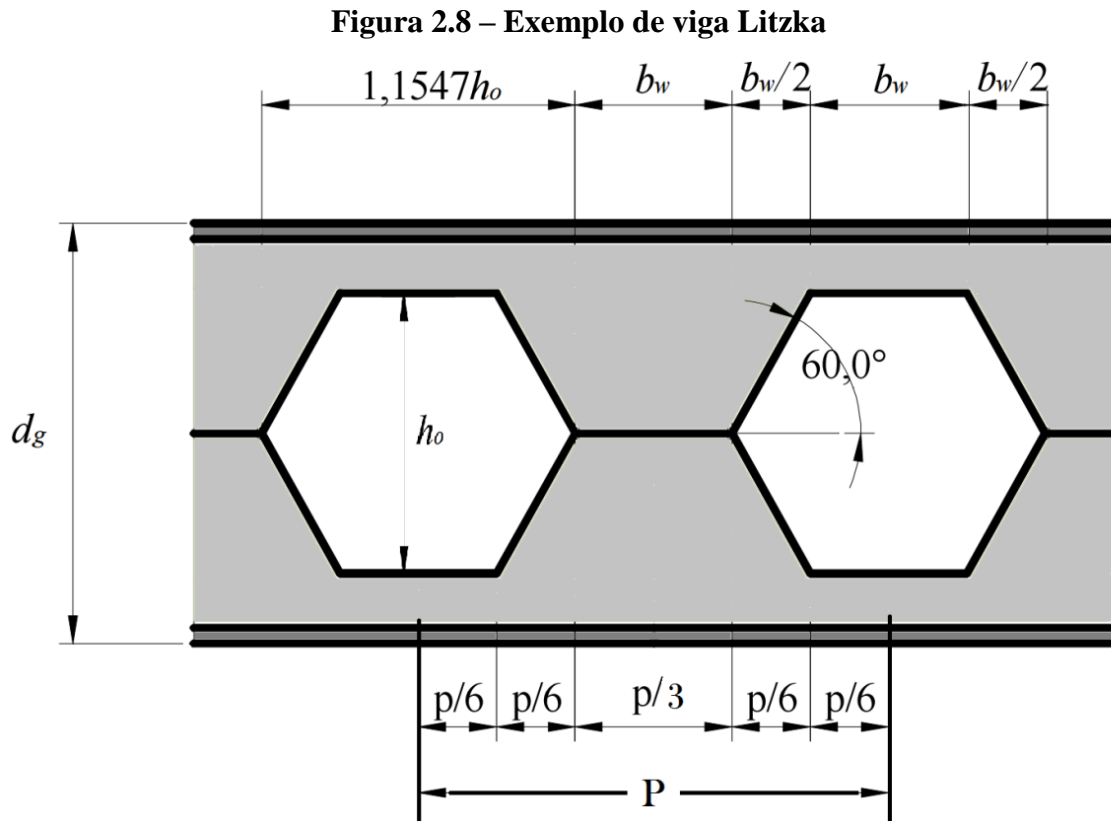
h_o : Altura da parte castelada (mm)

R_{exp} : Razão de expansão, a divisão entre a altura da viga castelada e a altura do perfil original (adimensional)

P : Distância entre centros dos alvéolos (mm)

As vigas casteladas do tipo Litzka se caracterizam por apresentar aberturas compostas por hexágonos equiláteros. Há neste modelo de viga uma relação entre o lado do hexágono e o

passo (distância entre os centros dos alvéolos) onde o lado do hexágono é a terça parte do passo. Na figura 2.8 tem-se a representação da viga castelada tipo Litzka.



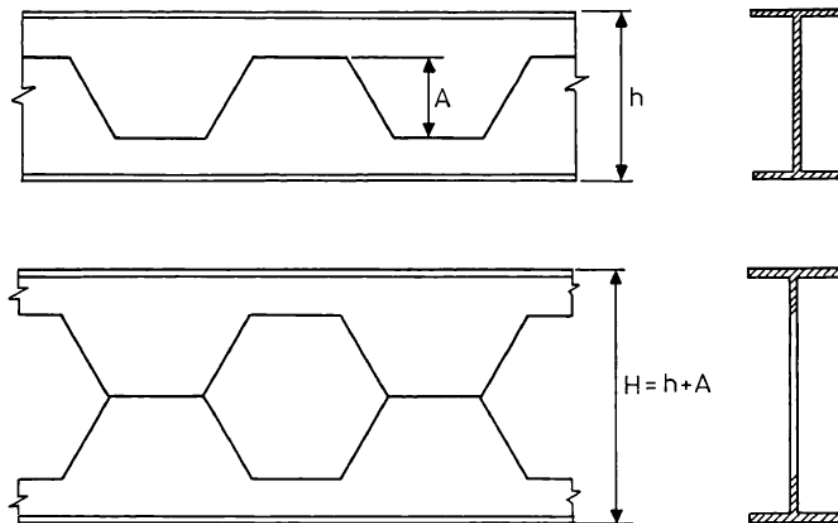
Fonte: Autor (2015)

Outro padrão utilizado é o Peiner, o qual se assemelha ao Litzka, diferindo apenas no ângulo interno de $63,4^\circ$. Também permite que montantes e alvéolos possam ser medidos em relação ao passo, sempre sendo divididos em seis partes iguais.

2.4 PROCESSO DE FABRICAÇÃO DAS VIGAS CASTELADAS

Segundo Kerdal (1982), as vigas casteladas são feitas por expansão de um perfil laminado com formação de um padrão regular de aberturas na alma. A figura 2.9 ilustra a produção de uma viga castelada, em que a seção é separada em duas metades pelo corte da alma em um padrão alternado regular. Após o corte, as metades são defasadas de meio passo de modo que os pontos altos das partes cortadas fiquem em contato para formar uma abertura hexagonal e, então, realiza-se a solda.

Figura 2.9 – Processo de fabricação de vigas casteladas

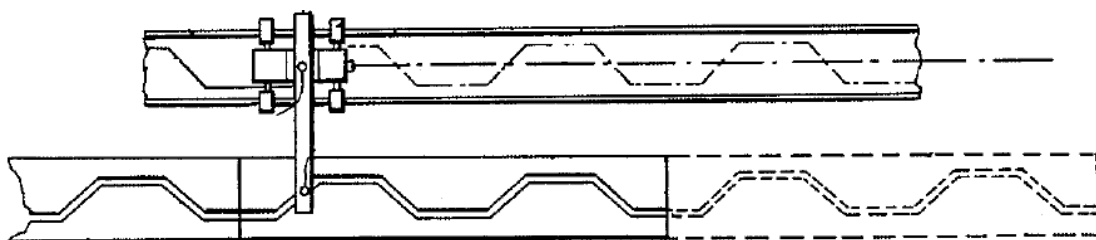


Fonte: Adaptado de Kerdal (1982)

Até a década de 50, o processo de fabricação era realizado de forma manual. Em 1962, Litzka patenteou uma invenção que se refere à confecção de vigas de "favo de mel", com objetivo de melhorar esse processo de fabricação. Nessa mesma patente havia métodos e aparelhos para a fabricação das vigas casteladas com o objetivo de dinamizar o corte longitudinal da viga, o deslocamento das metades e o alinhamento dos montantes, de forma a melhorar o processo de fabricação das vigas casteladas.

De acordo com dados da patente número 3.066.394 de Litzka, uma linha para guiar o corte era desenhada na alma da viga e, em seguida, o corte do perfil era feito, como se pode observar na figura 2.10. As duas metades eram, então, deslocadas longitudinalmente utilizando-se um gabarito que era deslocado ao longo do eixo longitudinal da viga. Até então, as vigas casteladas possuíam utilização restrita, devido aos seus elevados custos de produção (Litzka, 1962).

Figura 2.10 - Processo de corte da alma para produção de vigas casteladas

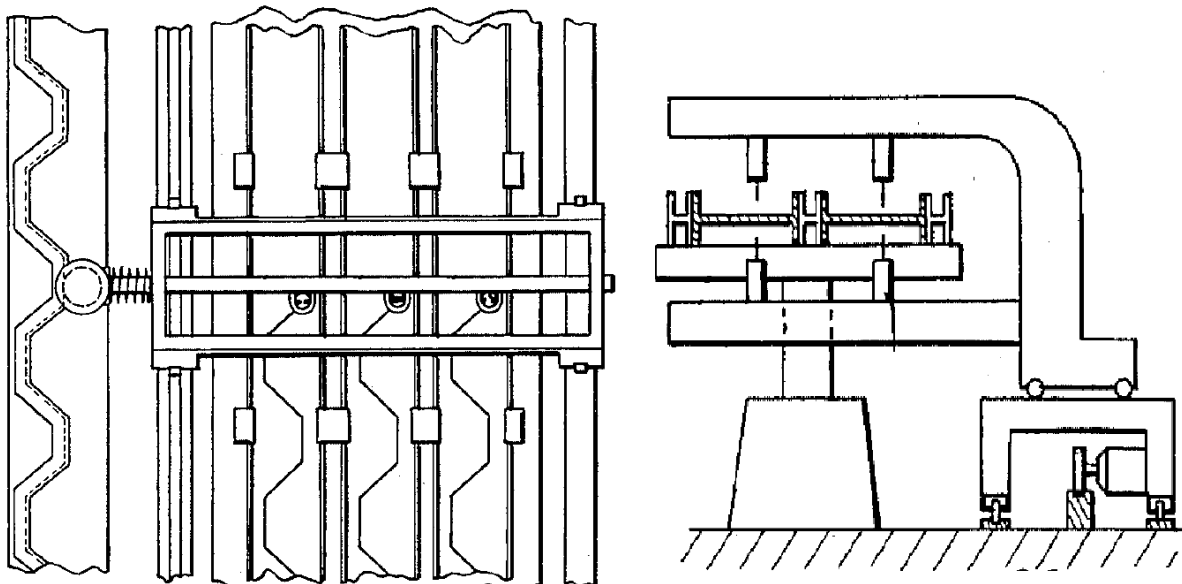


Fonte: Adaptado de Litzka (1962)

Nessa mesma patente, Litzka (1962) desenvolveu um maquinário de corte em larga escala em que foi possível cortar diversas almas de vigas simultaneamente, acelerando o processo de fabricação, conforme mostra a figura 2.11.

O processo de fabricação automatizado propicia a maior utilização das vigas casteladas, uma vez que reduz os custos de produção. É possível ser feito diversos padrões de corte da abertura, que implica em possíveis variações nos coeficientes de expansão da alma. Isto permite que se escolha a altura resultante das vigas casteladas, a geometria do alvéolo e o passo, para melhor se adequar à concepção do projetista (KERDAL, 1982).

Figura 2.11 - Processo de corte da alma para produção de vigas casteladas em larga escala



Fonte: Adaptado de Litzka (1962)

Ao longo do tempo, foram desenvolvidas outras tecnologias referentes aos processos de corte e solda. Com relação ao corte, surgiram novas tecnologias como o emprego do oxicorte (oxiacetileno), plasma ou laser. Estes métodos também podem ser integrados com máquinas de comando numérico computadorizado, possibilitando os padrões de corte e redução no tempo de fabricação (SEVERS, 2000). Na figura 2.12 observa-se o processo de corte por oxiacetileno em larga escala e, em seguida, o processo de soldagem manual na figura 2.13.

Figura 2.12 – Processo de Corte das almas das vigas casteladas



Fonte: Sonck, Impe e Belis (2014)

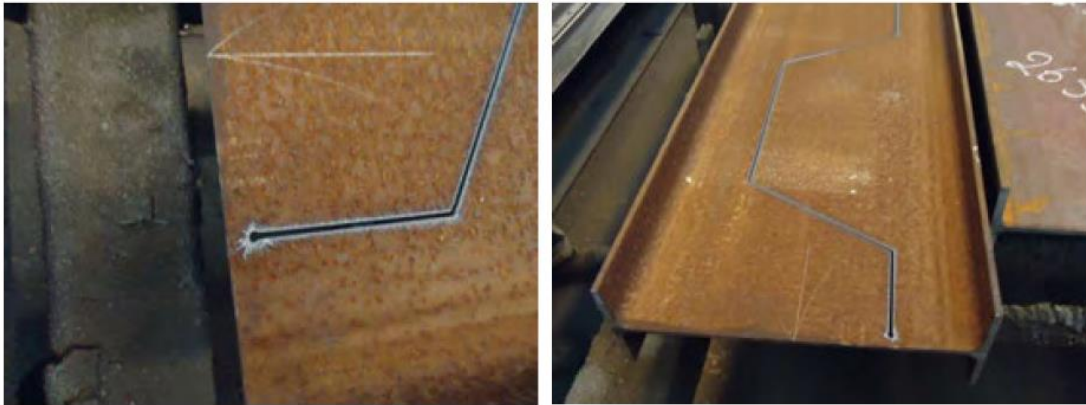
Figura 2.13 – Processo de soldagem na fabricação das vigas casteladas



Fonte: Sonck, Impe e Belis (2014)

De acordo com Oliveira (2012), para assegurar a precisão do corte e da peça, é importante iniciá-lo a partir de um ponto interno à alma, impedindo a separação imediata das metades e evitando que estas sofram empenamento devido às tensões residuais de tração na mesa do perfil, como se observa na figura 2.14.

Figura 2.14 – Detalhe de corte de alma de viga laminada



Fonte: Oliveira (2012).

Após o corte, a viga é levada para uma mesa de montagem com as partes ainda presas. Então, soltam-se as metades com um maçarico e uma ferramenta retira as eventuais rebarbas que foram deixadas no processo de corte. Uma das metades é desempenada, alinhada e fixada na mesa de apoio e a outra é alinhada a essa metade pelos montantes. Devido à tendência de cada metade fletir por causa das tensões residuais, uma é presa à outra em pontos de solda nos montantes. Nessa etapa, caso necessário, também são fixados em suas posições, por meio de pontos de solda, enrijecedores de alma, chapas de preenchimento de alvéolos ou qualquer outro detalhe construtivo (OLIVEIRA, 2012).

A peça, após esta pré-montagem, está pronta para a soldagem final. Segundo Darwin (1990), todo processo de solda deve ser executado com controle rigoroso de qualidade, a fim de garantir que não haja perda da resistência da seção devido a falhas de soldadura e manutenção da resistência do material do perfil original.

O processo de produção de vigas casteladas implica no aumento do custo relativo à mão de obra, corte e solda para sua produção. Esse custo pode ser reduzido com a automatização de máquinas de corte, deslocamento, solda e a fabricação em larga escala. Dessa forma, a fabricação dessas vigas tem se tornado mais competitiva sob o ponto de vista econômico.

2.5 TENSÕES RESIDUAIS

Após o processo fabril de laminação dos perfis metálicos, estes passam pelo processo de resfriamento. O perfil concentra mais massa na região próxima da união da alma com a mesa que nas regiões mais externas das mesas e no centro da alma. Esse fato faz com que diferenças sejam geradas na taxa de resfriamento para a peça de aço a qual, dependendo do valor desse diferencial, pode gerar as chamadas tensões residuais no perfil. A Figura 2.15 mostra um perfil laminado em processo de resfriamento, sendo que as diferenças na coloração da peça mostram esse diferencial de temperatura da peça.

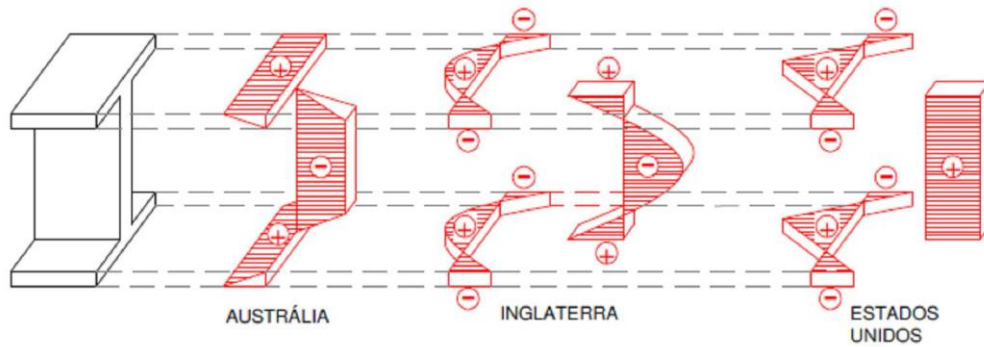
Figura 2.15 – Resfriamento do perfil I o qual acarreta na geração de tensões residuais



Fonte: CMC Steel Products

As regiões do mundo adotam diferentes modelos de distribuição de tensões residuais para os perfis laminados. Na figura 2.16 são mostradas algumas distribuições de tensões residuais.

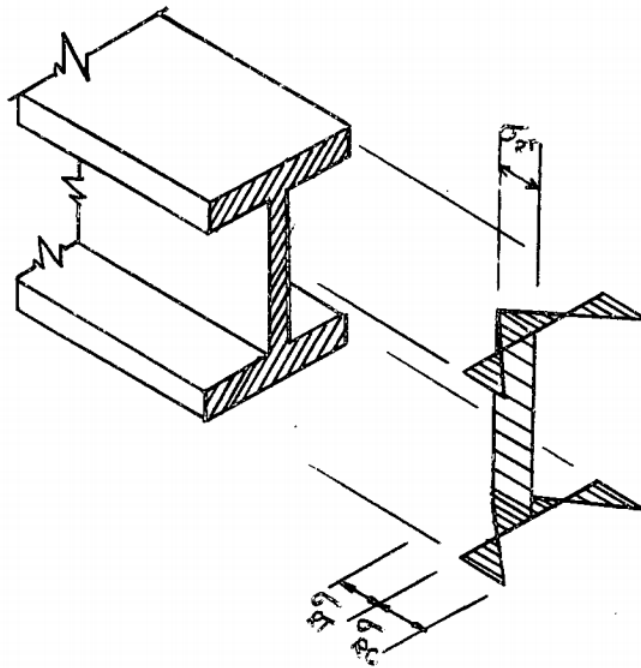
Figura 2.16 – Modelos de distribuição de tensões residuais



Fonte: Gomes (2006)

O padrão de tensão residual proposto por Galambos e Ketter (1957), que assume as tensões linearmente variáveis para as mesas e constante para a alma das vigas laminadas, é mostrado na figura 2.17. Este padrão assume as tensões residuais de compressão como sendo 30% do escoamento e as tensões residuais de tração levando em conta a seção transversal da viga. As equações 1 e 2 exprimem as tensões residuais em função do metal utilizado e das características geométricas da viga.

Figura 2.17 – Distribuição das tensões residuais



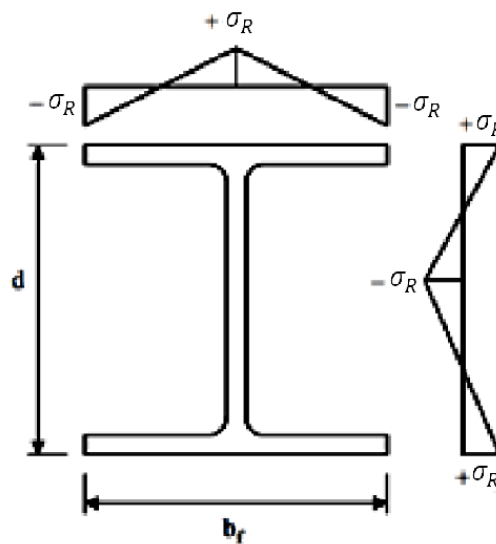
Fonte: Galambos e Ketter (1957)

$$\sigma_{RC} = 0,3 \cdot \sigma_y \quad (1)$$

$$\sigma_{RT} = \left[\frac{bt}{bt + w(d - 2t)} \right] \cdot \sigma_{RC} \quad (2)$$

Segundo recomendações da norma europeia ECCS (1984), o padrão de tensões residuais recomendados para perfis I laminados e soldados tem sua intensidade definida de acordo com as equações 3 e 4, que dependem da relação entre a altura do perfil e a largura das mesas, variando linearmente tanto para as mesas quanto para a alma. A figura 2.18 mostra a distribuição das tensões residuais segundo o ECCS (1984), podendo variar em intensidade dependendo da relação entre a altura da alma e largura das mesas.

Figura 2.18 – Distribuição de tensões residuais segundo ECCS (1984)



Fonte: Adaptado de Rigobello (2011)

$$\frac{d}{B_f} < 1,2 \quad \sigma_R = 0,5 \cdot \sigma_y \quad (3)$$

$$\frac{d}{B_f} > 1,2 \quad \sigma_R = 0,3 \cdot \sigma_y \quad (4)$$

De acordo com a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800:2008 para definição das tensões residuais de perfis I laminados, deve ser adotada tensão residual de compressão nas mesas com valor constante igual a 30 % da resistência ao escoamento do aço utilizado.

2.6 CRITÉRIOS DE ESCOAMENTO

Segundo Schmidt (2006), o critério de escoamento define os limites elásticos de um material sob combinados estados de tensões. Sabe-se que o limite elástico em um ensaio de tração é a tensão de escoamento σ_y , enquanto que para um ensaio de cisalhamento é a tensão de escoamento τ_y . Para materiais isotrópicos, os valores das três tensões principais são suficientes para descrever o estado de tensão de forma única. Portanto, pode-se escrever o critério de escoamento em função das tensões principais. É possível expressar as tensões principais $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ como combinação dos três invariantes de tensão I_1, J_2 e J_3 . Consequentemente, a condição de escoamento pode ser expressa na equação 5.

$$f(I_1, J_2, J_3, k_1, k_2, k_3 \dots) = 0 \quad (5)$$

Onde:

I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensões σ_{ij}

J_2 e J_3 são o segundo e o terceiro invariantes do tensor desviador s_{ij}

$k_1, k_2, k_3 \dots$ são constantes do material determinadas experimentalmente

σ_{ij} é o estado de tensões

2.6.1 Critério de von Mises

Richard Edler von Mises foi o matemático e engenheiro mecânico responsável pelo desenvolvimento de um critério de escoamento em 1913. O critério de escoamento separa estados de tensões que geram somente deformações elásticas de estados que geram deformações elásticas e plásticas.

De acordo com Owen e Hinton (1980), o critério de escoamento de von Mises, implica em considerar o início do escoamento quando a energia de distorção elástica (recuperável) atinge um valor crítico k . A equação 6 mostra o critério de von Mises:

$$f(J_2) = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (6)$$

Onde k é a tensão de escoamento para o caso de cisalhamento puro. O limite elástico será obtido quando forem assumidos $\sigma_1 = \sigma_y$, e $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, para o teste de tração uniaxial. Substituindo os valores obtidos na equação 6, resulta na equação 7.

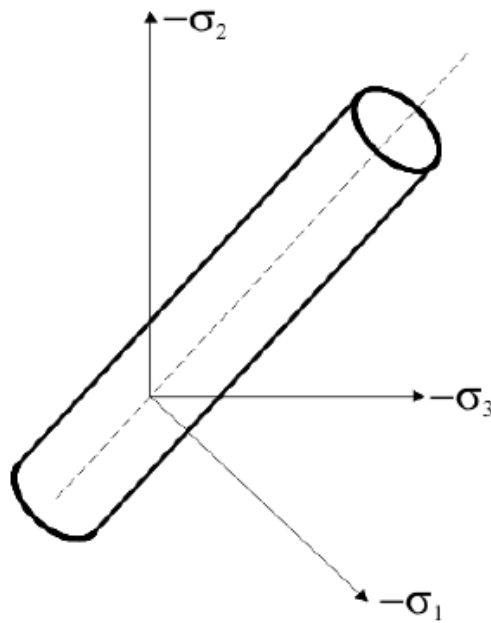
$$k = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (7)$$

Juntando a equação 6 com Equação 7 em função de $J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij}$, é possível chegar a tensão equivalente de von Mises $\bar{\sigma}$, representada na equação 8.

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}} = \sigma_y \quad (8)$$

A figura 2.19 mostra a superfície de escoamento de von Mises, que é representada geometricamente por um cilindro

Figura 2.19 – Representação gráfica das superfícies de escoamento de e von Mises



Fonte: Adaptado de Schmidt (2006)

2.7 MODOS DE COLAPSO

Com o aumento da resistência dos aços empregados na fabricação de perfis laminados, foi possível a fabricação de perfis de aço mais esbeltos. Este fato influencia na estabilidade dos componentes da estrutura suscetíveis a esforços de compressão. Dada esta situação, em muitos casos, devido à alta esbeltez dos elementos que compõe os perfis laminados, estes podem ir ao colapso por instabilidade, tornando este o limitante no dimensionamento dos elementos estruturais. Tal situação é agravada quando a peça sofre expansão da alma e aumento da esbeltez, como é caso do processo de fabricação de vigas casteladas, alveolares angelinas etc.

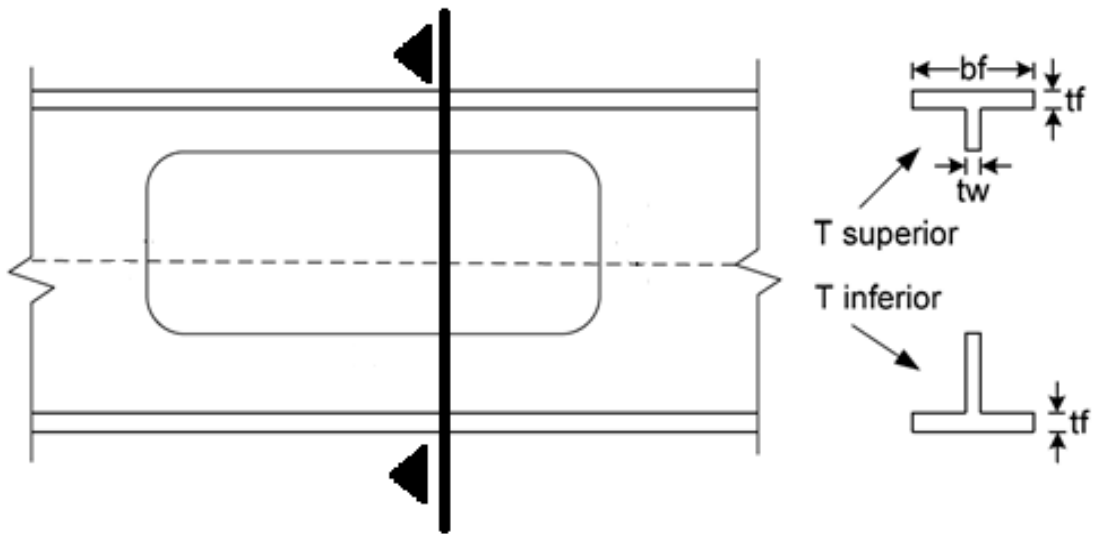
Existem vários possíveis modos de colapso para as vigas casteladas, sendo estes relacionados principalmente à geometria (ressaltando que há um aumento da esbeltez da viga com a expansão da altura total gerado pelo processo fabril de castelação, comparado ao mesmo perfil), aço empregado, vinculação, imperfeições iniciais, tensões residuais, etc.

São elencados a seguir possíveis modos de colapso para as vigas casteladas.

2.7.1 Colapso por formação de mecanismo Plástico

O modo de colapso por mecanismo de flexão costuma ocorrer quando a esbeltez da peça, o comprimento e as vinculações o propiciam. Tal modo é caracterizado pelo escoamento dos “tês” superior e inferior na região com maior momento da viga. Para o caso de vigas biapoiadas com carregamento uniformemente distribuído, o centro da viga tem o maior momento fletor. Para este tipo de colapso, a região dos alvéolos sujeita a solicitação preponderante de momento fletor escoam por tração e compressão, formando rótulas plásticas na região dos “tês” superior e inferior. A figura 2.20 mostra a região central de uma viga com a caracterização dos “tês” superior e inferior.

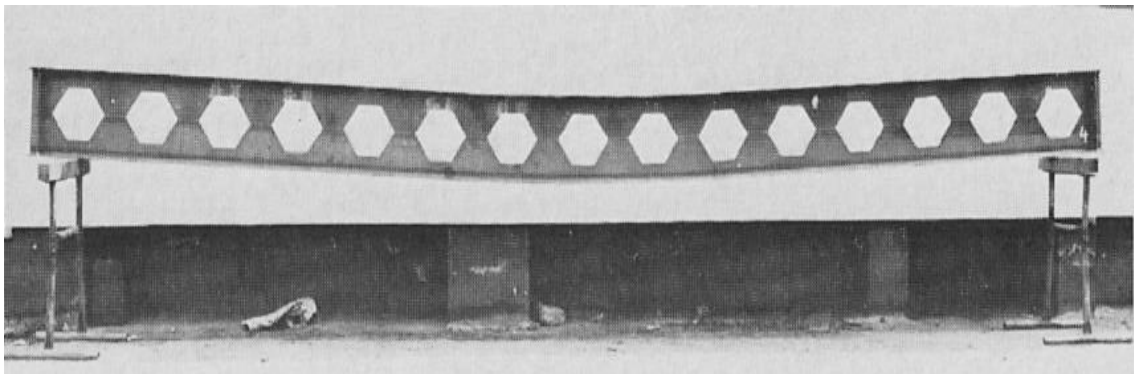
Figura 2.20- Ilustração da região central de uma viga celular e a caracterização dos “tês” do perfil metálico



Fonte: Adaptado de Redwood (1983)

Na figura 2.21 é apresentada uma viga ensaiada no trabalho de Kanning (1974) que sofreu colapso por mecanismo de flexão devido à ação do momento fletor.

Figura 2.21 - Aspecto deformado de uma viga castelada após ensaio com carregamento uniformemente distribuído



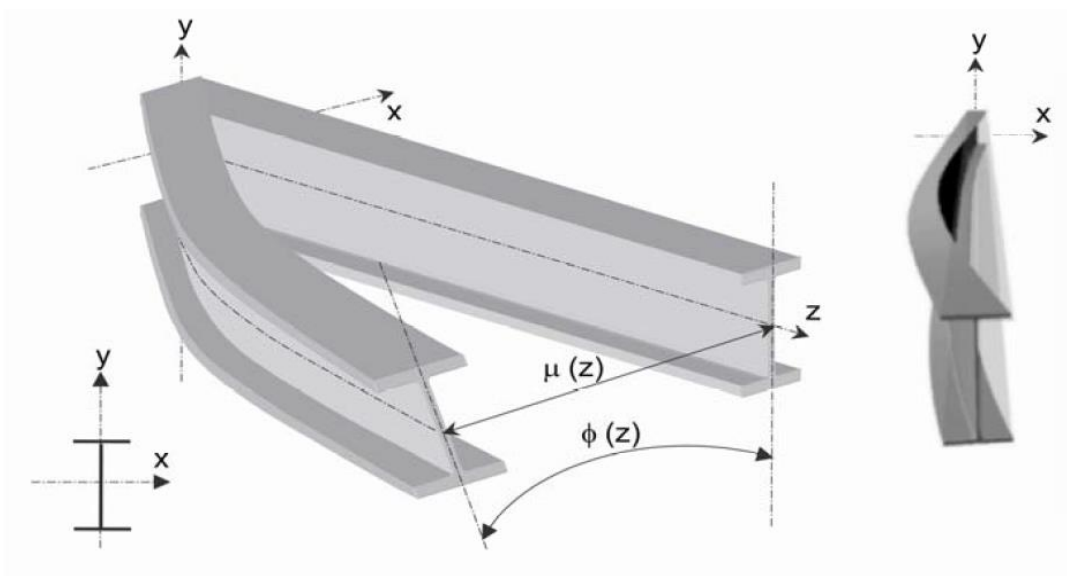
Fonte: Kanning (1974)

2.7.2 Colapso da viga por flambagem lateral com torção

A flambagem pode ocorrer para elementos de barra sujeitos a solicitações de compressão no eixo longitudinal, situação corrente para vigas e pilares.

A FLT consiste na soma de dois efeitos simultâneos, sendo estes, a torção pura no plano da seção somada ao empenamento da seção transversal. Para os perfis I pode ser explicada pelo fato da parte comprimida da seção transversal tornar-se instável. Porém, por estar ligada à parte tracionada por meio da alma, o efeito desestabilizador da parte comprimida faz com que ocorra uma alteração na posição inicial $\mu(z)$ da parte central da viga. Além disso, tendo em vista o fato da parte tracionada, estabilizadora manter sua posição original, ocorre também a torção $\phi(z)$ da viga, conforme mostra a Figura 2.22.

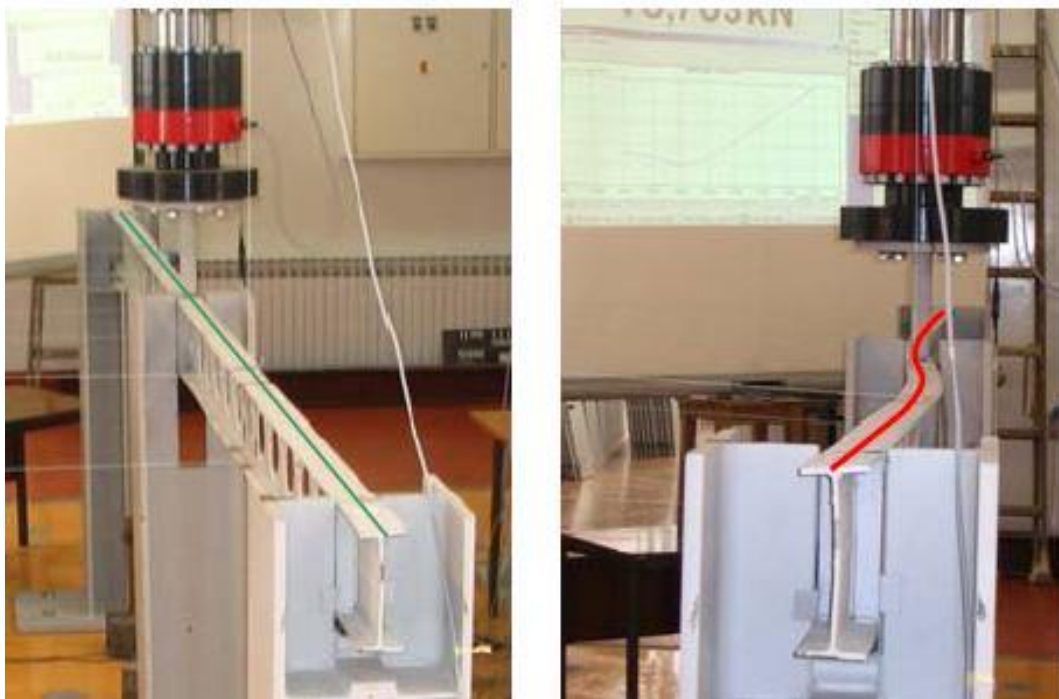
Figura 2.22 – Viga perfil W sujeita a flambagem lateral com torção



Fonte: Adaptado de Sayed-Ahmed (2005)

A figura 2.23 representa um ensaio realizado em viga castelada, também ilustrando fisicamente o vínculo garfo, onde foi caracterizada a colapso por flambagem lateral com torção.

Figura 2.23. Ensaio em viga castelada com colapso por FLT



Fonte: Tkalcevic *et al.*(2007)

Segundo Galambos (1998), na caracterização da flambagem lateral com torção existem três tipos de comportamento:

- Flambagem Elástica: ocorre para as vigas que sofrem flambagem e torção sem que alguma parte das seções tenha atingido a tensão f_y (resistência ao escoamento) situação comum para vigas com grandes comprimentos destravados;
- Flambagem Inelástica: ocorre quando a instabilidade se dá após alguma parte da seção transversal ter plastificado (atingido a resistência ao escoamento). Este fato que pode acelerar o processo de flambagem é situação corrente para comprimentos destravados intermediários. Pode ocorrer a interação entre a flambagem lateral com torção e flambagem localizada da alma, configurando a chamada distorção da alma, devido a alguma seção transversal da viga ter entrado no regime inelástico (Zirakian e Showkati, 2006);
- Comportamento Plástico: ocorre quando o comprimento destravado, condições de contorno e esbeltez da peça são propícios para que ocorra a plastificação total da seção transversal antes de outros tipos de instabilidade ou outros tipos de colapso.

A norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 não trata especificamente do dimensionamento à flambagem lateral com torção das vigas com aberturas, limitando sua abordagem às vigas com alma cheia.

Segundo Abreu (2011), a norma britânica BS 5950 -1:2000 (2001) apresenta um método de verificação de vigas alveolares sujeitas a colapso por FLT. Tal método consiste no emprego das mesmas expressões das vigas de alma cheia, porém utilizando as propriedades geométricas da seção transversal líquida no centro das aberturas (situação mais desfavorável do ponto de vista de momento de inércia) nas vigas casteladas para o cálculo da resistência da viga. Este procedimento é considerado conservador, contudo na falta de resultados mais aprofundados, é indicado.

As Figuras 2.24 e 2.25 mostram uma ocorrência de colapso causada por FLT em vigas do Shopping Città América, localizado na cidade Rio de Janeiro-RJ. Neste contexto, a resistência de uma peça à FLT depende fundamentalmente do momento crítico (M_{cr}) que é o valor de momento fletor que gera a FLT para vigas.

Figura 2.24 – Shopping Città América no Rio de Janeiro - RJ



Fonte: Gama (2011)

Figura 2.25 – Colapso causado por FLT em viga de um shopping no Rio de Janeiro



Fonte: Gama (2011)

2.7.3 Flambagem do montante da alma

A flambagem do montante da alma pode ocorrer por força cortante ou por compressão.

Segundo Silveira (2011), a flambagem do montante da alma por compressão ocorre para os casos em que o momento fletor é predominante, enquanto a flambagem por cisalhamento ocorre quando a força cortante é significativa diante do momento.

De acordo com Vieira (2014), a flambagem do montante de alma é um dos mecanismos de colapso mais complexos existentes em vigas casteladas e está associada a diversos parâmetros, incluindo o espaçamento entre as aberturas (passo) e a esbeltez da alma (λ).

2.7.3.1 Flambagem do montante da alma por força cortante

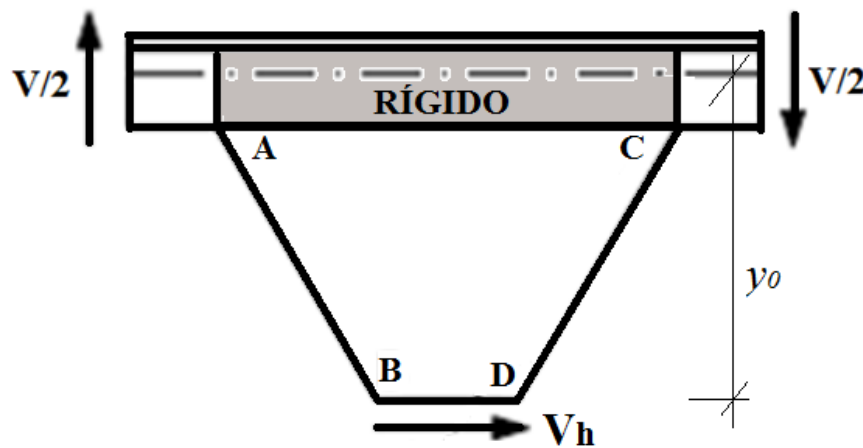
Redwood e Demirdjian (1998) estudaram a flambagem local da alma por força cortante em vigas casteladas ensaiando quatro perfis com as mesmas seções transversais e configurações de aberturas, variando apenas o comprimento. O maior foco do experimento foi investigar a flambagem do montante de alma e estudar a influência da interação momento-cortante na instabilidade. Também foram desenvolvidos modelos numéricos semelhantes aos

modelos experimentais, utilizando o MEF. Foi observado que todas as cargas críticas numéricas obtidas foram menores que os valores obtidos experimentalmente, variando entre 4% e 14% de diferença entre os modelos. A comparação entre os resultados mostrou que a utilização da análise elástica para a estimativa da resistência do montante de alma submetido a altas forças de cisalhamento tem boa concordância com resultados experimentais.

Kerdal e Nethercot (1984) afirmam que a flambagem do montante da alma por força cortante é um tipo de instabilidade na qual o montante da viga sofre flexão. Este é um tipo de instabilidade onde o montante da alma se comporta como uma viga sujeita a esforço de flexão em relação ao seu eixo de maior inércia. O montante da alma pode sofrer flambagem por flexão concomitantemente com torção.

Segundo Ward (1990), dependendo da esbeltez da peça, espessura da alma tw e da relação p/h_0 , o cortante horizontal V_h pode induzir momento na seção rígida (Seção A-C) a ponto de levar o montante de alma à flambagem ou ao colapso por flexão. A Fig. 2.26 ilustra simplificada as forças atuantes em um montante da alma sujeito à flambagem do montante da alma por força cortante.

Figura 2.26 – Forças aplicadas no montante da alma de uma viga castelada



Fonte: Adaptado de Redwood e Demirdjian (1998)

A equação 9 relaciona as forças cortantes horizontais e verticais atuantes no modelo considerado:

$$V_h = V \frac{p}{2y_0} \quad (9)$$

Onde :

y_o é a distância do centro geométrico do 'tê' ao eixo da viga

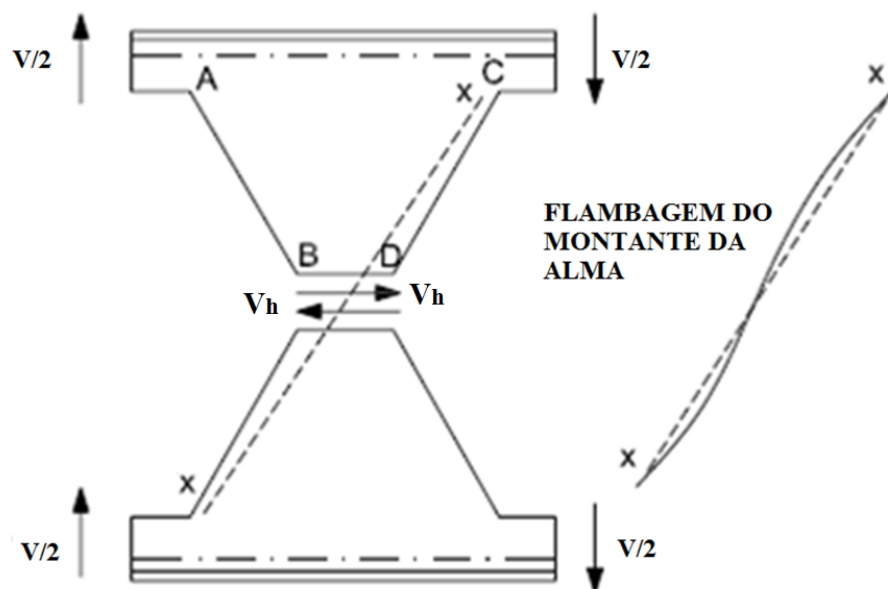
p é o passo

V é a força cortante vertical

V_h é a força cortante horizontal

A flambagem do montante da alma, para a configuração dos esforços apresentados na figura 2.27, é caracterizada pelo giro em torno do eixo (x-x) dos montantes de alma, e, conseqüentemente, pela perda de capacidade de suporte da viga, mostrando como estas tensões estão atuando no montante da alma. O lado AB está sujeito a tensões de tração e o lado CD a tensões de compressão, assim a parte comprimida tende a se deslocar para fora do plano longitudinal da viga, enquanto a parte tracionada permanece em sua posição original.

Figura 2.27 - Trecho de viga ilustrando os esforços quando da ocorrência de flambagem do montante de alma por força cortante



Fonte: Adaptado de Kerdal e Nethercot (1984)

Na figura 2.28 pode ser verificado experimentalmente o colapso por instabilidade do montante da alma por força cortante, detalhe da viga celular ensaiada por Nadjai *et al.* (2008).

Figura 2.28 - Colapso por flambagem do montante de alma por força cortante em viga celular



Fonte: Nadjai *et al.* (2008)

Segundo estudos experimentais em vigas casteladas realizados por Zaarour e Redwood (1996) conclui-se que esse tipo de colapso tem relação com as seguintes características geométricas:

- Altura da abertura (h_0) e altura da total da seção (d_g)
- Altura da abertura (h_0) e largura do montante de alma (b_w)
- Largura do montante de alma e espessura da alma (t_w)

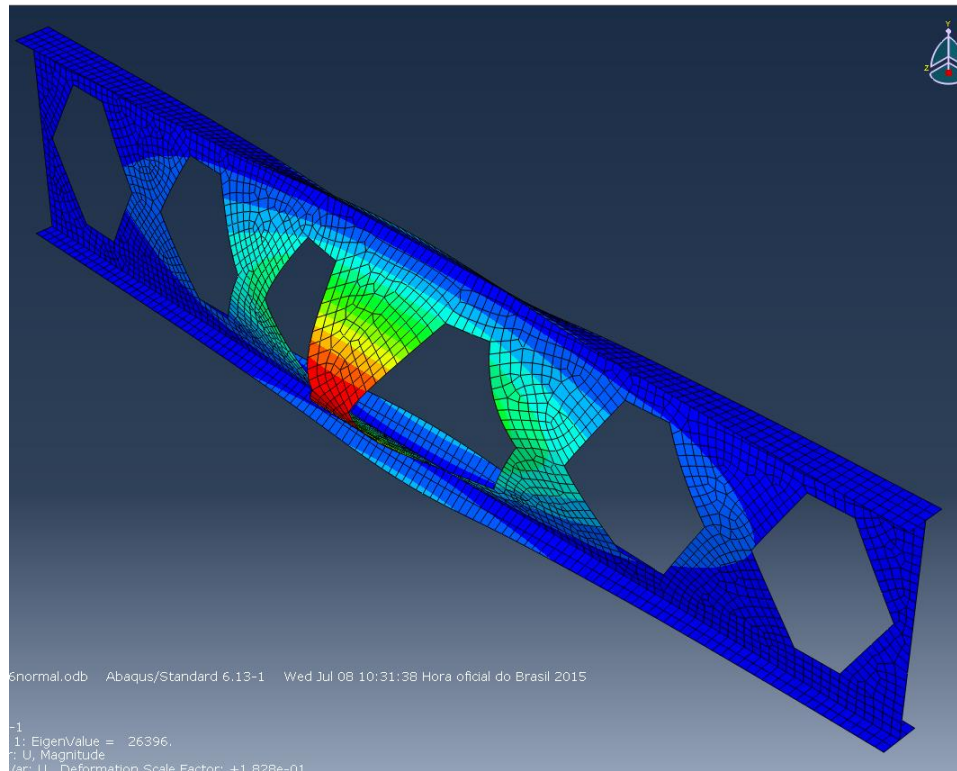
2.7.3.2 Flambagem do montante de alma por compressão

Este modo de colapso ocorre para pontos de carregamento concentrado nos montantes das vigas ou na região dos apoios. Tal colapso se torna mais propício na ausência de enrijecedores localizados nas posições de carregamento.

Segundo Kerdal e Nethercot (1984), o comportamento da região sujeita a este tipo de carregamento se assemelha ao de um pilar com seção transversal igual à menor seção

solicitada, ou seja, a região da solda com comprimento equivalente às alturas das aberturas da viga. A figura 2.29 apresenta a simulação numérica de uma viga castelada sujeita ao colapso por flambagem do montante da alma por compressão.

Figura 2.29 – Viga castelada sujeita a flambagem do montante da alma por compressão



Fonte: Autor (2015)

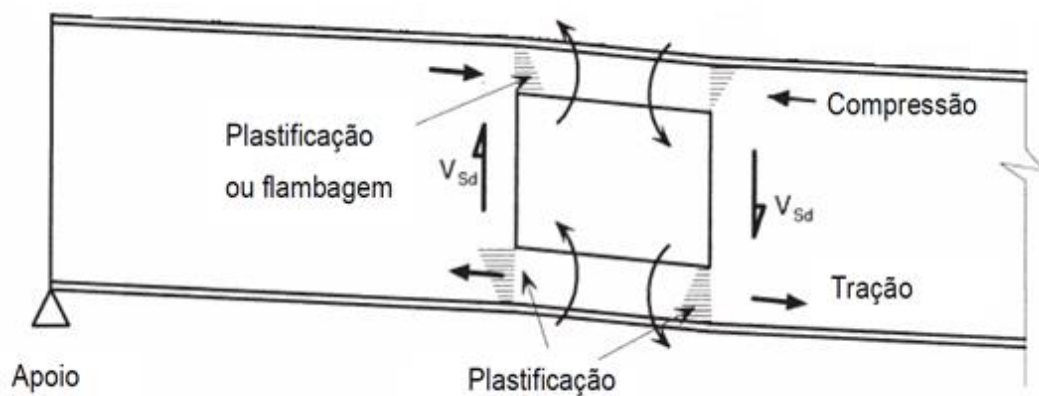
Zaarour e Redwood (1996) realizaram doze ensaios em vigas casteladas a partir de perfis *Bantam*, que possuem esbeltez superior aos perfis europeus. O intuito do estudo era observar a flambagem do montante de alma, realizando, para isso, três análises diferentes. Entre as análises, uma era experimental e as outras duas teóricas, sendo uma baseada no MEF e outra no método das diferenças finitas.

Como resultado, observou-se instabilidade do montante da alma em dez casos. De modo geral, pode-se considerar que os modelos baseados no MEF apresentaram resultados de deslocamentos satisfatórios, embora superiores aos valores experimentais. Já as análises baseadas no método gráfico com uso das diferenças finitas apresentaram maior variabilidade nos resultados. Concluiu-se que, para as vigas *Bantam*, a flambagem do montante da alma é um possível modo de colapso.

2.7.4 Mecanismo Vierendeel

Segundo Bezerra (2011), o mecanismo Vierendeel se manifesta sob a presença de altos valores de força cortante na viga. Este mecanismo pode ser descrito pela formação de rótulas plásticas nas proximidades das aberturas, as quais sofrem deformação angular na região da abertura viga, como se observa na figura 2.30. Com pequenos vãos e alta relação entre a altura do perfil castelado e o perfil original (alto coeficiente de expansão), a viga tende a manifestar este mecanismo de colapso.

Figura 2.30 - Esforços atuantes ao redor do furo, com ilustração de provável local para formação das rotulas plásticas

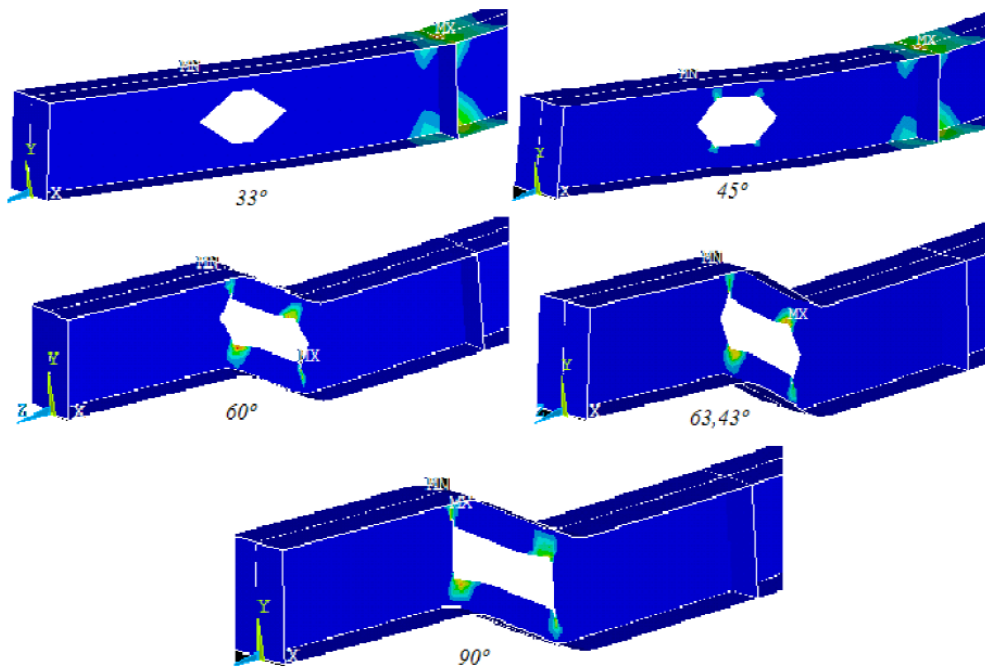


Fonte: Adaptado de Chung e Lawson (2001)

Nas vigas casteladas, os “tês” superior e inferior resistem ao esforço cortante aplicado, assim como aos momentos, que podem ser divididos em primário (momento fletor na seção transversal da viga que é resultado direto do carregamento aplicado) e momento secundário (também conhecido momento de Vierendeel e é resultado da ação da força cortante nos “tês” na direção horizontal das aberturas que é transmitida à região do montante das almas). À medida que o comprimento da região das aberturas aumenta, o momento de Vierendeel também aumenta.

Este tipo de colapso ocorrerá para a abertura em que o máximo esforço cortante estiver atuando, podendo tal situação se manifestar na região dos apoios ou carregamento concentrado. A figura 2.31 ilustra a formação do mecanismo de Vierendeel para vigas casteladas.

Figura 2.31 - Deformação ocorrida na formação do mecanismo Vierendeel

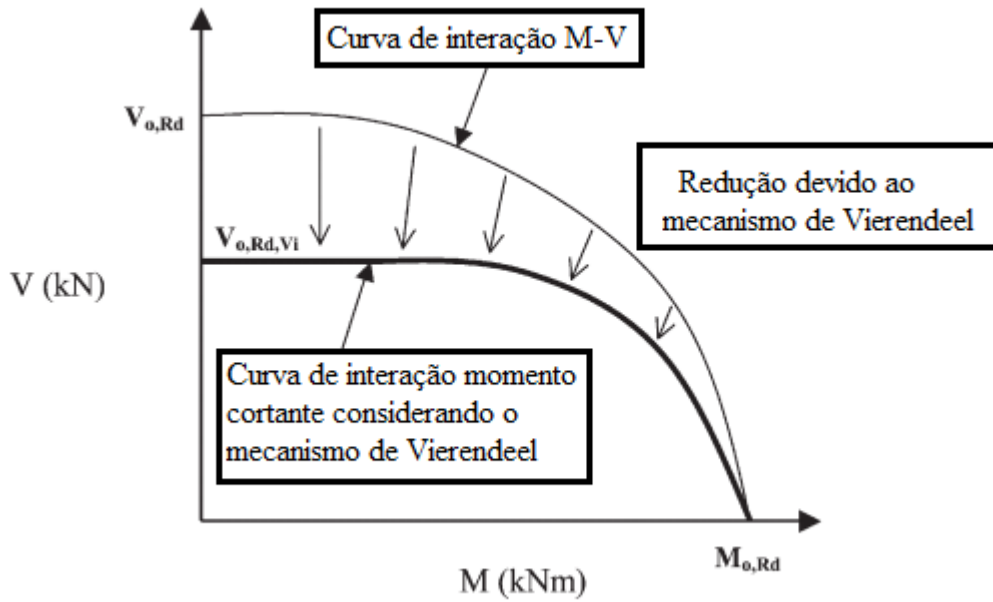


Fonte: Wissmann (2009)

O mecanismo de Vierendeel se manifesta nas vigas casteladas ao redor da abertura da alma e depende das resistências locais à flexão dos “tês” superior e inferior. Isso pode ser melhorado com uso de enrijecedores horizontais soldados abaixo e acima da abertura.

Chung, Liu e Ko (2003) mostraram em seu trabalho o “parâmetro de Vierendeel” para avaliar a redução na capacidade resistente da viga dada pela interação dos esforços de cortante e momento em vigas com aberturas sujeitas a ação do mecanismo de Vierendeel. Tal parâmetro foi baseado na modelagem de elementos finitos simulando o mecanismo de Vierendeel nas seções perfuradas. Foi proposta uma curva empírica de interação flexão-cisalhamento que quantificaria a capacidade de suporte das vigas de aço com furo circular na alma. Vigas perfuradas sob a ação de momentos globais significativos podem ter sua capacidade resistente ao cisalhamento reduzida, conforme ilustra a figura a 2.32.

Figura 2.32 - Curva de redução da capacidade resistente de vigas com aberturas sujeitas a interação flexão-cisalhamento



Fonte: adaptado de Chung, Liu e Ko (2003)

3 REFORÇOS

Faz-se necessário, dependendo da solicitação imposta, o uso de reforços em vigas comuns, bem como em vigas com aberturas.

Para decidir sobre a utilização do reforço, deve-se considerar o custo para sua inserção, em comparação com a aquisição de estrutura de maior porte sem reforço. O tempo de execução da obra, dificuldade em adquirir estrutura de maior porte, ou limitação na instalação do reforço, entre outros fatores, entram como outras variáveis na escolha do modelo estrutural a ser utilizado.

Para vigas casteladas, os efeitos do carregamento se intensificam quando ocorrem simultaneamente força cortante e momento fletor em uma mesma seção transversal, fato que se dá para vigas com balanço, ou nas vigas ligadas rigidamente (vigas engastadas). Tendo essa realidade em vista, o uso racionalizado das vigas casteladas sem reforços adicionais ocorre para os casos em que o esforço cortante e o momento fletor solicitantes ocorram para seções transversais diferentes, caso corrente para as vigas biapoiadas.

A capacidade de suporte das vigas casteladas pode ser melhorada com a implementação de reforços na alma, os quais podem ser adicionados em pontos específicos (reforços discretos) ou ao longo do comprimento da viga (reforços longitudinais).

3.1 REFORÇOS DISCRETOS

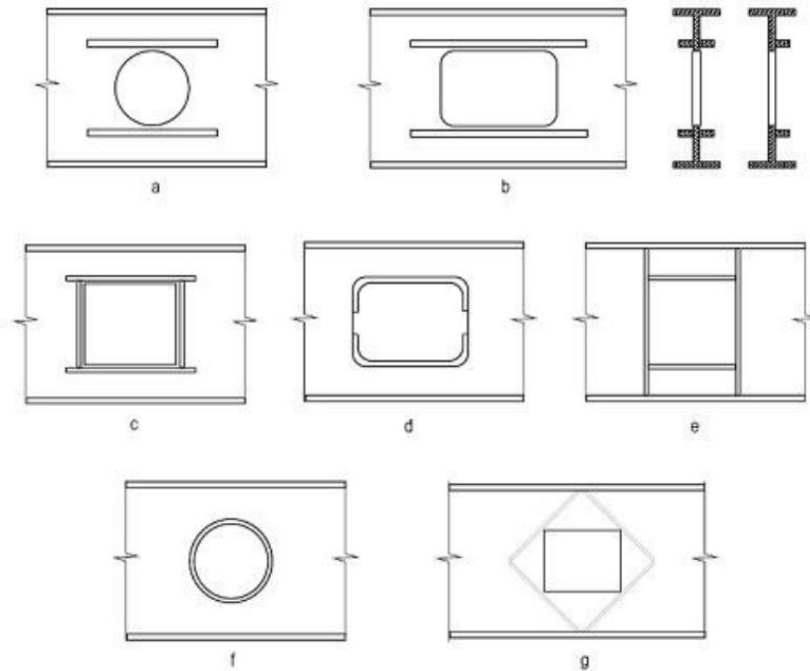
Os reforços discretos se dividem em vários tipos dentre os quais podemos citar os reforços com vista a combater o alto valor de força cortante existente, tais como os reforços verticais nos locais de carregamento concentrado ou nas proximidades dos apoios.

3.1.1 Reforços aplicados no entorno dos alvéolos

Um trabalho realizado por Redwood (1983) mostra alguns tipos de reforços para vigas com abertura na alma, em que os reforços são empregados ao redor dessas aberturas a fim de melhorar a capacidade resistente das vigas. Alguns tipos de reforços ao redor das aberturas são mostrados na Figura 3.1. O propósito estrutural varia conforme o reforço, o comprimento das aberturas e o comprimento da viga castelada. Os reforços ilustrados na imagem 3.1 por

“a”, “b”, “c” e “d” melhoram predominantemente a resistência à flexão local (momento de Vierendeel).

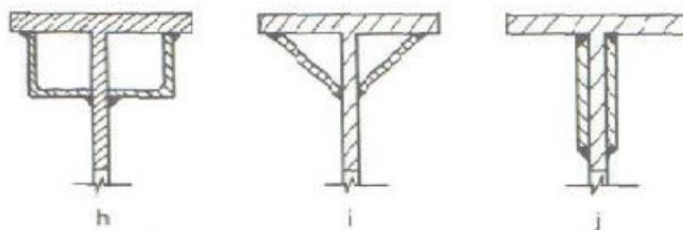
Figura 3.1 - Reforços nas aberturas da alma para vigas



Fonte: Redwood (1983)

Os reforços “h”, “i” e “j” mostrados na figura 3.2 visam a melhorar as características da viga quanto capacidade resistente à flambagem localizada da alma e flambagem localizada das mesas.

Figura 3.2 - Reforços para flambagem local da alma e flambagem local da mesa



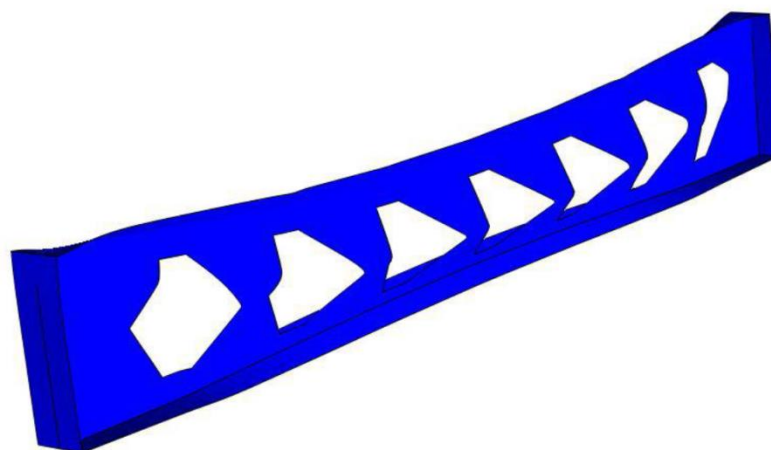
Fonte: Redwood (1983)

Segundo Redwood (1983), os reforços mostrados podem ser combinados para melhorar as características das vigas, conforme o caso estudado em específico.

3.1.2 Enrijecedores verticais utilizados para carregamento distribuído

Em um estudo realizado por Vieira (2011), foi avaliada a influência de enrijecedores de alma verticais, para vigas casteladas sujeitas a colapso por flambagem do montante da alma por compressão. Foi analisada uma viga castelada com padrão de corte anglo saxônico, a partir do perfil W360x32,9 com 3 metros de comprimento. Concluiu-se que, nos perfis estudados, para as vigas com vãos curtos submetidos a carregamento distribuído ao longo do vão, deve ser considerada a flambagem do montante por compressão como possível forma de colapso. Os montantes localizados no centro do vão atingem o colapso antes dos montantes localizados próximos aos apoios. Na Figura 3.3 ilustra-se um caso estudado por Vieira (2011) em que a viga sofreu flambagem por compressão nos montantes da alma.

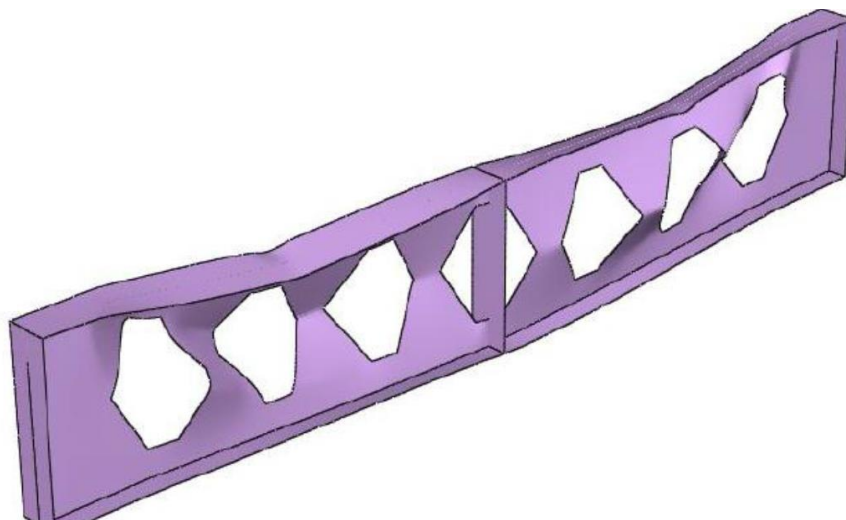
Figura 3.3 – Colapso por flambagem do montante da alma por compressão



Fonte: Vieira (2011)

Na Figura 3.3 mostrou-se uma viga cujo colapso se deu por flambagem do montante de alma por compressão. A mesma viga foi modelada por Vieira (2011) adicionando-se um enrijecedor de alma no centro do vão, mostrado na Figura 3.4, ocorrendo sensível melhora.

Figura 3.4 – Colapso de viga castelada com enrijecedor centro do vão



Fonte: Vieira (2011)

A tabela 3.1 mostra os resultados para o perfil castelado anglo saxônico, a partir do perfil laminado W360x32 com 3 metros de comprimento, mostrando o carregamento último obtidos para a viga castelada e para viga castelada com enrijecedor.

Tabela 3.1 - Carregamento máximo à flambagem do montante da alma

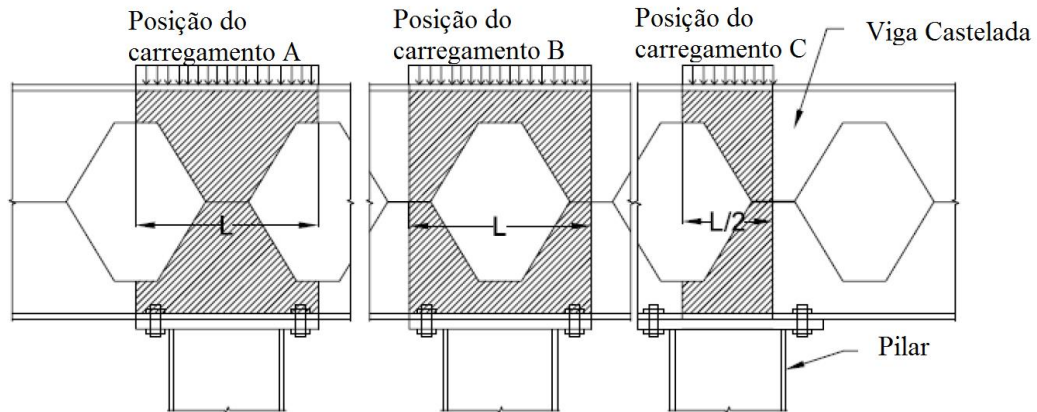
Perfil Analisado	Carga Máxima (P _{máx}) kN
W 360 x 32	128,3
W 360 x 32 Com enrijecedor	99,1

Obteve-se, como resultado da implementação do reforço, a alteração do modo de colapso da viga, passando de flambagem dos montantes de alma por compressão para o colapso por flambagem dos montantes de alma por cisalhamento.

3.1.3 Enrijecedores verticais utilizados para carregamento concentrado

Um estudo realizado por Menkulasi et al. (2015) visa analisar a capacidade resistente de vigas casteladas sujeitas a carregamentos concentrados. O estudo leva em consideração o ponto em que é aplicado o carregamento na viga, além de analisar a flambagem da alma para vigas casteladas e para vigas casteladas com enrijecedores da alma. A figura 3.5 mostra as formas de carregamento e as seções das vigas analisadas no estudo.

Figura 3.5 - Locais de aplicação de carga na viga castelada



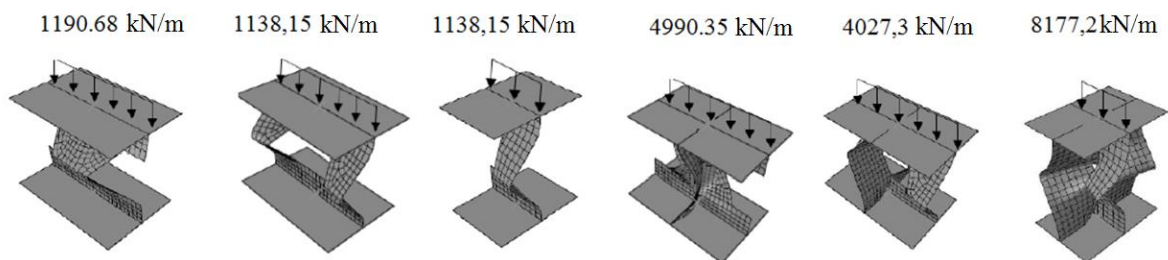
Fonte: Adaptado de Menkulasi et al. (2015)

Onde, L se refere ao comprimento de aplicação do carregamento e também a altura da viga castelada analisada.

Uma abordagem simplificada foi apresentada para a verificação do estado limite à flambagem por compressão da alma, considerando a alma da viga castelada como um pilar com altura igual à altura da alma. Para os casos sem enrijecedores e carregamento aplicado no montante da alma, o pilar tem secção transversal retangular. Para os outros casos, o trabalho propõe a determinação de uma secção transversal equivalente, com espessura igual à da alma e comprimento equivalente a ser determinado.

No trabalho realizado por Menkulasi et al. (2015), os enrijecedores foram colocados formando uma secção cruciforme onde são aplicados os carregamentos, sendo que tais enrijecedores melhoraram a capacidade de suporte da região da viga onde são inseridos. A figura 3.6 mostra a forma deformada para o colapso por flambagem do montante da alma, para uma viga feita a partir do perfil “CB 12x40”. Além de quantificar a melhora causada pela presença dos enrijecedores, para os tipos de carregamentos aplicados, relacionados à ruptura por flambagem do montante da alma.

Figura 3.6 - Utilização de enrijecedores em vigas casteladas



Fonte: Adaptado de Menkulasi et al. (2015)

3.1.4 Preenchimento dos alvéolos existentes

O preenchimento dos alvéolos das vigas casteladas ou celulares, como apresentado na figura 3.7, visa a melhorar a capacidade resistente a esforços cortantes e aumentar a rigidez da viga. Contudo, o custo adicional para inserção das chapas de preenchimento nas vigas onera a produção, uma vez que cada chapa deve ser soldada em todo seu perímetro à alma da viga castelada, aumentando os custos com solda e mão de obra para a produção do elemento estrutural.

Figura 3.7 – Viga castelada com aberturas preenchidas com chapas nos apoios

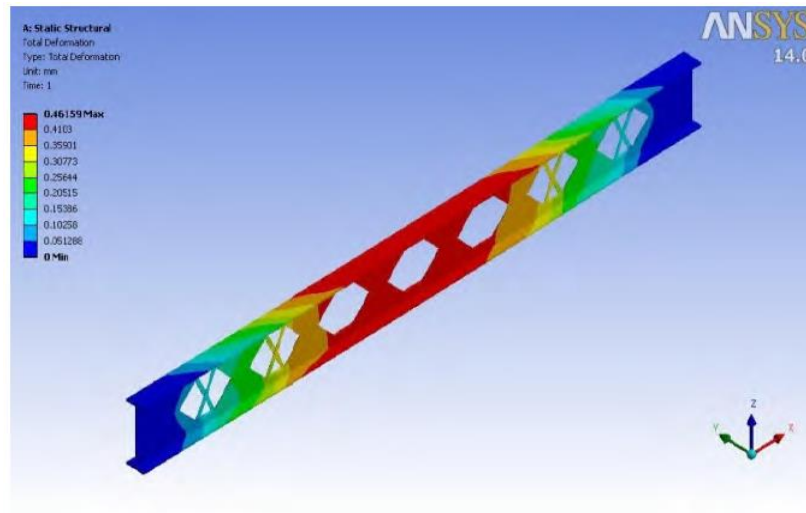


Fonte: Bezerra (2011)

3.1.5 Enrijecedores diagonais nos alvéolos

Um trabalho realizado por Anupriya e Jagadeesan (2014) buscou investigar o comportamento de vigas casteladas sujeitas à força de cortante e de vigas casteladas com enrijecedores. Para tal, foram analisadas vigas a partir dos perfis “ISMB 150” e “ISMB 200” selecionadas para a fabricação das vigas casteladas. A figura 3.8 mostra a viga castelada a partir do perfil “ISMB 200” com os enrijecedores diagonais inseridos nos alvéolos, com a finalidade de melhorar a rigidez e capacidade de suporte dos perfis castelados.

Figura 3.8 – Viga castelada com enrijecedores diagonais

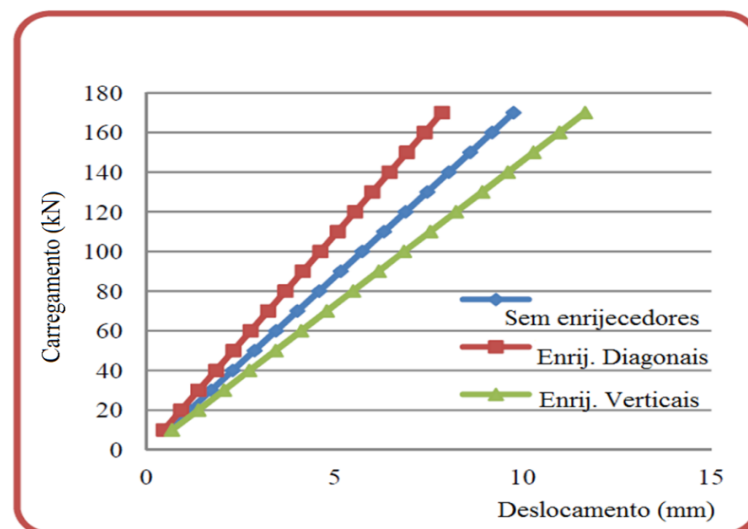


Fonte: Anupriya e Jagadeesan (2014)

A viga castelada a partir do perfil “ISMB 200” foi avaliada com enrijecedores verticais colocados nos montantes da alma próximos às regiões dos apoios. Verificou-se que a concentração de tensões na região dos alvéolos reduz a rigidez da viga castelada e, quando os enrijecedores são inseridos na região dos alvéolos, a capacidade de suporte da viga é melhorada.

A figura 3.9 mostra a relação carga deslocamento para as vigas casteladas modeladas numericamente, a partir do perfil “ISMB 200” sem enrijecedores, com enrijecedores verticais localizados nos montantes da alma e com enrijecedores diagonais localizados nos alvéolos.

Figura 3.9 - Vigas casteladas modeladas

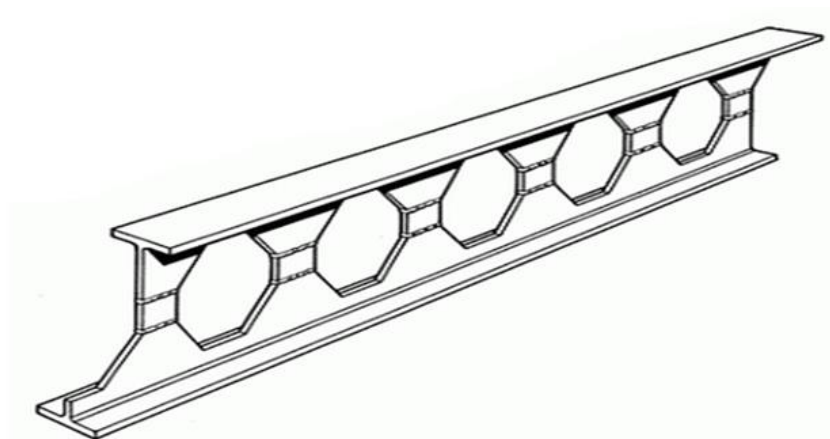


Fonte: adaptado de Anupriya e Jagadeesan (2014)

3.1.6 Expansores de alma

Na figura 3.10, Grunbauer B.V. (2015) mostra que é possível expandir a alma de vigas casteladas por meio da colocação de expansores, passando o formato das aberturas de hexagonal para octogonal. Os expansores de alma não são considerados reforços estruturais, contudo, sua implementação aumenta o momento de inércia da seção e melhora sua resistência à flexão global, visto que os cordões tracionados e comprimidos passam a ter maior distância entre si. Assim, a esbeltez da viga é aumentada, podendo levá-la ao colapso por outros mecanismos, fato, este, que deve ser levado em consideração na análise das condições de vinculação da viga para tirar o melhor proveito dos expansores. Ademais, a utilização de expansores aumenta a quantidade de solda necessária para a fabricação da viga que, quando comparada à fabricação de uma viga castelada convencional, pode elevar os custos de sua produção. Assim, deve-se avaliar individualmente as situações para colocação dos expansores.

Figura 3.10 – Expansores na alma, a fim de melhorar à resistência a flexão da viga castelada



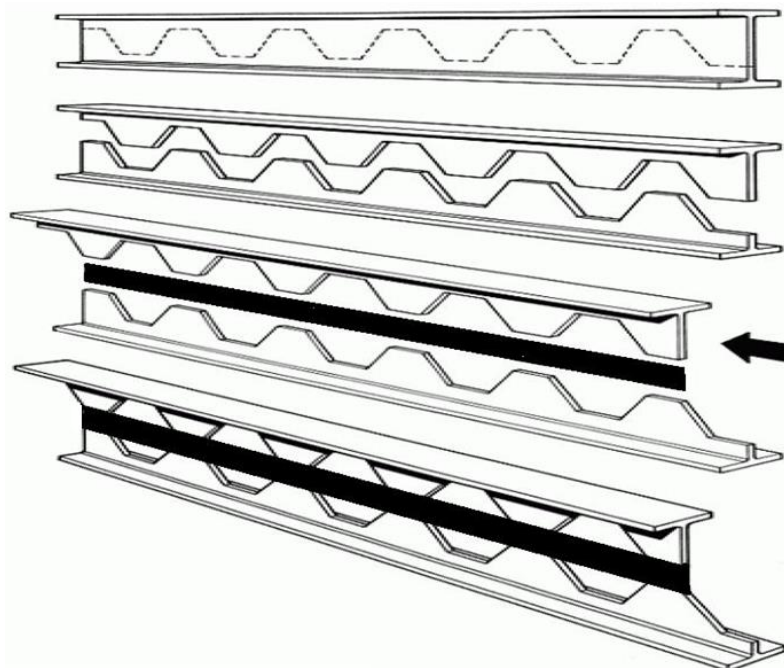
Fonte: Adaptado de Grunbauer B.V. (2015)

3.2 REFORÇOS CONTÍNUOS

Os reforços em vigas casteladas podem ser contínuos ao longo da alma. O presente trabalho tem enfoque na análise da flambagem lateral com torção para vigas casteladas reforçadas longitudinalmente.

O reforço contínuo é inserido durante a fabricação da viga castelada e tem o mesmo custo de corte e solda do modelo idealizado com adição de expansores de alma. A Figura 3.11 ilustra o processo de fabricação de vigas casteladas reforçadas longitudinalmente.

Figura 3.11 – Processo de fabricação de vigas casteladas reforçadas longitudinalmente

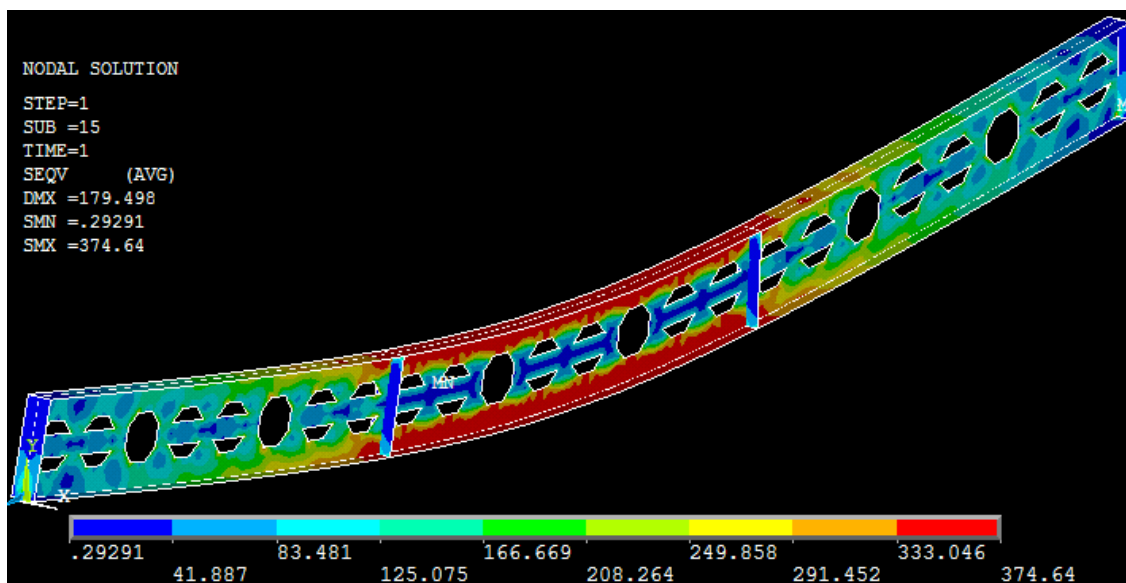


Fonte: Adaptado de Grunbauer B.V. (2015)

Na viga castelada expandida tem-se um aumento do momento de inércia no eixo (x-x), pela expansão devido ao processo de castelamento. Somado a isso, com a inserção da chapa de expansão, o formato das aberturas da alma passa a ser octogonal ou com dois trapézios, dependendo dos locais onde a chapa é empregada. Um trabalho realizado por Wissmann (2009) mostrou que a rigidez e a capacidade resistente ao momento fletor global foram melhorados quando a viga é comparada com a mesma viga Litzka expandida, de igual altura sem a interligação dos expansores (formato octogonal).

Várias são as formas de se expandir a altura de vigas casteladas, com variações de espessura de chapa e seleção de quais aberturas que serão deixadas estrategicamente sem a chapa de expansão a fim de facilitar as interações com outros sistemas prediais, como mostra a viga expandida da figura 3.12 que possui ambos os tipos de abertura.

Figura 3.12 - Viga Litzka expandida, com tensões existentes para uma dada configuração de aberturas



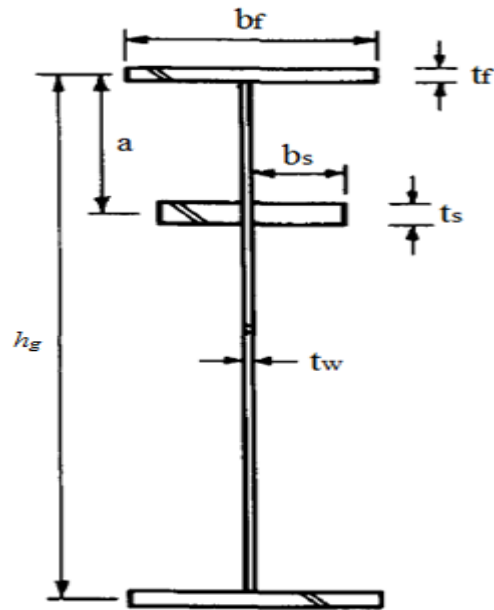
Fonte: Wissmann (2009)

Assim como na utilização de expansores, utilização de chapas de expansão aumenta a quantidade de solda necessária para a fabricação da viga, quando comparada com a fabricação de uma viga castelada convencional. Devendo-se avaliar para tais situações o custo da colocação da chapa de expansão.

3.2.1 Reforços longitudinais para colapso por flambagem local da alma

Um trabalho realizado por Azhari e Bradford (1993) visa analisar a flambagem localizada em vigas I soldadas, contendo reforços longitudinais na alma. Foi calculada a posição ótima do enrijecedor para melhorar a resistência à flambagem localizada da alma. Várias seções foram estudadas com diferentes alturas de alma, variando a relação h_g/t_w entre 100 e 400. A figura 3.13 mostra um perfil enrijecido longitudinalmente para combater a flambagem local da alma, sendo que a distância "a" deve ser considerada a partir do centro da mesa superior.

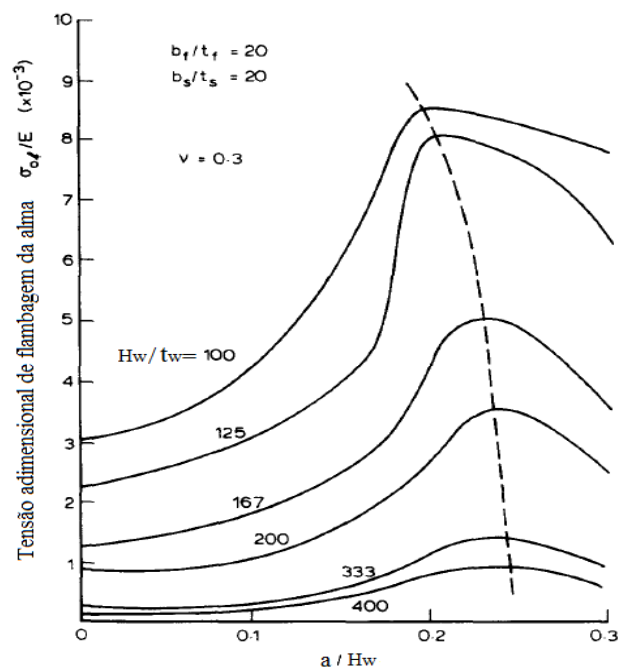
Figura 3.13 – Perfil com enrijecedor longitudinal



Autor: Azhari e Bradford (1993)

De acordo com Azhari e Bradford (1993), em todos os casos mostrou-se que a existência e a posição do enrijecedor tem grande participação na capacidade resistente da viga. A figura 3.14 mostra os resultados obtidos para o local de inserção do enrijecedor para combater a flambagem local da alma.

Figura 3.14 - Tensão crítica para vigas I com enrijecedores longitudinais



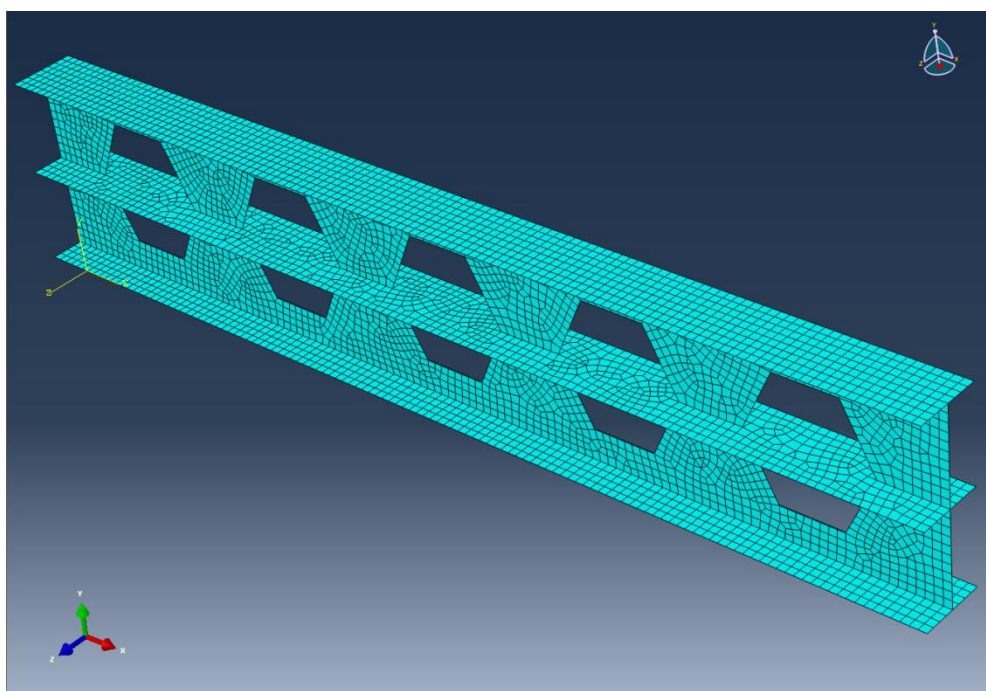
Fonte: Azhari e Bradford (1993)

De acordo com os autores Azhari e Bradford (1993), a posição ótima para inserção do enrijecedor foi encontrada com valores de “a” variando entre 0,20 e 0,25 de h_g a partir da mesa superior, a fim de melhorar as capacidades resistentes quanto à flambagem da alma.

3.2.2 Reforços longitudinais para Flambagem Lateral com Torção

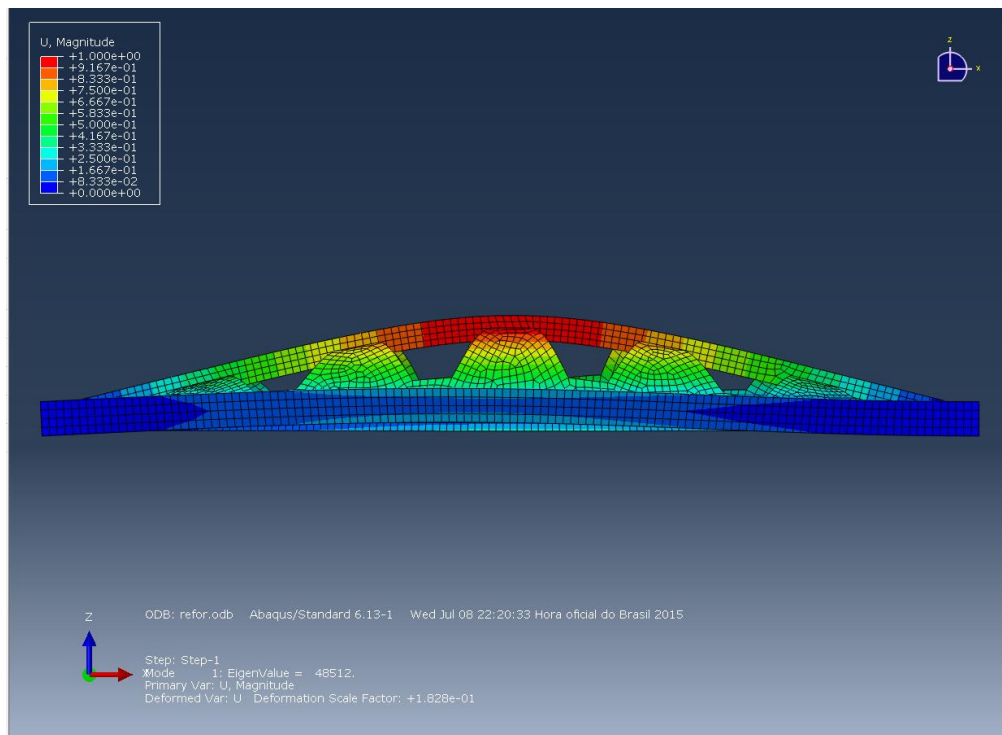
Neste trabalho foi desenvolvido outro modelo de reforço contínuo colocado de forma análoga ao modelo explicitado anteriormente nas vigas casteladas, mas com a chapa de reforço paralela às mesas da viga. Tal reforço tem como objetivo melhorar a resistência da viga à FLT, o qual tem embasamento teórico no fato da equação determinante do momento crítico para vigas de aço não esbeltas utilizada pela ABNT NBR 8800-2008, levando em consideração o momento de inércia no eixo (y-y). A figura 3.15 mostra o reforço longitudinal paralelo às mesas e a figura 3.16 evidencia a atuação do reforço quando do colapso da viga.

Figura 3.15 – Reforço longitudinal paralelo às mesas com intuito de melhorar a resistência à FLT



Fonte: Autor (2015)

Figura 3.16 – Viga castelada com reforço longitudinal paralelo às mesas, evidenciando a atuação do reforço quando no colapso da viga



Fonte: Autor (2015)

Como na utilização de expansores, o custo de produção aumenta quando comparado com a fabricação de uma viga castelada convencional, devendo-se avaliar o custo de fabricação da viga.

4 ANÁLISE TEÓRICA

Neste capítulo foi calculado o momento fletor resistente para vigas sujeitas ao M_{cr} devido à FLT.

A norma ABNT NBR 8800:2008 apresenta um procedimento para o cálculo da capacidade resistente da viga, no qual consta que uma das formas de verificação de colapso é quanto ao momento fletor resistente à flambagem lateral com torção (FLT). Vale ressaltar que tal método de previsão se aplica à determinação do momento crítico à flambagem lateral com torção elástica da viga.

4.1 PROCEDIMENTO DE CÁLCULO DA NORMA BRASILEIRA ABNT NBR 8800:2008

Para os tipos de seção indicados na Tabela G.1 da ABNT NBR 8800-2008, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado pelas equações 10, 11 e 12 .

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (10)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[(M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (11)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (12)$$

Para o cálculo do momento fletor resistente nominal, em estado-limite último de flambagem lateral com torção de vigas I com dupla simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (eixo x-x), considera-se o empenamento e a torção do elemento estrutural, como mostra a equação 13 fornecida pela Tabela G.1 da ABNT NBR 8800-2008.

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (13)$$

Onde:

M_{cr} : momento fletor crítico à flambagem lateral com torção elástica;

C_b : fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, definido como coeficiente de equivalência de momento na flexão;

E : módulo de elasticidade do aço;

I : momento de inércia em relação ao eixo (y-y);

L_b : comprimento destravado da viga quanto à FLT;

C_w : constante de empenamento;

J : constante de torção;

A constante de torção é dada pela equação 14.

$$J = \sum \frac{b t^3}{3} \quad (14)$$

4.1.1 Coeficiente de Equivalência de Momento na Flexão C_b

Em situações corriqueiras de projeto, o diagrama de momento fletor varia na viga. Sabendo-se que a solução algébrica das equações diferenciais da instabilidade por flexo-torção são de difícil resolução algébrica e que a influência da distribuição do momento e condições de apoio são ajustadas através de um fator de equivalência de momento, “ C_b ”, vários são os autores que tentaram formular equações que obtivessem um valor que estimasse corretamente o valor desta constante. Segundo Sherbourne e Pandey (1989), os resultados desses estudos têm sido similares por não incluírem, ou simplesmente aproximarem, a rigidez ao empenamento para simplicidade na análise.

A ABNT NBR 8800:2008 item 5.4.2.3 utiliza como parte dos cálculos necessários para se determinar o valor do momento crítico para FLT, adaptando um limitante máximo para o valor de C_b . A equação 15, foi criada a partir da equação de Kirby e Nethercot (1979), que expõe que expõe a determinação do momento fletor resistente de cálculo para o estado-limite FLT.

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0 \quad (15)$$

Onde:

M_{max} : Valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo;

M_A : Valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

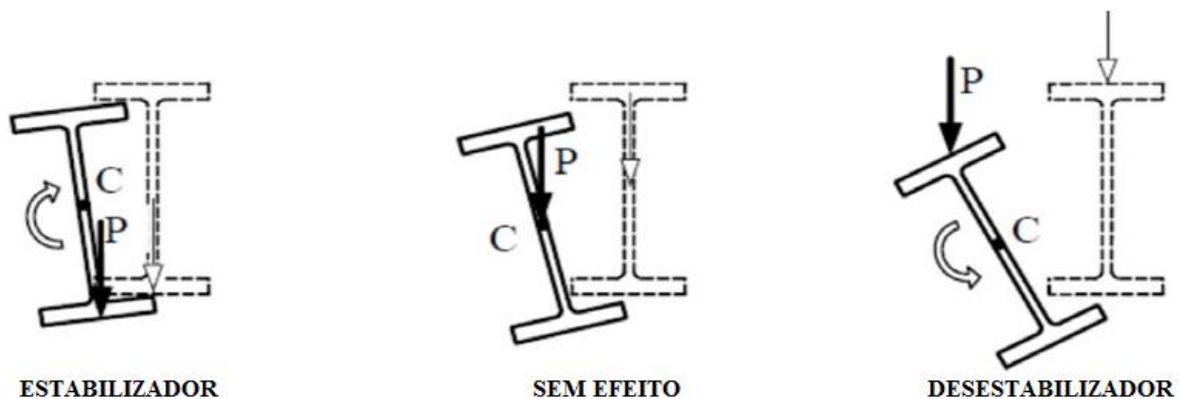
M_B : Valor do momento fletor solicitante de cálculo, no meio do comprimento destravado;

M_C : Valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado;

R_m : Parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0,5 + 2(I_{yc} / I_y)$ para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 nos demais casos.

Havendo forças transversais aplicadas na viga, a posição do ponto de aplicação do carregamento deve ser tal que não produza torção, sendo que o carregamento deve ser aplicado em relação ao centro de cisalhamento da seção transversal da figura. Para seções duplamente simétricas, o centro de cisalhamento coincide com o centroide da seção transversal. A figura 4.1 mostra o efeito do ponto de aplicação do carregamento para perfis de abas paralelas. Um carregamento descendente aplicado abaixo do centroide tem efeito estabilizador, enquanto que o carregamento descendente aplicado acima do centroide da seção tem efeito desestabilizador.

Figura 4.1 - Efeito do ponto de aplicação do carregamento na seção transversal da viga



A equação que calcula o momento crítico pela NBR 8800 fornece valores superiores ao valor real observado para o M_{cr} , se o carregamento for aplicado acima do centro de cisalhamento da seção, enquanto que, se o carregamento for aplicado na região estabilizante, a equação fornece valores de M_{cr} inferiores aos observados na realidade.

Nethercot (1983) apresenta as equações 16, 17 e 18 para determinação de C_b , considerando a posição de aplicação do carregamento em relação ao centro de cisalhamento da seção transversal para perfis I bissimétricos:

Para carregamento aplicado acima ao nível da mesa superior, tem-se:

$$C_b = \frac{A}{B} \quad (16)$$

Para carregamento aplicado no centro de cisalhamento da seção transversal:

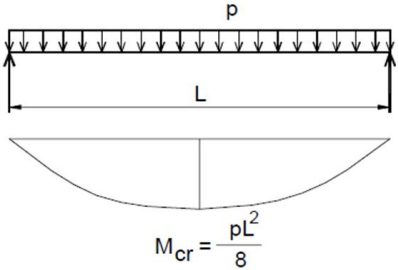
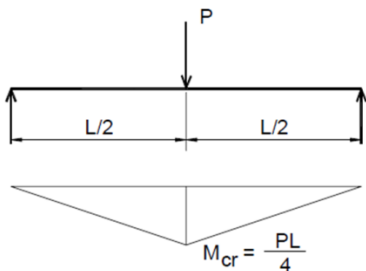
$$C_b = A \quad (17)$$

Para carregamento aplicado, ao nível da mesa inferior:

$$C_b = AB \quad (18)$$

Os coeficientes A e B são tomados a partir da tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Coeficientes A e B para carregamentos transversais às barras:

Carregamento e diagrama de momento fletor	A	B
	1,12	$1 - 0,1R^2 + 0,64R$
	1,35	$1 - 0,154R^2 + 0,535R$
$R = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{E C_{\omega}}{G I_t}}$		

4.1.2 Constante de empenamento C_w

Atualmente ainda não está bem definido o modo como se calcula o constante de empenamento para seções com abertura para uma barra submetida a momento fletor, como o caso de vigas celulares, casteladas e angelinas. Bradley (2003) afirma que essa propriedade deve ser determinada considerando a seção transversal mais desfavorável do ponto de vista de resistência, a qual é formada pelos dois “cordões” isolados, de acordo com a equação 19.

$$C_w = \frac{1}{18} \left[\frac{b_f^3 t_f^3}{4} + \left(\frac{h - d_0}{2} \right)^3 t_w^3 \right] \quad (19)$$

De acordo com Galambos (1968), para os casos de vigas com aberturas, deve-se empregar a mesma equação utilizada na determinação do constante C_w utilizada para as vigas de alma cheia. A equação 20 é empregada na ABNT NBR 8800:2008 como cálculo da constante para perfis de alma cheia:

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} \quad (20)$$

Neste trabalho foi adotado o valor de C_w fornecido pela equação utilizada na ABNT NBR 8800:2008. Um estudo realizado por Bezerra *et al.* (2010), por meio de análises numéricas, concluiu-se que para as vigas casteladas, a expressão obtida no livro de Galambos (1968) fornece resultados mais próximos dos valores obtidos em simulação numérica (equação fornecida pela ABNT NBR 8800:2008 para cálculo da constante de empenamento) em detrimento da equação de Bradley (2003), que tem mostrado resultados conservadores quanto ao ponto de vista de valor de momento crítico obtido, para vigas casteladas.

Devido à falta de equações específicas para o caso de vigas casteladas reforçadas longitudinalmente, adotou-se a Eq. 20 também para as vigas casteladas reforçadas longitudinalmente.

5 ANÁLISE NUMÉRICA

Neste capítulo será descrito o processo de modelagem para o desenvolvimento dos ensaios numéricos com intuito de simular o comportamento estrutural de vigas casteladas. Utilizou-se o programa computacional ABAQUS (HIBBITT, KARLSSON e SORENSEN, 1998), que é baseado no método dos Elementos Finitos. O MEF tem inúmeras aplicações físicas, tais como análise estrutural (objeto deste trabalho), vibrações, transferência de calor, entre outros. É um método que busca resolver de maneira aproximada, mas com precisão satisfatória, equações diferenciais que seriam consideradas demasiadamente complexas para solução algébrica.

O ABAQUS possui um pré-processador e um pós-processador gráfico (em que são inseridos os modelos a serem processados) e um “solver” que realiza as análises das mais diferentes problemáticas inseridas. Para este estudo, serão analisadas vigas padrão Litzka de aço reforçadas longitudinalmente com colapso por Flambagem Lateral com Torção. O programa possui uma vasta biblioteca de possíveis tipos de Elementos Finitos que, se necessário, podem ser combinados para resolver um problema físico.

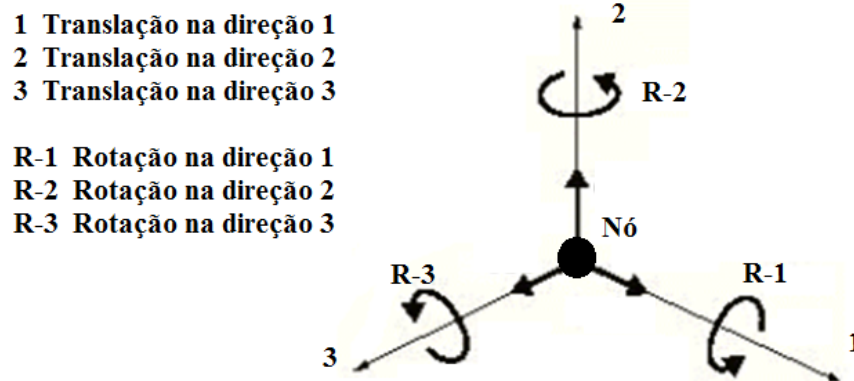
A análise estrutural pelo MEF nesse programa requer a definição da geometria do modelo, escolha dos tipos de elementos que definem o modelo, comportamento dos materiais, ações existentes previamente à análise e ao carregamento que se quer aplicar, condições de contorno e estratégias de análise a serem utilizadas na estrutura.

5.1 GEOMETRIA DO MODELO

Neste estudo, optou-se pela criação de um modelo tridimensional, no qual foram utilizados elementos de casca (shell), que representam a superfície média das chapas de aço. Estes elementos têm propriedade geométrica “2D” e são inseridos em um universo tridimensional, no qual a espessura (3^o dimensão) é uma propriedade (escalar) do plano (vetorial) inserida separadamente. O sistema de coordenadas adotado foi o cartesiano. Para as vigas simuladas, foram utilizados elementos S4R e S3, que são elementos de casca com quatro nós por elemento e seis graus de liberdade em cada nó, sendo utilizada a integração reduzida.

A figura 5.1 representa os graus de liberdade de cada nó dos elementos numéricos inseridos.

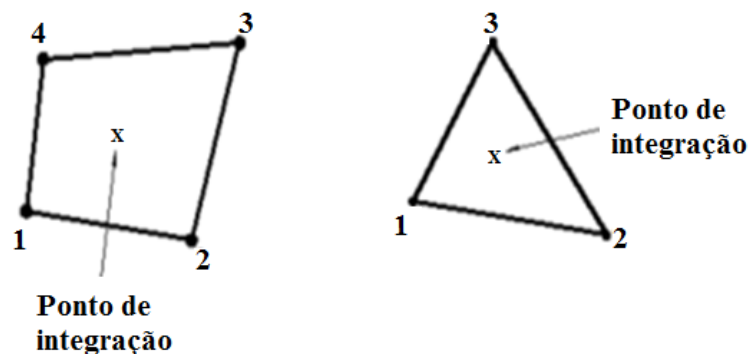
Figura 5.1 – Graus de liberdade considerados em cada nó, em cada eixo do espaço tridimensional



Fonte: Adaptado de Hibbitt, Karlsson e Sorensen (1998)

Os elementos S4R e S3 são capazes de incorporar o comportamento elasto-plástico do material e não linearidades geométricas. Os elementos utilizados têm integração realizada pela regra de Simpson com cinco pontos de integração ao longo da espessura. Optou-se por ativar a função Quad-dominated do controle de elementos de malha no ABAQUS, que faz com que o gerador de malha do programa incorpore nas regiões que julgue necessário alguns elementos S3, de modo a otimizar a solução para a geometria do modelo e reduzir as distorções nos elementos S4R que seriam empregados nos pontos onde são trocados por elementos S3. Os elementos S3 empregados são elementos de casca lineares, com três nós e seis graus de liberdade por nó. A figura 5.2 representa os elementos S4R e S3 da biblioteca do ABAQUS, utilizados para construção do modelo de elementos finitos.

Na Figura 5.2 - Elementos S4R e S3 da biblioteca do ABAQUS



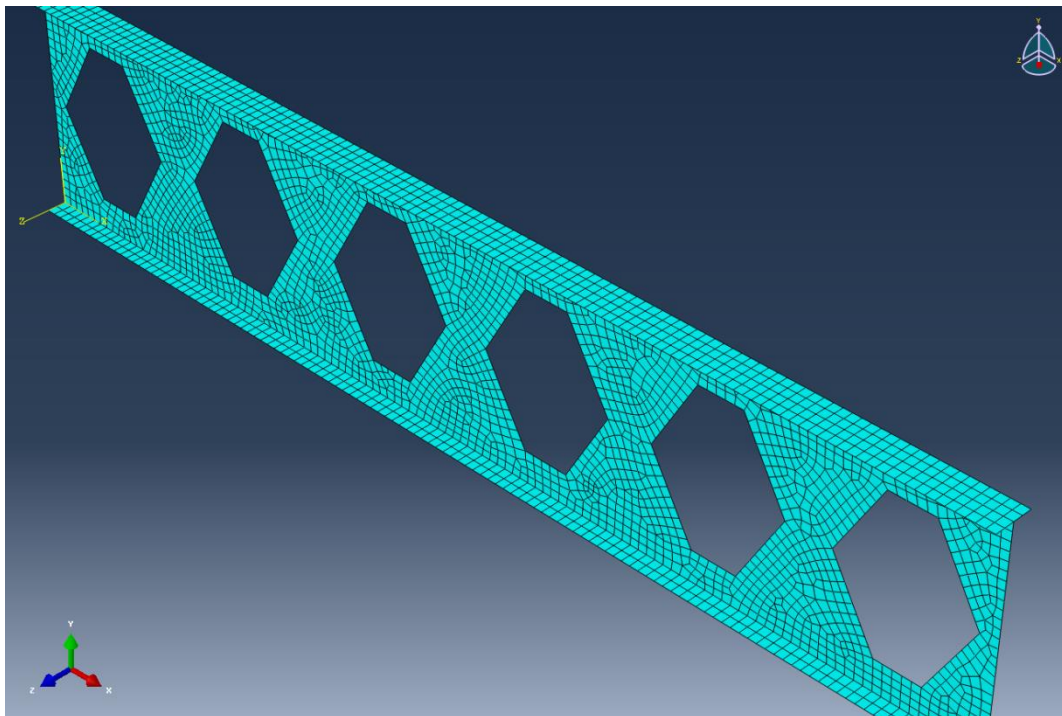
Fonte: Hibbitt, Karlsson e Sorensen (1998)

Utilizou-se malha livre para representar o modelo geométrico da viga castelada. A malha foi escolhida com base no fato de que não há diferenças significativas no tempo de processamento nem na qualidade dos resultados ao se utilizar uma malha estruturada ao invés da malha livre, que é gerada automaticamente pelo programa.

Quando se utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF), quanto menores os elementos, mais o modelo se aproxima da solução exata (contínua) do problema e melhor é o resultado numérico. Contudo, deve-se levar em conta a precisão esperada da solução do problema e ter em mente que reduzir indefinidamente o tamanho do elemento empregado pode não ser vantajoso quando o ganho de precisão nos resultados não faz mais sentido, visto que esse ganho passa a ser pequeno frente ao consumo de memória e tempo de processamento do modelo.

Sendo assim, a abertura média da malha implementada foi de 15 mm, devido ao fato de que com algumas tentativas de refinamento, obteve-se bom desempenho em relação à razão de precisão dos resultados e tempo de processamento da viga. Na figura 5.3 tem-se a malha gerada utilizando elementos S4R e S3 para uma viga castelada.

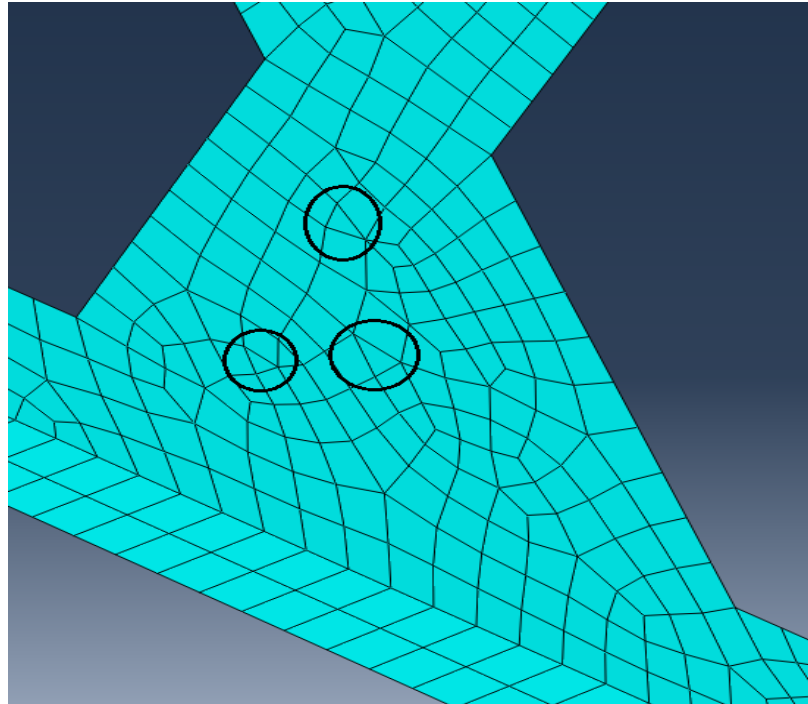
Figura 5.3 - Malha gerada em elementos de casca utilizando a composição de elementos S4R e S3 para uma viga castelada



Fonte: Autor (2015)

Destaca-se a presença de alguns elementos de casca do tipo S3, os quais são incorporados automaticamente pelo gerador de malha do ABAQUS, de maneira a representar a geometria do modelo para que ocorram menos distorções no conjunto de elementos finitos empregados. Na figura 5.4 pode-se observar o detalhe da malha de elementos finitos.

Figura 5.4 - Detalhe da malha de elementos finitos de uma das vigas casteladas



Fonte: Autor (2015)

5.2 CONDIÇÕES DE CONTORNO E CARREGAMENTO

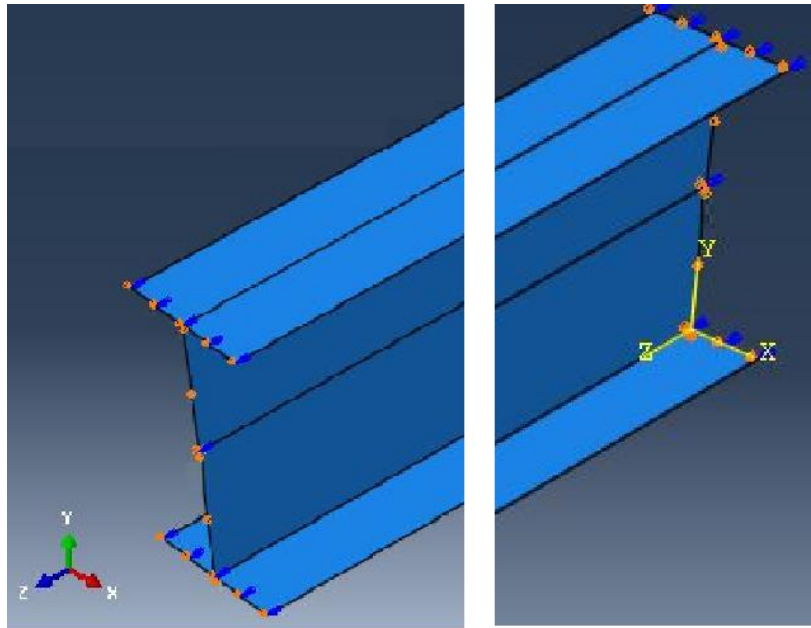
A geometria do modelo segue o sistema global de coordenadas do programa, no qual a altura da alma está paralela à direção Y, o eixo longitudinal da viga está paralelo à direção Z e à direção X, referente ao deslocamento lateral da viga.

As vigas simuladas numericamente foram consideradas biapoiadas, com comprimento destravado igual ao vão, simulando vínculo garfo, com as duas extremidades com empenamento livre e torção impedida, como observa-se na figura 5.5. Para que o vínculo garfo fosse simulado, foram feitas as seguintes restrições de movimento no programa:

- Deslocamento vertical “y” foi restringido nas extremidades da viga, apenas na alma.
- Deslocamento longitudinal “z” foi restringido no nó central da borda da alma em apenas uma extremidade.

- Deslocamento transversal “x” foi restringido nos nós das bordas da seção transversal nas duas extremidades.
- Rotação “Rz” foi restringida nos nós das bordas da seção transversal nas duas extremidades, impedindo a torção nos apoios, mas permitindo o empenamento.

Figura 5.5 - Condições de contorno aplicadas



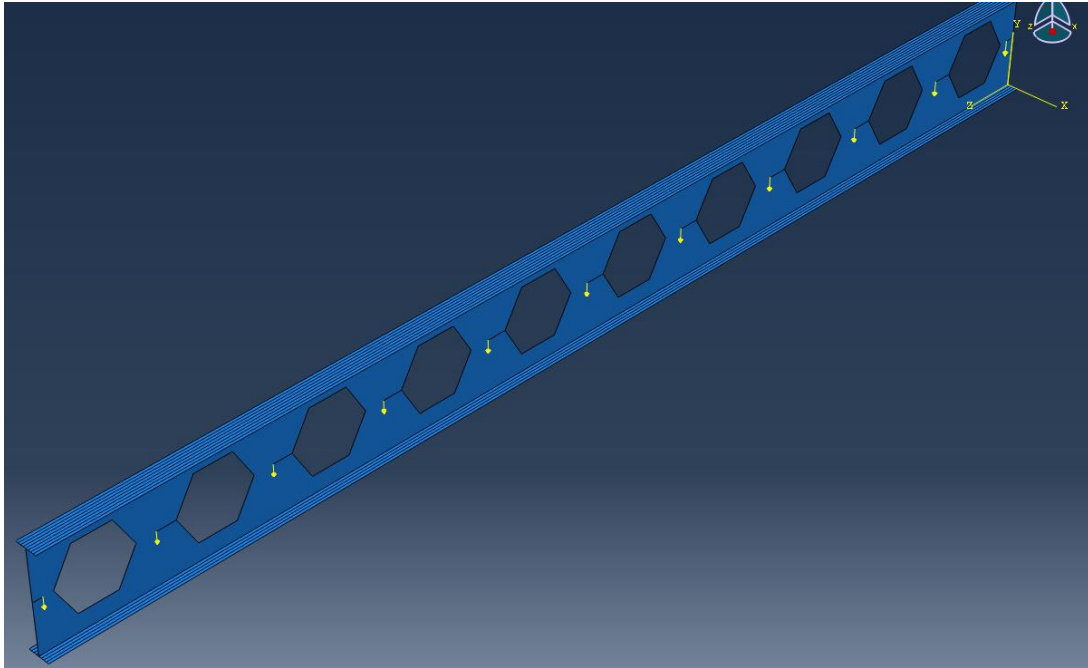
Fonte: Autor (2015)

Foram avaliadas vigas laminadas, vigas casteladas Litzka e outros dois modelos de vigas tipo Litzka reforçadas longitudinalmente.

Aplicou-se carregamento distribuído ao longo da viga, o qual foi aplicado no nível da semi-altura da viga, visto que o ponto de aplicação do carregamento influi na capacidade de suporte viga.

Para fins de simulação do carregamento distribuído em vigas com aberturas, foi aplicada uma série de carregamentos concentrados ao longo da alma, atentando para que não ocorra concentração de tensões na região dos alvéolos, de forma que o comportamento do conjunto se assemelhe a um carregamento distribuído, como mostra a figura 5.6.

Figura 5.6 – Simulação de carregamento distribuído nas vigas casteladas



Fonte: Autor (2015)

5.3 MATERIAL

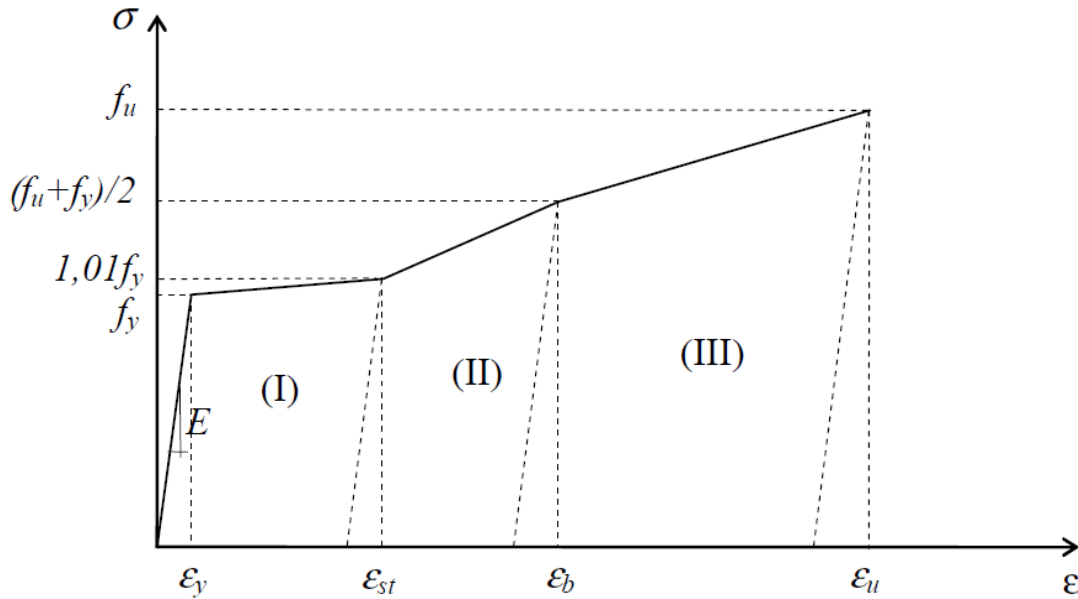
O aço é um material que possui comportamento definido visto que suas fases elásticas, plásticas e encruamento são facilmente identificáveis no diagrama tensão-deformação.

De acordo com Rigobello (2011), as não linearidades de material referem-se ao comportamento não linear da relação entre tensão e a deformação, as quais podem surgir devido à ocorrência de plasticidade, fissuração e fluência, por exemplo. Todavia, o presente texto se atém a não linearidade do material devido apenas à ocorrência de plasticidade.

Neste trabalho foi adotado o diagrama de tensão-deformação desenvolvido por Earls (1999) o qual é mostrado na figura 5.7. Esse diagrama se inicia pela fase elástica, que vai até a obtenção da tensão de escoamento f_y , seguindo para as fases inelásticas, constituídas por três retas que consideram de forma aproximada o encruamento, seguindo com o aumento de tensão para a ruptura f_u .

Para estudo do comportamento das vigas, foi utilizado o aço ASTM A572 Gr.50 que é utilizado na fabricação dos perfis laminados da série W no Brasil, ou seja, $f_y = 345$ MPa, $f_u = 450$ MPa, módulo de elasticidade de 200 GPa, segundo a ABNT NBR 8800:2008. A Tabela 5.1 informa os valores do conjunto tensão-deformação carregados no estudo computacional, na parte referente à análise não linear.

Figura 5.7 - Diagrama tensão-deformação do aço com a fase elástica e fases inelásticas representadas



Fonte: adaptado de Earls (1999).

Dessa maneira, pôde-se considerar na modelagem numérica do trabalho o comportamento elasto-plástico do aço com encruamento isotrópico e superfície de escoamento de von Mises.

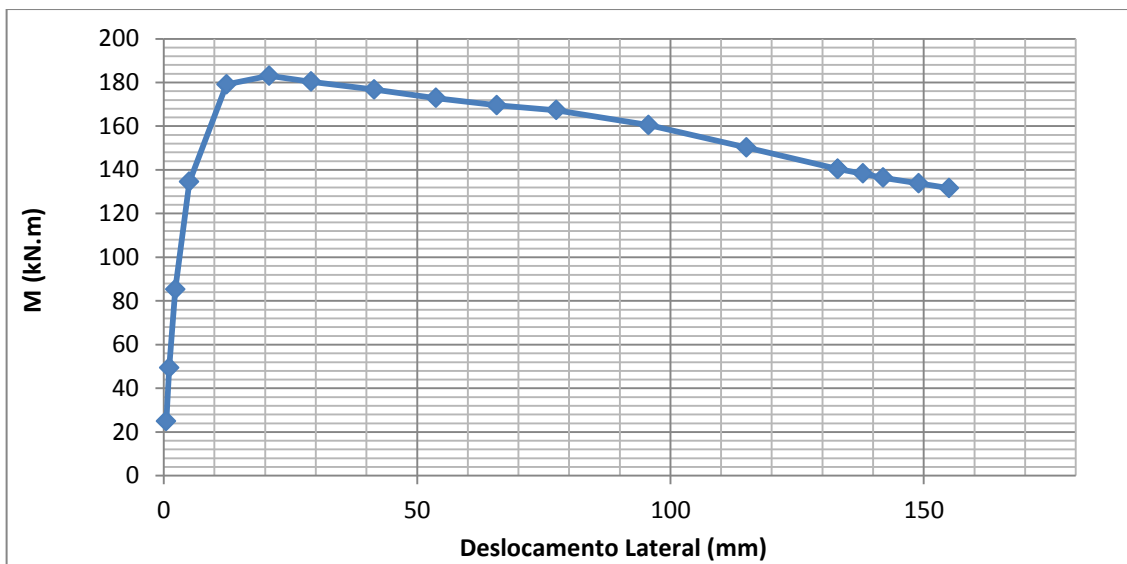
Tabela 5.1 - Tensão-deformação plástica do aço utilizado para a modelagem numérica

	σ (MPa)	$\epsilon_{plástica}$ (m/m)
f_y	345,6	0
$1,01 f_y$	355,8	0,01726
$(f_u + f_y)/2$	442,55	0,05394
f_u	576,73	0,15719

5.4 CRITÉRIO DE PARADA

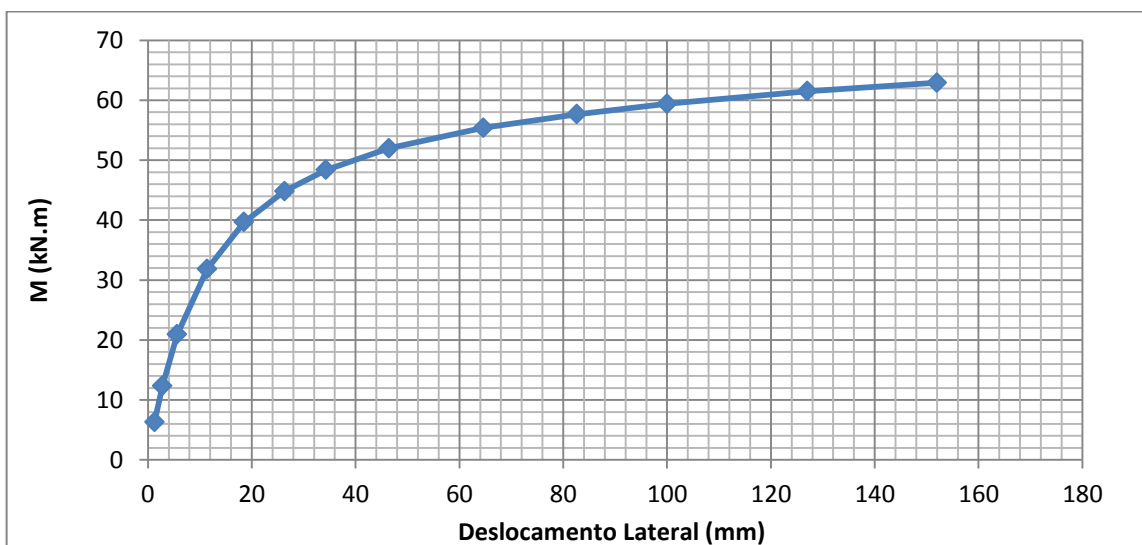
Durante a modelagem numérica da viga foi implementado um critério de parada que, neste trabalho, consiste em um deslocamento limite na direção “x” do nó localizado na mesa superior no centro da viga. A elaboração de um critério de parada vinculado à deformação limite é útil na análise, devido ao comportamento da viga no gráfico “momento fletor x deslocamento”, que varia conforme sua esbeltez. As figuras 5.8 e 5.9 mostram o gráfico momento fletor x deslocamento para o perfil laminado 410x53, com 4,62m e 11,88m metros de comprimento respectivamente.

Figura 5.8 – Diagrama carga deslocamento 410x53 – 4,62m



Fonte: Autor (2015)

Figura 5.9 – Diagrama carga deslocamento 410x53 – 11,88m



Fonte: Autor (2015)

Foi adotado, como momento fletor crítico da análise, o maior momento fletor, obtido durante a análise dentro da deformação limite imposta ao perfil. Os valores utilizados como deformação limite foram obtidos do trabalho de Bezerra (2011). A tabela 5.2 mostra a deformação limite imposta a cada perfil estudado.

Tabela 5.2 – Deformação limite dos perfis

Perfil	Deformação Limite
W310x32	100 mm
W410x53	150 mm
W530x82	150 mm

5.5 TENSÕES RESIDUAIS

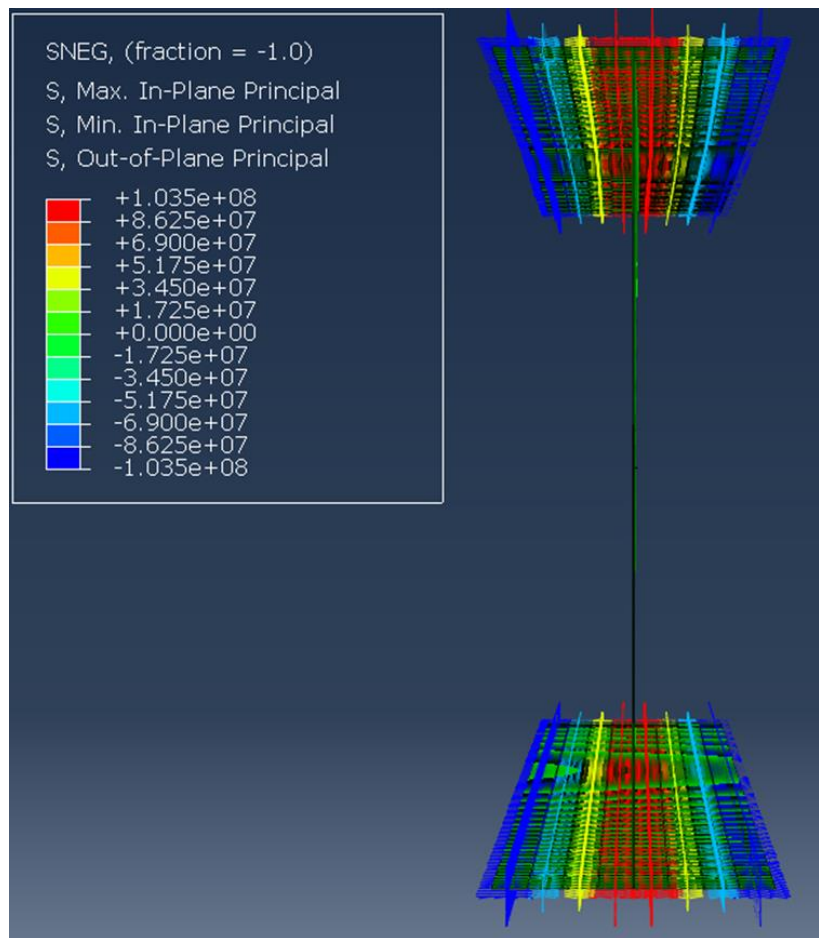
O programa de análises numéricas Abaqus permite simular os efeitos das tensões residuais no comportamento dos elementos estruturais através da imposição de uma distribuição de tensões nas seções transversais dos elementos antes da realização da análise. Os valores de tensão residual são atribuídos a cada região discretizada, de modo que os valores das tensões residuais sejam aplicados como condição inicial, conforme a equação 21 descreve.

$$\sigma = \sigma_i + \Delta\sigma \quad (21)$$

Para esta equação σ é a tensão total, σ_i é a tensão inicial, no caso, tensão residual e $\Delta\sigma$ é a variação de tensão em relação ao estado de referência.

Na modelagem numérica foram consideradas tensões residuais nas mesas, com a distribuição mostrada na Figura 5.10. As tensões residuais na alma foram desconsideradas por não influenciarem significativamente o valor do momento resistente à FLT. As mesas foram divididas longitudinalmente em oito partes, em que foram aplicadas tensões residuais de compressão nas bordas das mesas com intensidade de 30% da tensão de escoamento do aço. Estes valores de tensão variam até o valor de 30% da tensão de escoamento do aço, aplicado como tração na junção da mesa com a alma.

Figura 5.10 – Modelo de Distribuição das tensões residuais implementado na modelagem numérica neste trabalho



Fonte: Autor (2015)

5.6 MÉTODOS NUMÉRICOS UTILIZADOS PARA RESOLUÇÃO DOS SISTEMAS DE EQUAÇÕES NÃO-LINEARES

Segundo Silva (2001), existem alguns métodos para resolução de sistemas de equações não-lineares. Para a escolha do método de resolução mais adequado, é necessário analisar o comportamento da estrutura e os métodos, visando um melhor modo de otimização dos processos matemáticos e computacionais.

5.5.1 Método De Newton-Raphson

Segundo Moreira (2010), o conceito básico do método de Newton-Raphson consiste no uso de uma expressão linearizada de uma função derivável, no lugar da própria função,

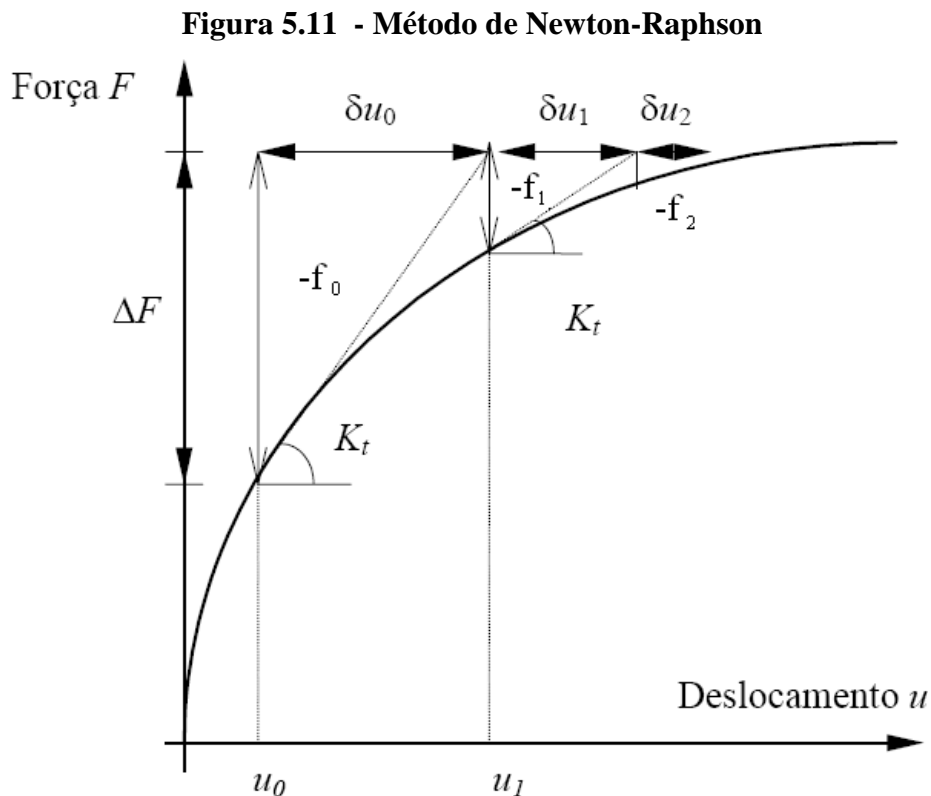
visto que a expressão em questão é uma boa aproximação local da função. O método de Newton-Raphson é um dos métodos mais utilizados para análise estrutural com uso de processamento computacional, este é um método incremental e iterativo, que fornece as deformações da estrutura, para o carregamento aplicado.

Segundo Silveira (2011), ABAQUS, utiliza o método de Newton-Raphson para obter a solução para problemas não-lineares. Este método trabalha com incrementos graduais de carregamento até a solução final. Podem ser necessários vários processos iterativos para determinar a solução com a precisão desejável. A configuração de equilíbrio aproximada é encontrada ao final de cada incremento. Para valores distantes da solução desejada, o Método de Newton-Raphson perde eficiência.

Para utilizar o método de Newton-Raphson, algumas condições devem ser satisfeitas, dentre essas podemos citar:

- A função deve ser diferenciável no intervalo;
- A primeira derivada no intervalo não deve trocar de sinal.

As iterações no método de Newton-Raphson devem ser repetidas até que se tenha a solução com a precisão desejada, a Figura 5.11 mostra graficamente o método.



Fonte: Adaptada de Lourenço (1999)

De acordo com Rodrigues (2000), os sistemas de equações não-lineares podem utilizar o método de Newton-Raphson Modificado. Para sua resolução, neste método, a matriz de rigidez tangente é mantida constante durante um incremento ou um conjunto de incrementos.

Rodrigues (2000) afirma que, embora o método de Newton-Raphson seja uma ferramenta poderosa, ele não é suficiente para analisar regiões próximas a singularidades e exige experiência para a devida escolha dos parâmetros associados aos incrementos de carga, tolerâncias, iterações, etc. Para se obter a solução da modelagem, além do ponto de carga máxima, é necessário utilizar outras estratégias numéricas.

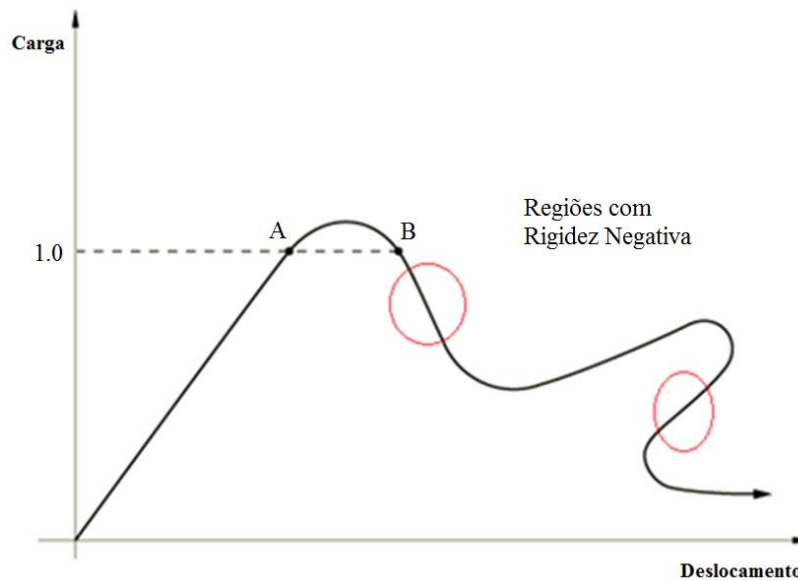
5.5.2 Método de Ricks Modificado

De acordo com Rodrigues (2000), a técnica do comprimento do arco constante foi originalmente proposta por Wempner (1971) e Riks (1972) para problemas estruturais que apresentam não-lineares geométricas. Trabalho realizado por Crisfield em 1981 fez alterações no método de Riks, facilitando, assim, sua utilização em programas computacionais baseados no MEF.

De acordo com Lameiras (2008), existem análises nas quais é necessário obter soluções de equilíbrio estático não linear para problemas de instabilidade, em que a resposta de carga-deslocamento pode ter comportamento complexo devido a diversos aspectos da estrutura, os quais podem estar relacionados ao comportamento dos materiais utilizados ou no modelo estrutural analisado. Podem surgir fenômenos como snap-through e snap-back mostrados na figura 5.14.

Os fenômenos snap-through e snap-back impedem a obtenção de uma resposta numérica adequada pelo método de Newton-Raphson, devido a primeira derivada do diagrama carga deslocamento mudar de sinal nas proximidades desses fenômenos. Recomenda-se a utilização do método de Riks modificado nas proximidades de tais regiões. A figura 5.12 mostra o diagrama de carga deslocamento com regiões contendo rigidez negativa.

Figura 5.12 - Diagrama carga deslocamento com regiões com rigidez negativa



Fonte: Hibbitt, Karlsson e Sorensen (1998)

De acordo com Rodrigues (2000), a ideia base no método do comprimento de arco constante (Arc-Length Method) é considerar o parâmetro de carga como outra variável do problema, não controlando o incremento do parâmetro de carga, ou o incremento de uma determinada componente j do vetor deslocamento $\Delta u^{(k)}_{(j)}$, mais o comprimento do vetor [no espaço (u, λ) de dimensão $n+1$] que une o ponto conhecido da trajetória ao ponto desejado. A fim de equilibrar o número de equações e o número de incógnitas, uma equação de restrição é somada às equações de equilíbrio originais. A técnica do comprimento de arco elíptico, equação geral da técnica do controle do arco constante, é dada pela equação 22, tal equação representa uma elipsóide em um espaço tridimensional.

$$\alpha \|\Delta u\| + \beta \Delta \lambda^2 \|f\|^2 = \Delta l^2 \quad (22)$$

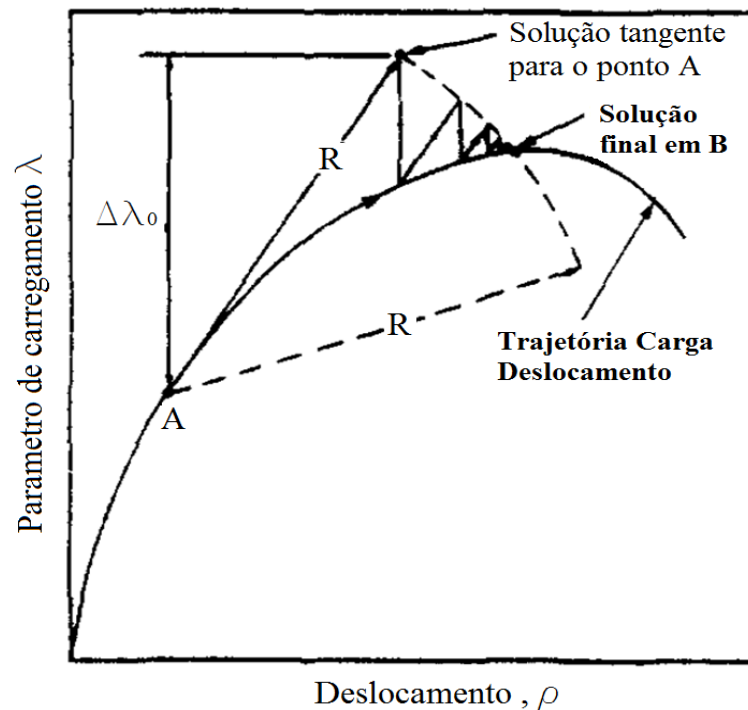
Onde:

- Δu é vetor de deslocamento incremental
- α e β são fatores de escala ou de ponderação
- $\Delta \lambda$ é o incremento do parâmetro de carga
- f é o vetor de carga de referência
- Δl é a corda do arco

A técnica do comprimento de arco esférico, desenvolvida por Crisfield (1981), adota os fatores de escala α e β iguais a 1, como pode ser visto na equação 23, como resultado dessa simplificação, tem-se sua equação de restrição representada por uma esfera em um espaço tridimensional. A figura 5.11 mostra graficamente a técnica do comprimento de arco

$$\|\Delta u\| + \Delta\lambda^2 \|f\|^2 = \Delta l^2 \quad (23)$$

Figura 5.13 – Técnica do comprimento de arco esférico

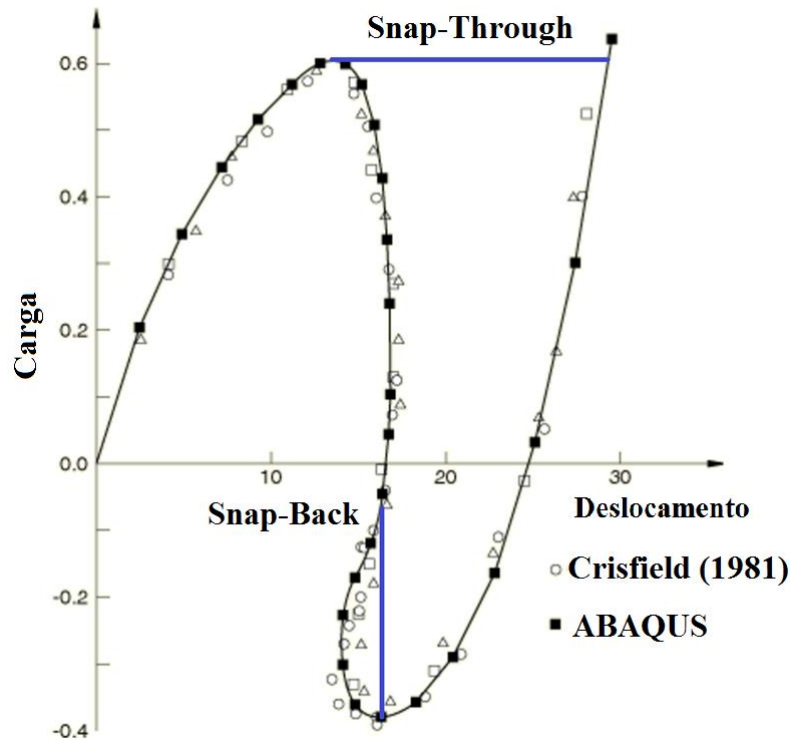


Fonte: Adaptado de Crisfield (1981)

Para a análise de flambagem não-linear em vigas, que podem apresentar fenômenos de instabilidade e variação de rigidez à medida que o carregamento é aplicado, deve-se realizar primeiramente uma análise de autovalor. Esta análise visa uma previsão da carga de flambagem da estrutura, visto que tal método tem convergência garantida enquanto a estrutura estiver na fase elástica. Depois disso, emprega-se o valor de carregamento encontrado na análise de autovalor, como ponto de partida para utilização do método Newton-Raphson considerando as não linearidades da modelagem, e o método de Riks Modificado para nas regiões em que não seja possível utilizar o método de Newton-Raphson. Dessa forma, é possível simular o comportamento de estruturas que apresentam comportamentos complexos como *snap-through* e *snap-back*. A figura 5.12 mostra um gráfico carga deslocamento em que

são plotadas as soluções encontradas por Crisfield (1981) e pelo programa Abaqus para um problema que apresenta *snap-through* e *snap-back*.

Figura 5.14 - Soluções encontradas pelo autor Crisfield (1981) e pelo Abaqus



Fonte: Adaptado de Crisfield (1981)

5.6 AFERIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para validação do modelo numérico, foram feitas análises de autovalor, que foram comparadas com valores fornecidos pela norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 baseadas nas expressões de Timoshenko e Gere (1961) para vigas perfis I laminados de alma cheia. Também foram feitas análises linearizadas para as vigas casteladas, sendo consideradas as propriedades geométricas da seção transversal na região da abertura do alvéolo conforme orientação da norma britânica BS 5950-1:2000 (2001).

As vigas foram submetidas a carregamento distribuído, sendo estes aplicados no nível do centro de torção (meia-altura da viga) da seção transversal. Foram feitas análises de autovalor para dois perfis que foram submetidos ao processo de fabricação para transformá-los em vigas casteladas. As tabelas 5.3 e 5.4 mostram os perfis utilizados para aferição do modelo numérico, sendo perfis W250 x 25,3 com 4,16 m (tanto para viga laminada quanto

para viga castelada) e W360 x 44,6 com 8,05m (tanto para viga laminada quanto para viga castelada).

Os comprimentos das vigas foram adotados de modo que o parâmetro de esbeltez da peça l fosse maior que o parâmetro de esbeltez limite para seções semi-compactas I_r , ocorrendo o colapso por FLT. Também procurou-se acomodar os alvéolos adequadamente.

O constante de empenamento utilizado para perfis de alma cheia também foi utilizado para as vigas casteladas. O aço utilizado foi o A 572 com modulo de elasticidade, E igual a 200 GPa e resistência ao escoamento f_y igual a 345 MPa.

Tabela 5.3 – Aferição do modelo numérico para a viga W250 x 25,3

W 250 x 25,3	NBR 8800:2008	ABAQUS	Variação %
	Mcr (kN.m)	Mcr (kN.m)	$(ABQ - NBR) / ABQ$
Laminada	39,31	40,97	+ 4,04%
Castelada	45,51	49,72	+ 8,45%

Tabela 5.4 – Aferição do modelo numérico para a viga W360 x 44,6

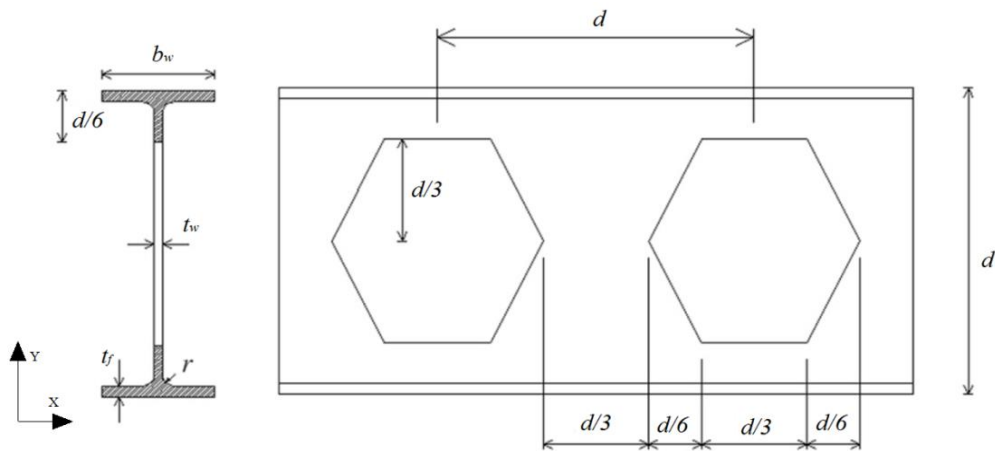
W360 x 44,6	NBR 8800:2008	ABAQUS	Variação %
	Mcr (kN.m)	Mcr (kN.m)	$(ABQ - NBR) / ABQ$
Laminada	76,35	79,24	+ 3,65%
Castelada	90,39	96,39	+ 6,22%

Neste trabalho foi desenvolvido um modelo numérico considerando as não linearidades geométricas, plasticidades e imperfeições iniciais na modelagem das vigas. Foi feita validação do modelo desenvolvido, comparando os resultados obtidos numericamente com os resultados experimentais do trabalho realizado por Zirakian e Showkati (2006). Os ensaios experimentais foram realizados em seis perfis de aço e, destes, foram selecionados dois perfis a fim de verificar a validade do modelo numérico desenvolvido. A Tabela 5.5 mostra as propriedades geométricas das vigas ensaiadas. Os perfis castelados ensaiados foram fabricados a partir perfis laminados (IPE12 e IPE14). O comprimento adotado na validação do modelo numérico foi o comprimento destravado para os dois tipos de seção transversal.

Tabela 5.5- Características geométricas dos perfis ensaiados

Perfil laminado original	Viga Castelada	Altura		Mesa		Alma	Comprimento	
		Nominal (mm)	Real (mm)	b_f (mm)	t_f (mm)	t_w (mm)	Nominal (mm)	L_b (mm)
IPE 12	C 180 - 3600	180	176	64	6,3	4,4	3600	3271,0
IPE 14	C 210 - 3600	210	207	73	6,9	4,7	3600	3269,5

As vigas casteladas utilizadas no trabalho de Zirakian e Showkati (2006) são constituídas por polígonos hexagonais não-regulares, de forma que a largura e a altura da abertura sejam os mesmos, a distância entre os alvéolos é a mesma que a do lado do hexágono gerado no processo de corte e solda, etc. A figura 5.15 mostra as proporções geométricas das vigas casteladas ensaiadas por Zirakian e Showkati (2006).

Figura 5.15 – Características geométricas das vigas casteladas

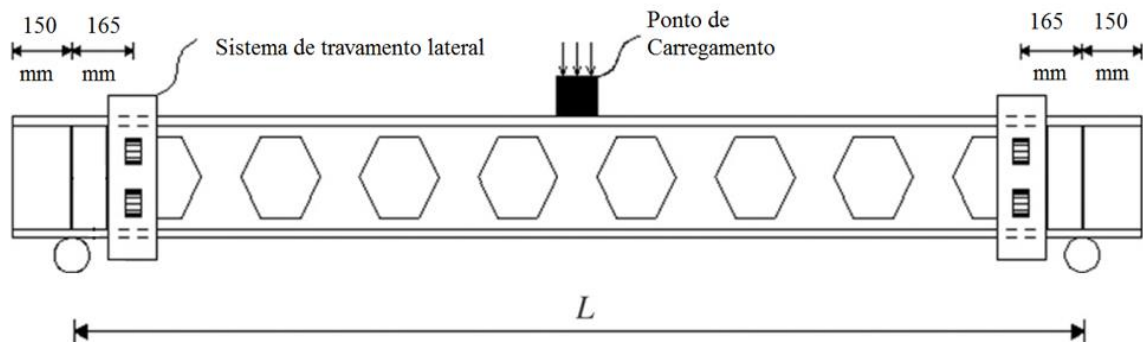
Fonte: Adaptado de Zirakian e Showkati (2006)

Para os perfis analisados, foram utilizados metais com tensões de escoamento e ruptura diferentes para as mesas e almas de cada grupo de perfis analisado. A tabela 5.6 mostra as características de cada metal e em que local estes são utilizados nos perfis.

Tabela 5.6 - Características dos metais utilizados

Perfil Fabricado	Local	Tensão de escoamento f_y (MPa)	Tensão de Ruptura f_u (MPa)	Elasticidade E (GPa)
C180-3600	Mesa	279,31	894,35	206,01
	Alma	233,93	892,23	
C210-3600	Mesa	280,29	1002,91	206,01
	Alma	332,03	971,16	

Na figura 5.16 é mostrado o esquema de contenção para simulação de apoio do tipo garfo para o ensaio de uma viga castelada. O deslocamento na direção “X” foi restringido nas contenções laterais dos apoios e no ponto de aplicação do carregamento, tais condições de contorno foram passadas para o modelo numérico.

Figura 5.16 – Simulação de apoio do tipo garfo

Fonte: Adaptado de Zirakian e Showkati (2006)

De acordo com Ellobody (2012), para melhorar a precisão no comportamento das vigas sujeitas à flambagem, deve ser considerado o efeito das tensões residuais na modelagem numérica. Para os perfis analisados, a fim de se verificar a concordância com os resultados experimentais, deve-se utilizar a distribuição de tensões residuais segundo ECCS (1984) Figura 2.17, “distribuição de tensões residuais segundo ECCS (1984)” adotando o valor de 50% de f_y , para a tensão máxima das tensões residuais. Contudo, a fim de verificar o modelo numérico desenvolvido neste trabalho, decidiu-se por aplicar as tensões residuais apenas nas mesas em intensidade de 50% de f_y para as tensões residuais máximas variando linearmente conforme a figura Figura 5.10, “Modelo de Distribuição das tensões residuais implementado

na modelagem numérica neste trabalho”, visto que as mesas são a parte que tem maior participação na resistência à FLT.

As imperfeições iniciais utilizadas na modelagem numérica foram adotadas de acordo com Ellobody (2012), conforme a equação 24 que leva em consideração o comprimento destravado da viga analisada. As deformações iniciais são inseridas multiplicando o autovetor correspondente ao modo de flambagem obtido na análise linear no step “Buckle” por um fator que representa a imperfeição inicial.

$$Imp = L_b / 1000 \quad (24)$$

Onde:

Imp = Imperfeição inicial

L_b = Comprimento destravado à FLT

A tabela 5.7 mostra a comparação entre os carregamentos concentrados críticos à FLT, das vigas ensaiadas por Zirakian e Showkati (2006) e os resultados numéricos obtidos considerando as não linearidades e as imperfeições iniciais deste trabalho.

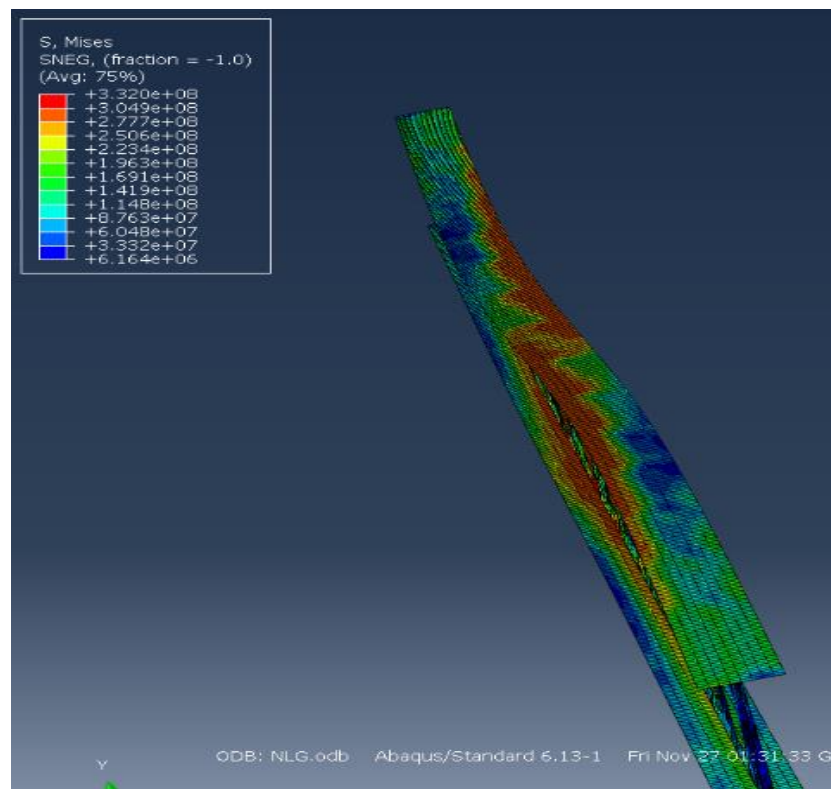
Tabela 5.7- Comparação entre carregamentos críticos

Perfil	Valor experimental	ABAQUS	Variação Percentual
	P_{cr} (kN)	P_{cr} (kN)	$(ABQ - NBR) / ABQ$
C180 - 3600	21,58	23,39	+ 7,74%
C 210 - 3600	37,22	37,62	+ 1,06%

As figuras 5.17 e 5.18 mostram as deformadas para as vigas ensaiadas, sendo a primeira ensaiada em laboratório por Zirakian e Showkati (2006) e a segunda modelada numericamente para aferição da validade numérica implementada neste trabalho, pode-se notar as semelhanças nos modos de colapso da estrutura.

Figura 5.17 – Viga ensaiada

Fonte: Zirakian e Showkati (2006)

Figura 5.18 – Deformada da viga modelada numericamente

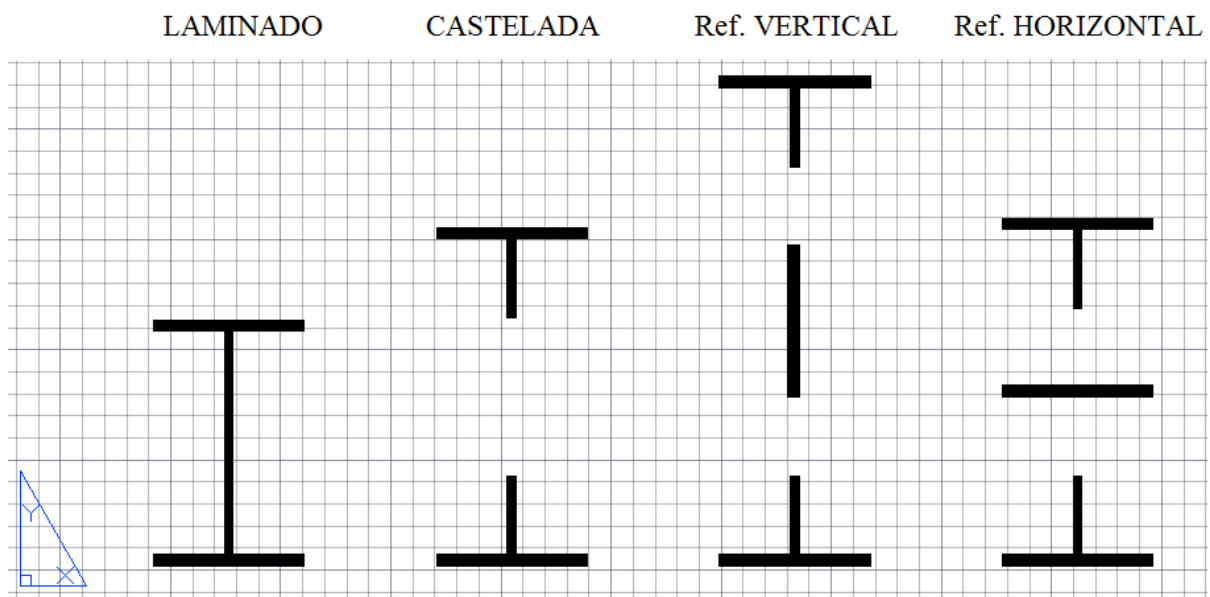
Fonte Autor (2015)

A partir dos resultados expostos para as análises de autovalor realizadas em comparação com a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 e devido à proximidade de resultados obtidos frente aos ensaios realizados por Zirakian e Showkati (2006), considera-se como validado o modelo numérico desenvolvido neste trabalho.

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os perfis desenvolvidos foram analisados de acordo com as propriedades geométricas de cada modelo, seguindo o procedimento proposto pela ABNT NBR 8800:2008 para o cálculo de perfis laminados de alma sólida. Para a determinação da resistência de perfis castelados, utilizou-se as propriedades geométricas da seção transversal no centro dos alvéolos, conforme prescrito pela norma britânica BS 5950-1:2000 (2001). Estendeu-se essas recomendações aos perfis castelados com reforços longitudinais. A figura 6.1 mostra as seções transversais utilizadas para obtenção das características geométricas necessárias à determinação da capacidade resistente das vigas.

Figura 6.1- Seção transversal dos perfis analisados



Fonte: Autor (2015)

Os perfis estudados também foram analisados no programa baseado no método dos elementos finitos Abaqus (HIBBITT, KARLSSON e SORENSEN, 1998). Foi feita a análise de autovalor e, a partir do resultado obtido, foi inserido como ponto de partida para execução do método de Newton-Raphson Completo e Ricks Modificado. Tais métodos consideram as não linearidades geométricas, plasticidades e imperfeição inicial na modelagem das vigas.

As vigas estudadas foram selecionadas dentre os perfis da série W da empresa Gerdau Açominas, as quais sofreram o processo de expansão da alma pelo processo de castelação. As vigas casteladas também foram analisadas com a inserção de dois modelos de reforço

longitudinais. As vigas foram desenvolvidas a partir dos perfis laminados W310x32,7, W410x53 e W530x82, variando seu comprimento destravado à Flambagem Lateral com Torção. A tabela 6.1 mostra as propriedades geométricas dos reforços, sendo adotada a mesma espessura da alma e o mesmo comprimento da mesa, a fim de que se tenha boa participação do reforço no colapso da estrutura. Não foram consideradas tensões residuais no reforço, visto que este não faz parte do processo de fabricação da viga.

Tabela 6.1- Especificações geométricas dos reforços

Reforço			
	310x32	410x53	530x82
Comprimento	10,2 (cm)	17,7(cm)	20,9(cm)
Espessura	0,66 (cm)	0,75(cm)	0,95(cm)

A tabela 6.2 mostra a faixa de esbeltez estudada para os perfis, sendo adotados comprimentos que variassem a esbeltez das peças e que acomodassem apropriadamente os alvéolos. Também estão representados na tabela 6.2 o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento λ_p e o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_r .

Tabela 6.2 – Comprimento destravado e seu respectivo parâmetro de esbeltez

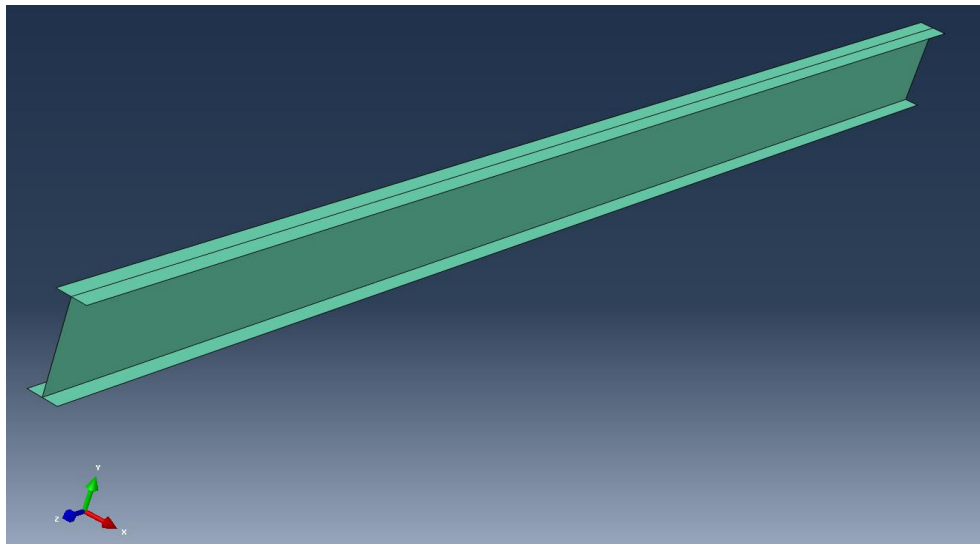
W310x32		W410x53		W530x82	
Lb (m)	λ	Lb (m)	λ	Lb (m)	λ
0,91	42,38 = λ_p	1,40	42,38 = λ_p	1,88	42,38 = λ_p
2,52	116,87	4,62	119,21	5,21	117,54
2,78	129,27 = λ_r	4,63	119,63 = λ_r	5,33	120,27 = λ_r
6,55	303,78	11,88	306,54	13,88	313,15

Depois de obtidos os valores com o procedimento de cálculo da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 para vigas perfis I de alma cheia e os resultados da análise numérica das vigas casteladas, foram feitos gráficos a fim de comparar o Momento Fletor Crítico Resistente para a flambagem lateral com torção, para os modelos de viga estudados com o comprimento destravado Lb (m).

São ilustradas nas figuras 6.2 a 6.5 alguns modelos de vigas utilizados na análise. Analisou-se o perfil laminado (Figura 6.2) e seus variantes propostos para estudo. Os variantes são uma viga castelada do tipo Litzka (Figura 6.3), uma viga castelada do tipo Litzka reforçada longitudinalmente com reforço no sentido vertical (Figura 6.4) e uma viga castelada do tipo Litzka reforçada longitudinalmente com reforço no sentido horizontal (Figura 6.5).

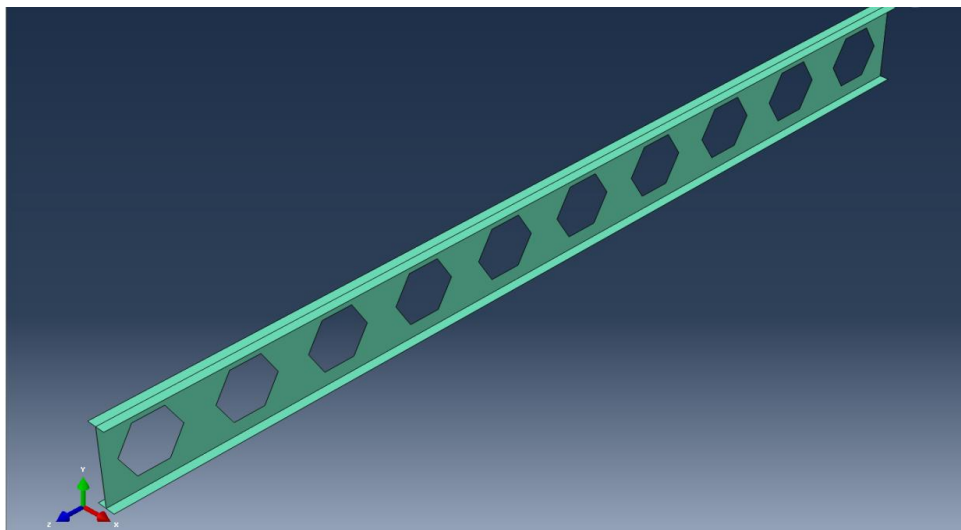
Os modelos foram analisados com vinculação do tipo garfo e carregamento distribuído ao nível do centroide.

Figura 6.2 – Modelagem da viga W310 x 32,7



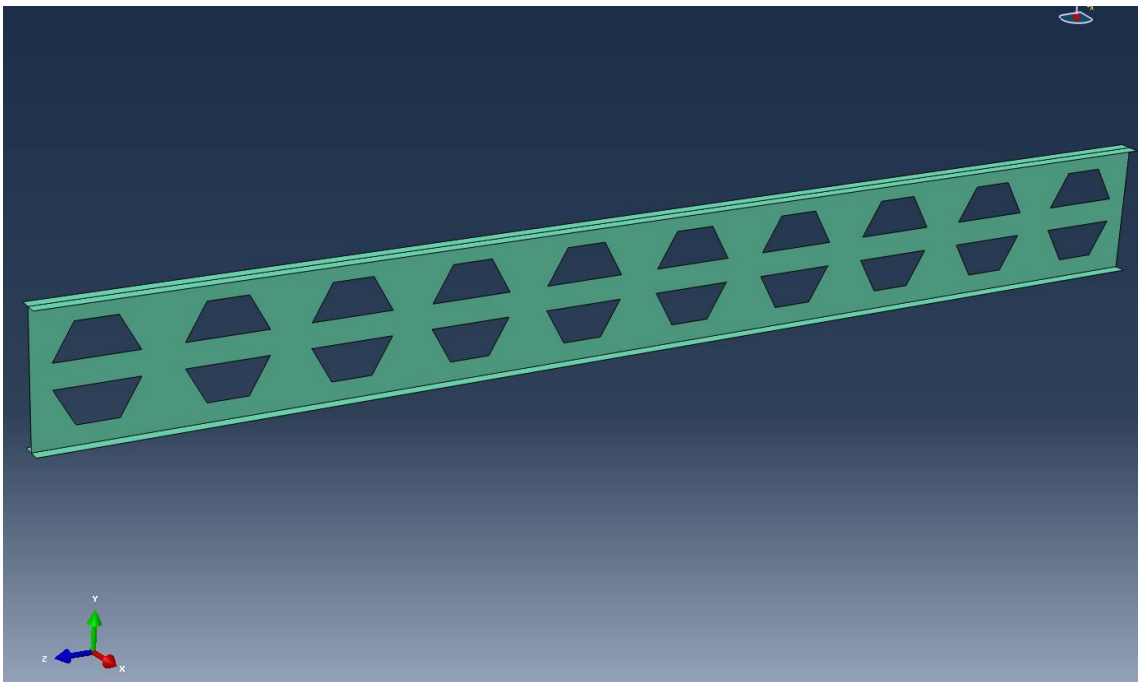
Fonte: Autor (2015)

Figura 6.3 – Modelagem da viga W310 x 32,7 castelada



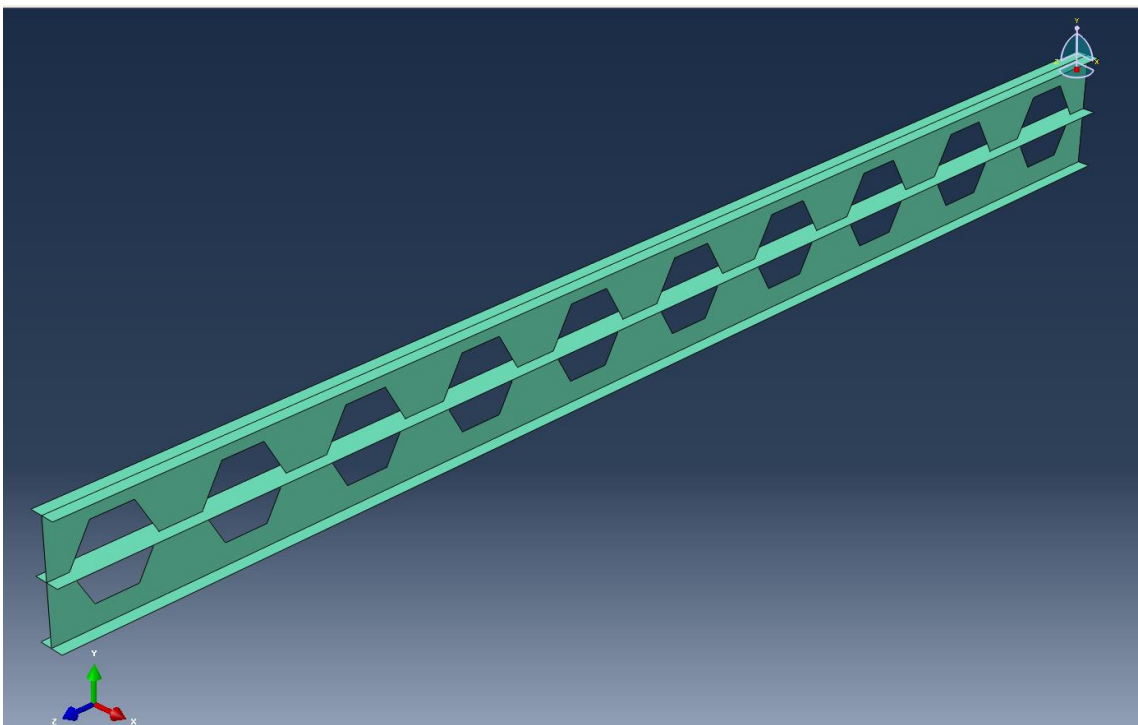
Fonte: Autor (2015)

Figura 6.4 – Modelagem da viga W310 x 32,7 castelada tipo Litzka reforçada longitudinalmente com reforço no sentido vertical



Fonte: Autor (2015)

Figura 6.5 – Modelagem da viga W310 x 32,7 castelada tipo Litzka reforçada longitudinalmente com reforço no sentido horizontal



Fonte: Autor (2015)

6.1 RESULTADOS OBTIDOS COM A ANÁLISE BASEADA NA NBR8800:2008

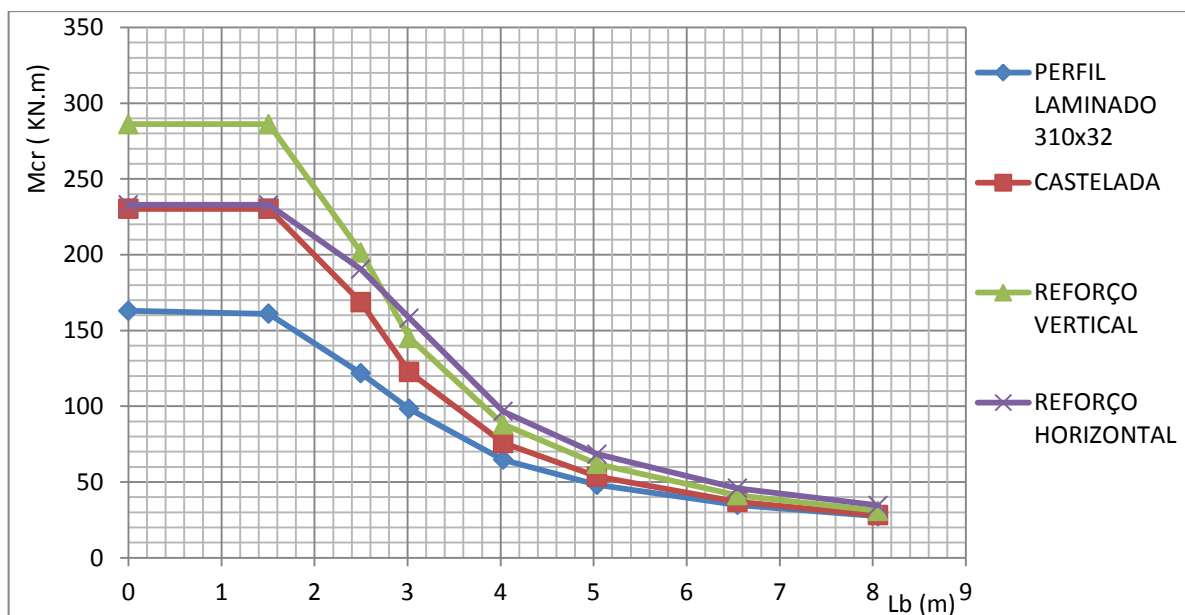
Os resultados teóricos das análises realizadas para as vigas desenvolvidas a partir dos perfis laminados W310x32,7 , W410x53 e W530x82 foram obtidos utilizando as expressões de cálculo para o momento fletor resistente da ABNT NBR 8800:2008 com as propriedades geométricas calculadas no centro da abertura para as seções transversais estudadas, e com uso da constante de empenamento, Eq. 20, obtida em Galambos (1968). Os resultados obtidos são mostrados desde a figura 6.6 até a figura 6.8 e nas tabelas 6.3 até a 6.5.

A tabela 6.3 e a figura 6.6 mostram os resultados com a análise teórica baseada no método de cálculo da ABNT NBR 8800:2008 para o perfil W310x32.

Tabela 6.3 - M_{cr} baseado na NBR 8800:2008, para o perfil W310x32

Lb (m)	LAMINADA (kN.m)	CASTELADA (kN.m)	Ref. VERTICAL (kN.m)	Ref. HORIZONTAL (kN.m)
0	162,90	230,25	286,11	232,83
0,91	162,90	230,25	286,11	232,83
2,5	121,67	168,59	201,42	190,32
3,02	98,17	122,52	144,99	158,11
4,03	64,65	75,71	87,91	96,49
5,04	48,54	54,20	61,90	68,33
6,55	34,80	36,84	41,19	45,813
8,06	27,37	28,02	30,86	34,52

Figura 6.6 – M_{cr} com base na NBR 8800:2008 para o perfil W310x32



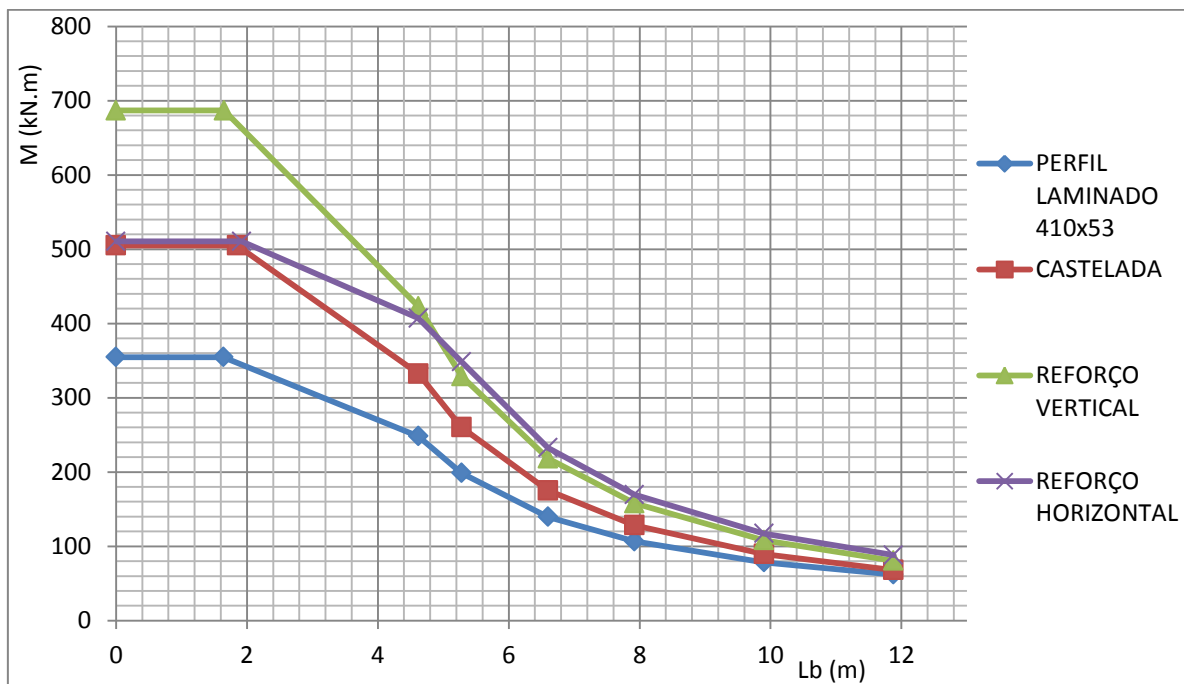
Fonte: Autor (2015)

A tabela 6.4 e a figura 6.7 mostram os resultados obtidos com a análise teórica baseada no método de cálculo da ABNT NBR 8800:2008 para o perfil W410x53.

Tabela 6.4 - M_{cr} baseado na NBR 8800:2008, para o perfil W410x53

Lb (m)	LAMINADA (kN.m)	CASTELADA (kN.m)	Ref. VERTICAL (kN.m)	Ref. HORIZONTAL (kN.m)
0	354753	505,03	686,73	510,43
1,64	354753	505,03	686,73	510,43
4,62	248177	332,51	423,01	407,05
5,28	198746	260,31	329,02	348,43
6,6	139706	175,10	218,29	232,71
7,92	106679	128,44	157,89	169,48
9,9	78391	89,71	108,08	117,19
11,88	61952	68,13	80,62	88,22

Figura 6.7 - M_{cr} com base na NBR 8800:2008 para o perfil W410x53

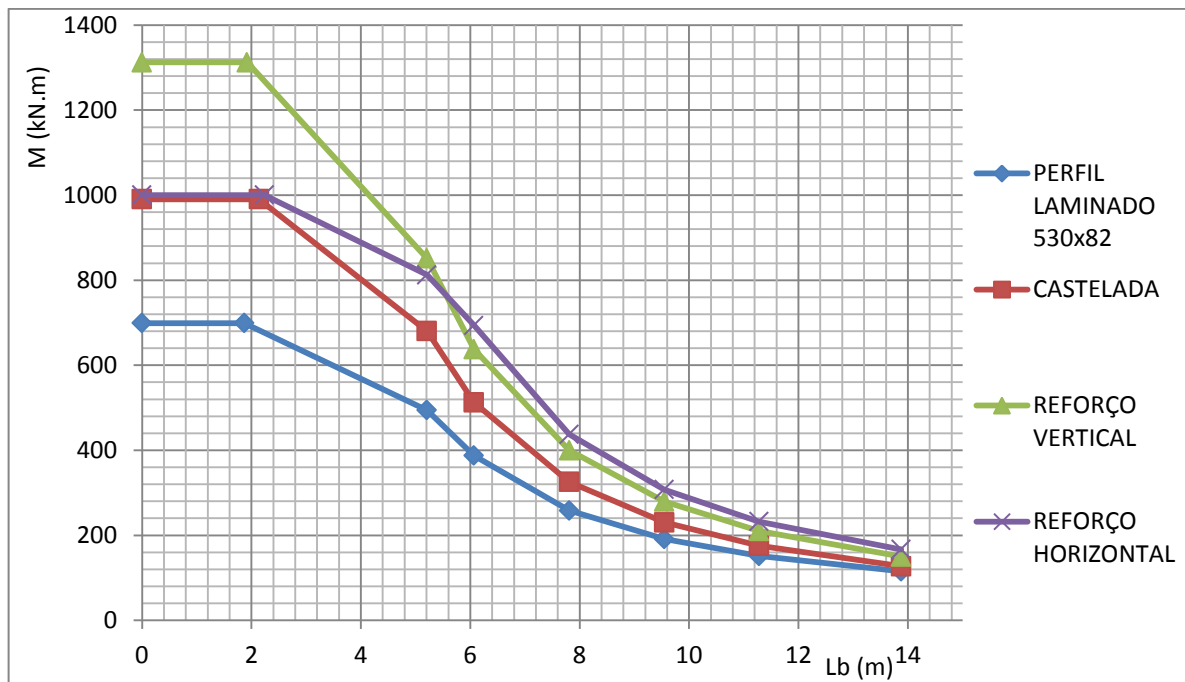


Fonte: Autor (2015)

A tabela 6.5 e a figura 6.8 mostram os resultados obtidos com a análise teórica baseada no método de cálculo da ABNT NBR 8800:2008 para o perfil W530x82.

Tabela 6.5 - M_{cr} baseado na NBR 8800:2008, para o perfil W530x82

Lb (m)	LAMINADA (kN.m)	CASTELADA (kN.m)	Ref. VERTICAL (kN.m)	Ref. HORIZONTAL (kN.m)
0	698,88	990,52	1312,54	1000,36
1,87	698,88	990,52	1312,54	1000,36
5,21	494,10	680,38	851,02	812,56
6,07	387,14	512,31	637,16	693,57
7,81	258,29	325,51	399,82	437,44
9,55	191,23	230,42	279,39	307,32
11,28	151,37	175,42	210,06	232,28
13,88	115,15	127,24	149,76	166,83

Figura 6.8 – M_{cr} com base na NBR 8800:2008 para o perfil W530x82

Fonte: Autor (2015)

Para os perfis estudados, quanto à previsão do momento crítico à flambagem lateral com torção com o uso das expressões de cálculo da ABNT NBR 8800:2008, foi constatado o aumento da capacidade de carga com a implementação dos reforços quando comparados aos perfis laminados e castelados. Para vãos curtos, o reforço longitudinal no sentido vertical se mostrou mais efetivo por aumentar a distância entre os Tês superior e inferior. Também notou-se que, para vãos mais longos, o reforço longitudinal no sentido horizontal se mostrou

mais vantajoso, o motivo para tal é que o reforço horizontal aumenta o momento de inércia no eixo y-y, que é atuante na equação de determinação do momento fletor crítico à FLT da ABNT NBR 8800:2008.

6.2 RESULTADOS OBTIDOS COM A ANÁLISE NUMÉRICA

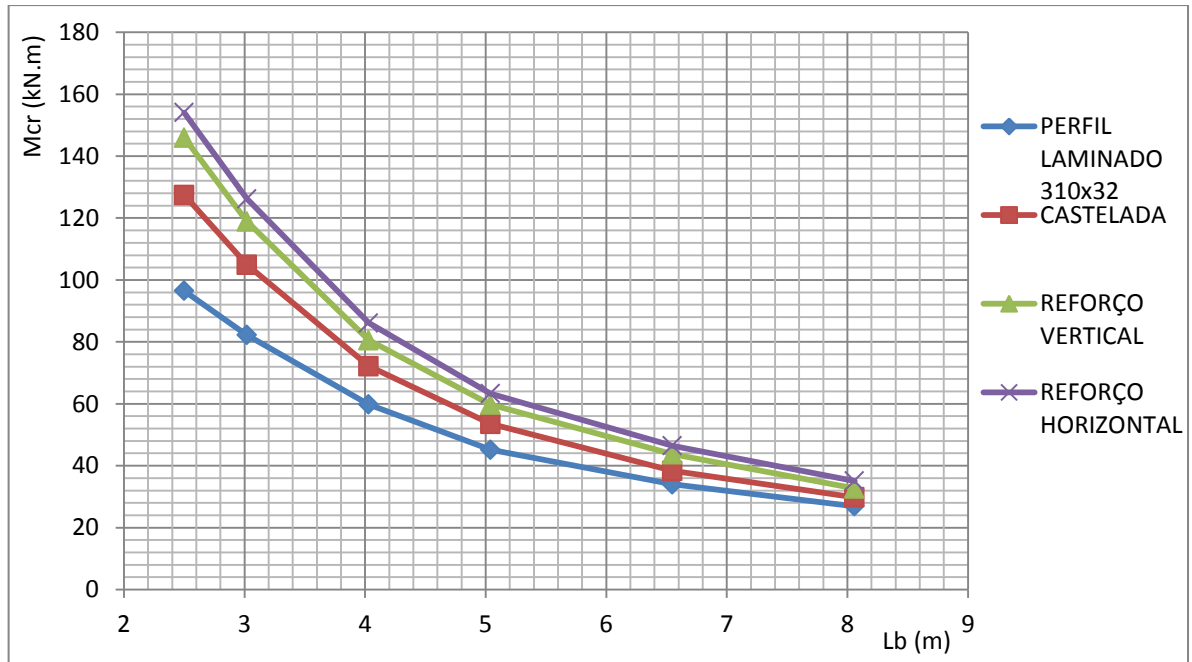
Nas tabelas 6.6 a 6.8 e nas figuras 6.9 a 6.11 apresentam-se os resultados obtidos com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus, a partir dos perfis laminados W310x32,7 , W410x53 e W530x82, considerando as NLG do modelo.

Na tabela 6.6 e figura 6.9 mostram-se os resultados obtidos com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus para o perfil W310x32.

Tabela 6.6 – M_{cr} obtido com a análise numérica para o perfil W310x32

Lb (m)	LAMINADA (kN.m)	CASTELADA (kN.m)	Ref. VERTICAL (kN.m)	Ref. HORIZONTAL (kN.m)
2,52	96,50	127,47	145,98	154,11
3,02	82,25	104,95	118,91	126,23
4,03	59,80	72,14	80,54	86,12
5,04	45,16	53,54	59,76	63,31
6,55	33,98	38,36	43,73	46,47
8,06	26,89	29,79	32,68	35,07

Figura 6.9 – M_{cr} obtido na análise numérica para o perfil W310x32



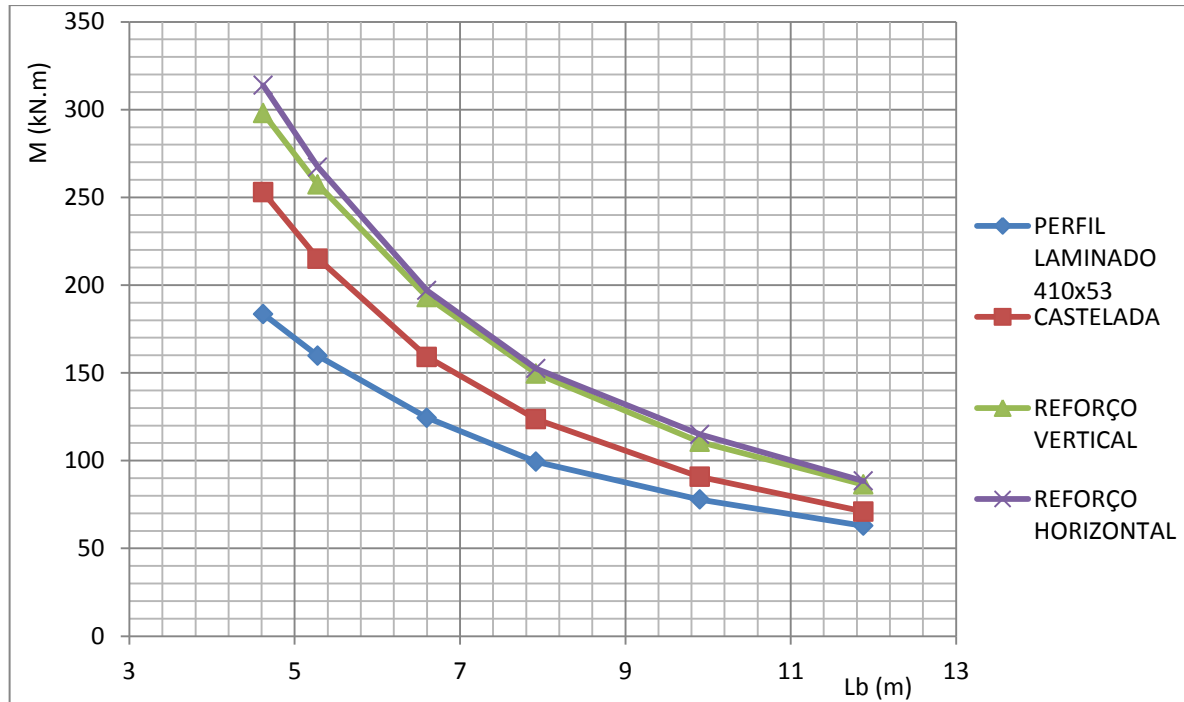
Fonte: Autor (2015)

Na tabela 6.7 e figura 6.10 são mostrados os resultados obtidos com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus para o perfil W410x53.

Tabela 6.7 – M_{cr} obtido com a análise numérica para o perfil W410x53

L_b (m)	LAMINADA (kN.m)	CASTELADA (kN.m)	Ref. VERTICAL (kN.m)	Ref. HORIZONTAL (kN.m)
4,62	183,53	252,94	298,00	313,86
5,28	159,74	215,09	257,27	267,27
6,6	124,46	159,12	193,23	196,98
7,92	99,35	123,62	149,60	152,41
9,9	77,88	90,83	110,63	114,94
11,88	62,92	70,99	86,46	88,39

Figura 6.10 – M_{cr} obtido na análise numérica para o perfil W410x53



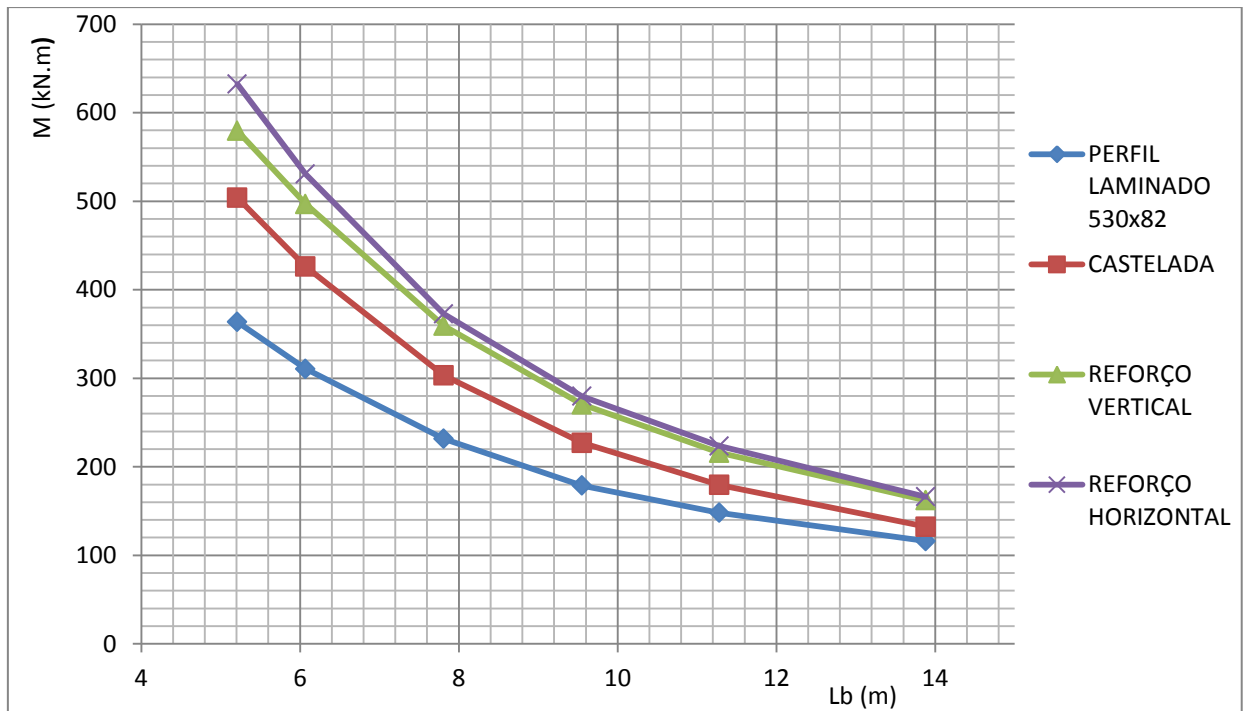
Fonte: Autor (2015)

Na tabela 6.8 e figura 6.11 são mostrados os resultados obtidos com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus para o perfil W530x82.

Tabela 6.8 – M_{cr} obtido com a análise numérica para o perfil W530x82

Lb (m)	LAMINADA (kN.m)	CASTELADA (kN.m)	Ref. VERTICAL (kN.m)	Ref. HORIZONTAL (kN.m)
5,21	363,63	504,05	579,49	632,40
6,07	310,58	426,17	496,87	530,65
7,81	231,59	303,30	359,31	372,65
9,55	178,93	227,07	270,46	279,71
11,28	148,01	179,61	215,82	223,43
13,88	116,12	132,38	162,14	166,16

Figura 6.11 – M_{cr} obtido na análise numérica para o perfil W530x82



Fonte: Autor (2015)

O estudo paramétrico mostra que, para os perfis selecionados e para os comprimentos destravados adotados, o uso de reforços longitudinais possibilitou o aumento do comprimento destravado à FLT em mais de 30% para um mesmo momento crítico.

Como esperado, as vigas casteladas reforçadas apresentaram maior momento fletor resistente à flambagem lateral com torção quando comparado com o perfil laminado original, pois tem a seção transversal mais alta. No caso do reforço horizontal, além de maior altura, tem maior momento de inércia no eixo y-y.

6.3 VERIFICAÇÃO DA MELHORA NA RESISTÊNCIA AO MOMENTO FLETOR

Nas tabelas 6.9 a 6.11 e nas figuras 6.12 a 6.14 são mostradas as melhoras obtidas com a implementação dos reforços verificadas na análise numérica, quando analisados para colapso por FLT em comparação à viga laminada que deu origem aos demais perfis. Os valores de variação percentual do momento fletor resistente para os perfis, foram obtidos a partir das equações 25, 26, 27:

$$\text{Viga Castelada} \quad \Delta\% = \frac{M_{cr \text{ castelada}}}{M_{cr \text{ laminada}}} \quad (25)$$

$$\text{Viga com Ref. Vertical} \quad \Delta\% = \frac{M_{cr \text{ Ref.Vertical}}}{M_{cr \text{ laminada}}} \quad (26)$$

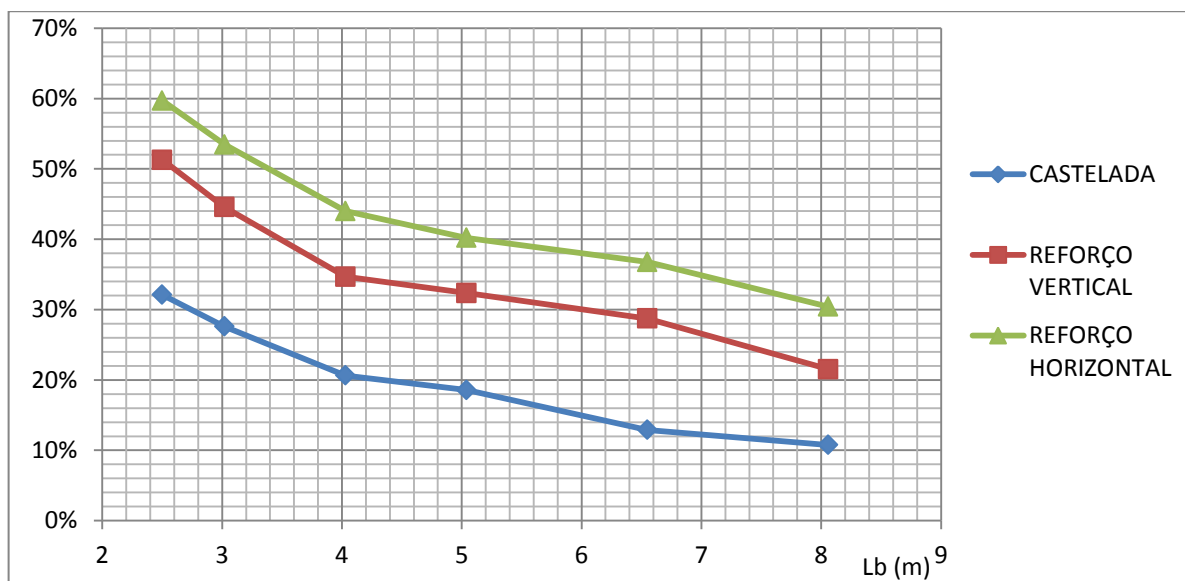
$$\text{Viga com Ref. Horizontal} \quad \Delta\% = \frac{M_{cr \text{ Ref.Horizontal}}}{M_{cr \text{ laminada}}} \quad (27)$$

Na tabela 6.9 e na figura 6.12 é mostrado o aumento relativo ao perfil laminado das vigas formadas a partir do perfil W310x32, com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus.

Tabela 6.9 – Verificação do aumento do M_{cr} para o perfil W310x32

Lb (m)	CASTELADA	REF. VERTICAL	REF. HORIZONTAL
2,5	32,10%	51,28%	59,70%
3,02	27,59%	44,56%	53,47%
4,03	20,64%	34,67%	44,01%
5,04	18,56%	32,34%	40,20%
6,55	12,90%	28,73%	36,77%
8,06	10,77%	21,52%	30,41%

Figura 6.12 – Representação gráfica da Melhora verificada para o perfil W310x32



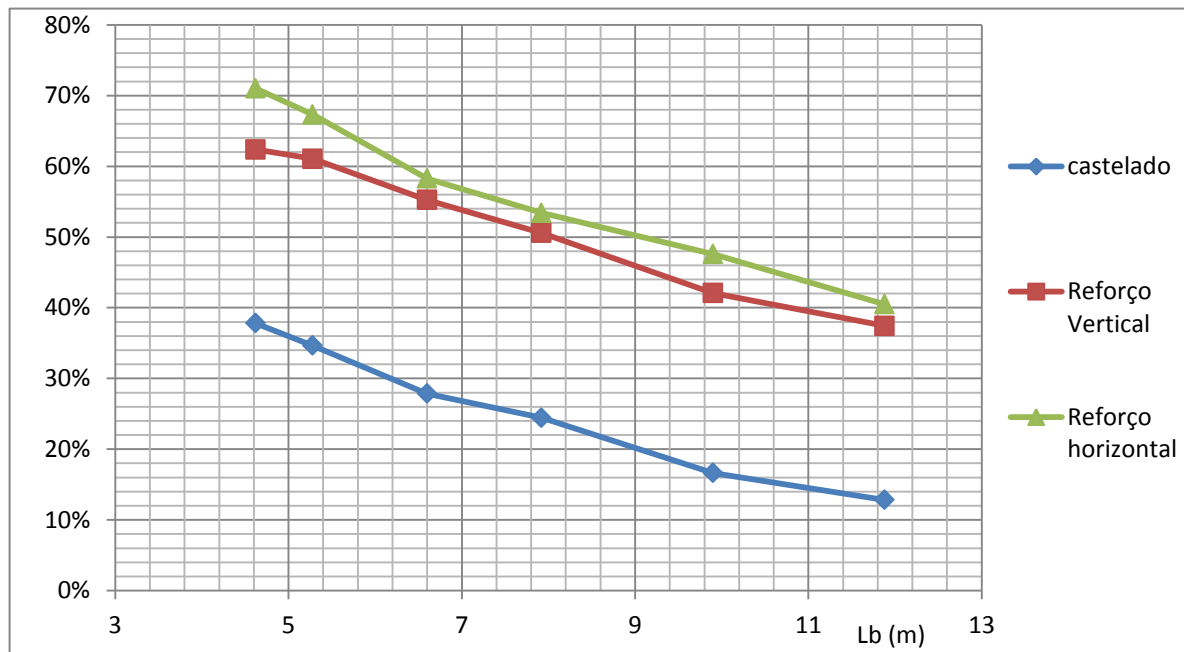
Fonte: Autor (2015)

Na tabela 6.10 e figura 6.13 é mostrado o aumento relativo ao perfil laminado das vigas formadas a partir do perfil W410x53, com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus.

Tabela 6.10 – Verificação do aumento do M_{cr} para o perfil W410x53

Lb (m)	CASTELADA	REF. VERTICAL	REF. HORIZONTAL
4,62	37,82%	62,37%	71,01%
5,28	34,65%	61,06%	67,31%
6,6	27,85%	55,25%	58,27%
7,92	24,43%	50,59%	53,42%
9,9	16,64%	42,06%	47,60%
11,88	12,83%	37,42%	40,48%

Figura 6.13 – Representação gráfica da Melhora verificada para o perfil W410x53

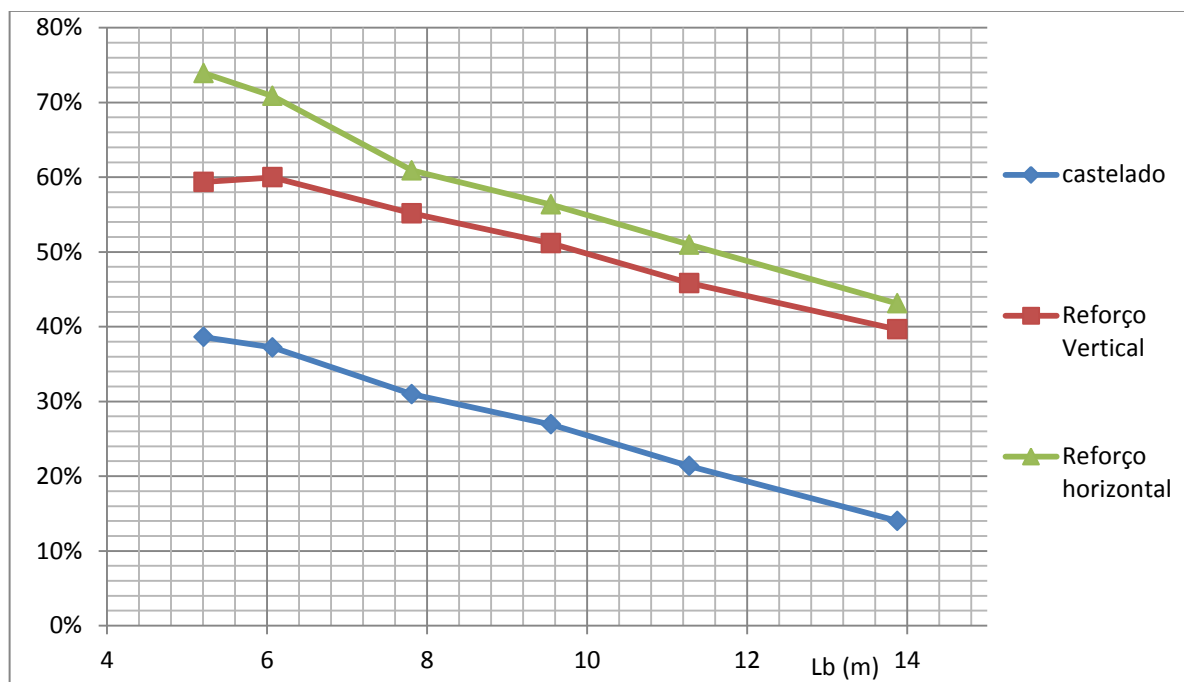


Fonte: Autor (2015)

Na tabela 6.11 e figura 6.14 é mostrado o aumento relativo ao perfil laminado das vigas formadas a partir do perfil W530x82, com as modelagens numéricas realizadas no programa Abaqus.

Tabela 6.11 – Verificação do aumento do M_{cr} para o perfil W530x82

Lb (m)	CASTELADA	REF. VERTICAL	REF. HORIZONTAL
5,21	38,62%	59,37%	73,91%
6,07	37,22%	59,98%	70,86%
7,81	30,96%	55,15%	60,91%
9,55	26,91%	51,16%	56,33%
11,28	21,35%	45,81%	50,96%
13,88	14,01%	39,64%	43,10%

Figura 6.14 – Representação gráfica da Melhora verificada para o perfil W530x82

Fonte: Autor (2015)

Para os perfis e comprimentos adotados na análise, as vigas casteladas reforçadas longitudinalmente com reforço horizontal se mostraram mais vantajosas que os outros modelos estudados, obtendo resultados até 70% superiores aos da viga laminada que originou estes perfis. Os maiores aumentos no momento fletor resistente, quando analisados sob a flambagem lateral com torção, ocorreram para os menores comprimentos, decrescendo a partir de então.

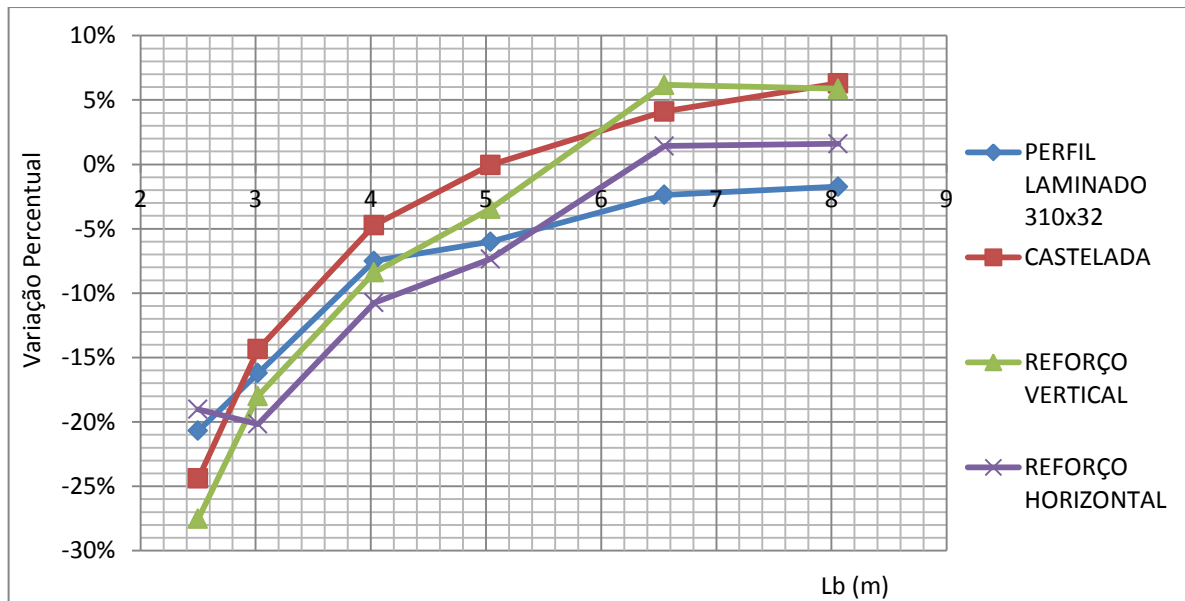
6.4 ANÁLISE DA DISCREPÂNCIA ENTRE OS RESULTADOS TEÓRICOS E NUMÉRICOS

Realizou-se a comparação para verificar a discrepância entre os resultados obtidos entre os momentos críticos obtidos baseados na ABNT NBR 8800:2008, em relação à análise numérica considerando as NLG. As diferenças foram analisadas utilizando a equação 28. São mostradas nas figuras 6.14 a 6.16 as diferenças relativas entre os modelos de predição de momento fletor crítico para os perfis estudados.

$$\Delta\% = \frac{M_{cr\ NLG} - M_{cr\ NBR}}{M_{cr\ NBR}} \quad (28)$$

Na figura 6.15 são mostradas as variações percentuais entre os métodos de análise teórico e numérico para as vigas desenvolvidas a partir do perfil W310x32.

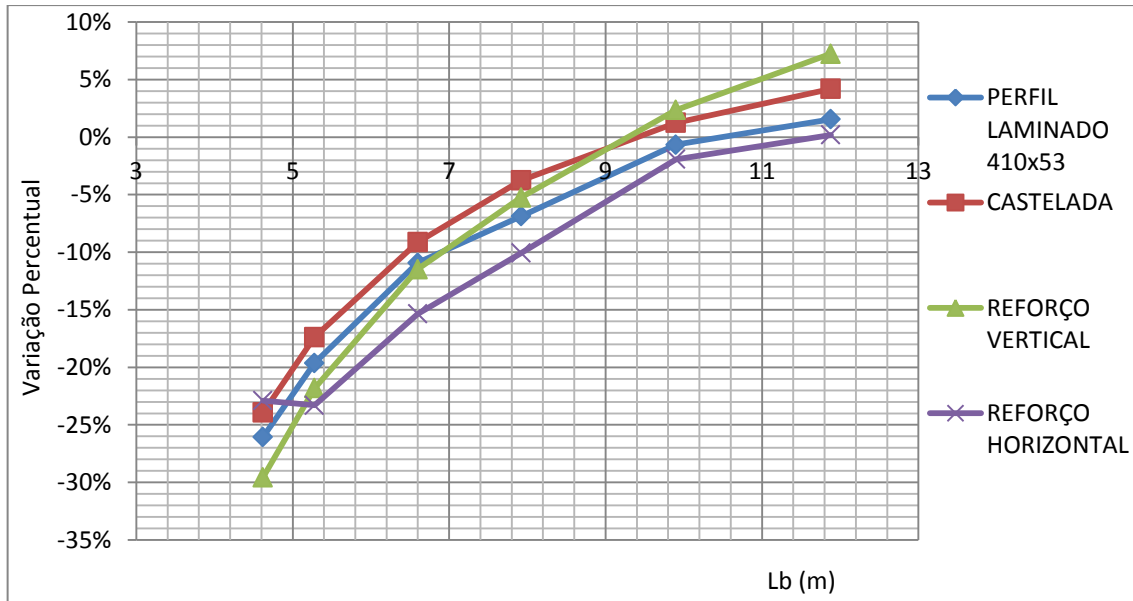
Figura 6.15 – Variação percentual entre as análises para o perfil W310x32



Fonte: Autor (2015)

Na figura 6.16 são mostradas as variações percentuais entre os métodos de análise teórico e numérico para as vigas desenvolvidas a partir do perfil W410x53.

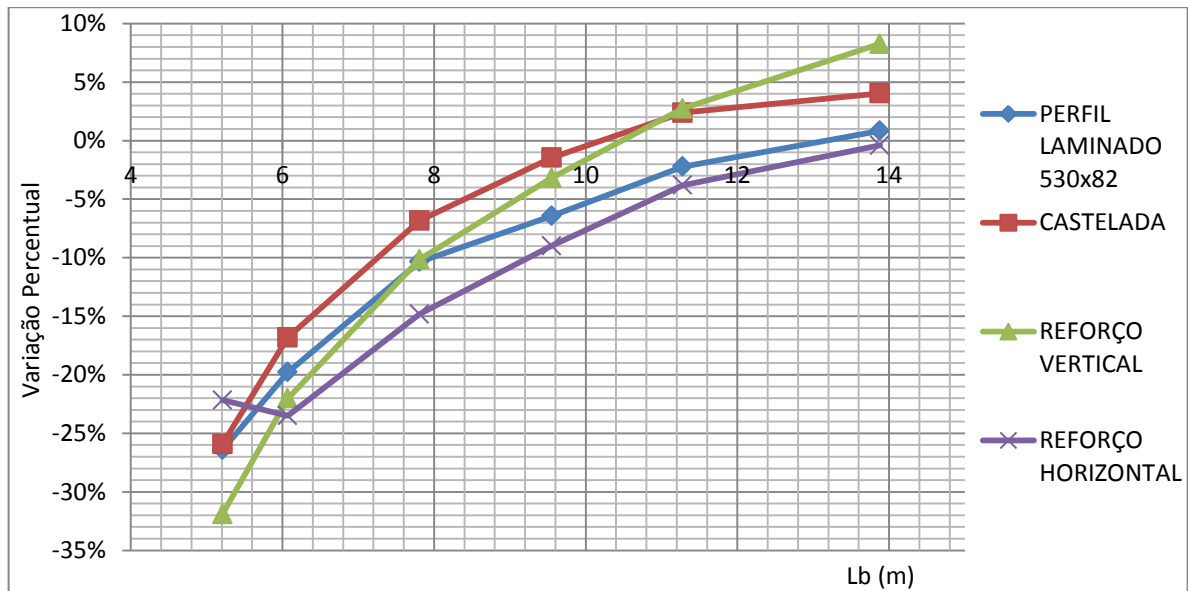
Figura 6.16 – Variação percentual entre as análises para o perfil W410x53



Fonte: Autor (2015)

Na figura 6.17 são mostradas as variações percentuais entre os métodos de análise teórico e numérico para as vigas desenvolvidas a partir do perfil W530x82.

Figura 6.17 – Variação percentual entre as análises para o perfil W530x82



Fonte: Autor (2015)

Os modelos estruturais estudados apresentaram boa correlação entre si, embora tenham apresentado discrepâncias que variaram de +8% até -33%. Essas diferenças ocorreram

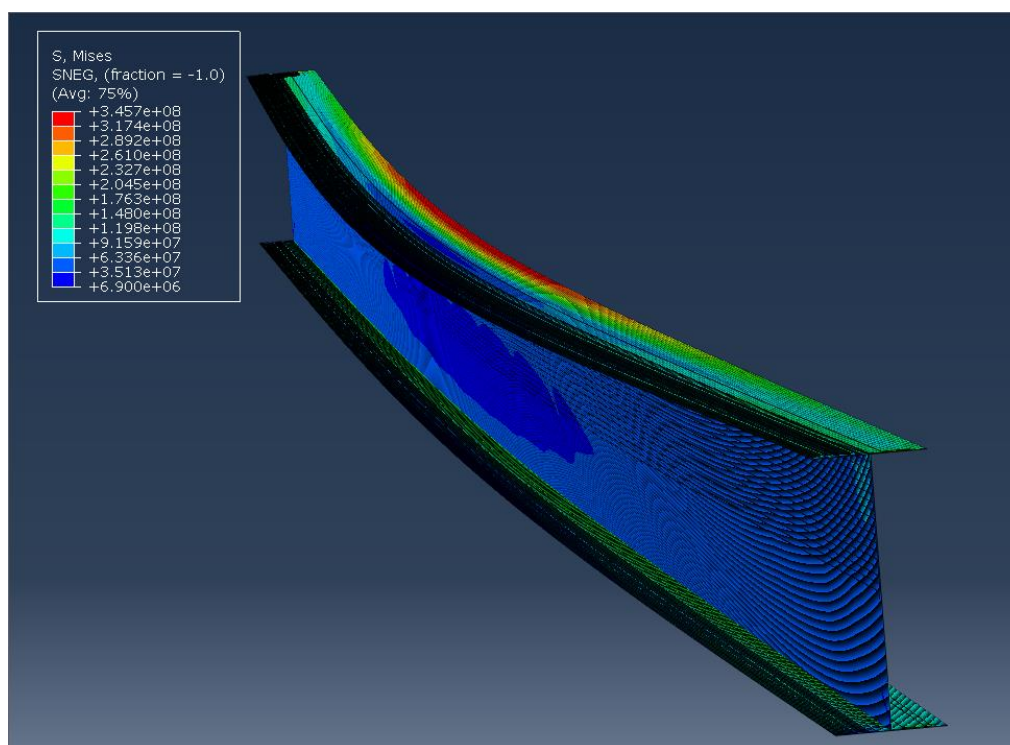
entre os resultados dos modelos numéricos e os resultados com base no método de cálculo da ABNT NBR 8800:2008.

A diferença entre os valores dos momentos fletores encontrados na análise numérica em relação aos valores da ABNT NBR 8800:2008 aumenta para pequenos vãos, devido a outros mecanismos de colapso começarem a limitar a capacidade resistente da viga, tais como, mecanismo vierendeel, flambagens localizadas da mesa e da alma, etc.

As figuras 6.18 a 6.21 mostram algumas vigas com aspecto deformado analisadas, caracterizando o colapso.

Na figura 6.18 é mostrada a análise numérica para uma viga com perfil W530x82, com 13,88m de comprimento.

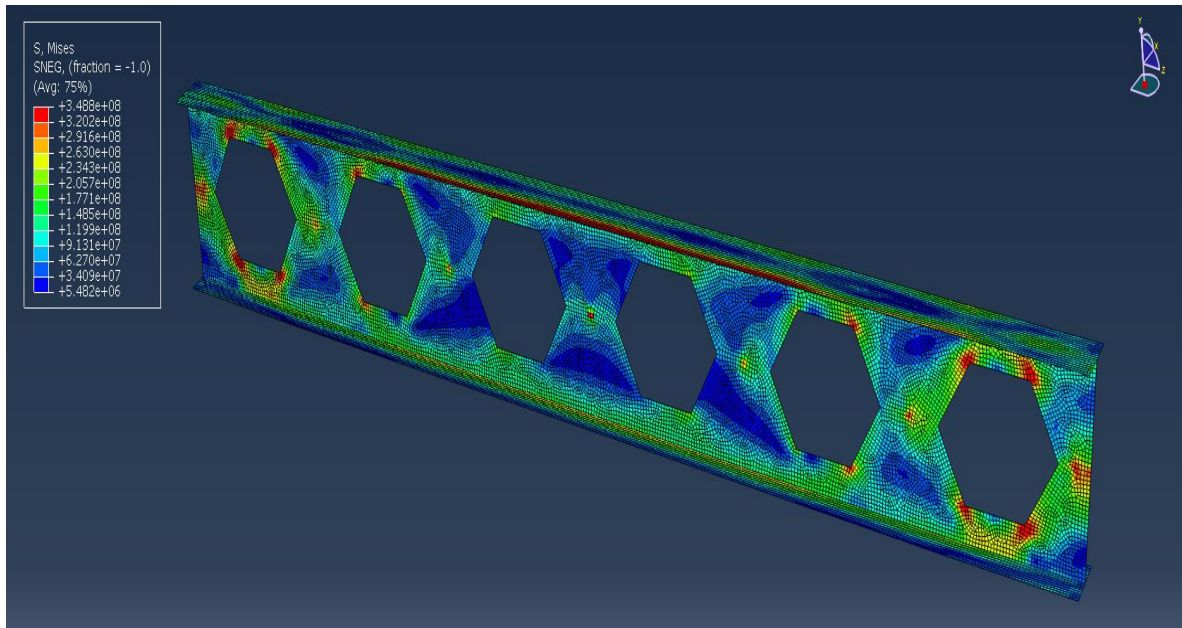
Figura 6.18 – Viga laminada deformada



Fonte: Autor (2015)

A figura 6.19 mostra a análise numérica do perfil 530x82 castelado com 5,21m de comprimento evidenciando as plastificações simétricas no entorno dos alvéolos próximos à região dos apoios, caracterizando mecanismo Vierendeel.

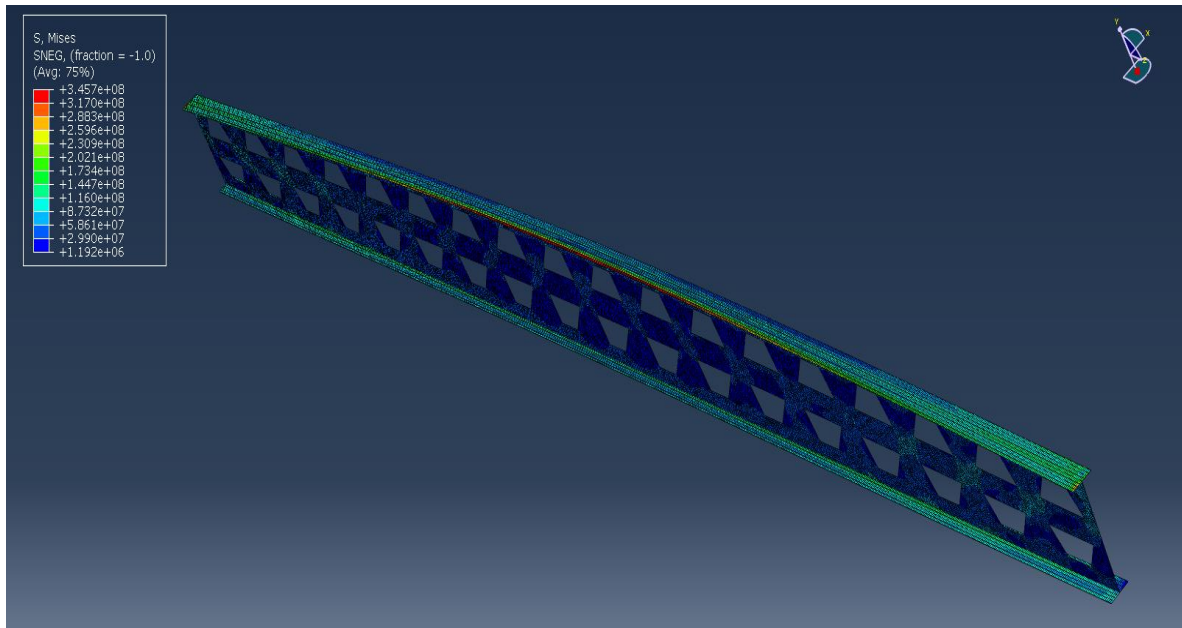
Figura 6.19 – Viga Castelada Deformada



Fonte: Autor (2015)

A figura 6.20 mostra uma viga castelada reforçada longitudinalmente, com reforço no sentido vertical, desenvolvida a partir do perfil W410x53 com 11,88m de comprimento destravado.

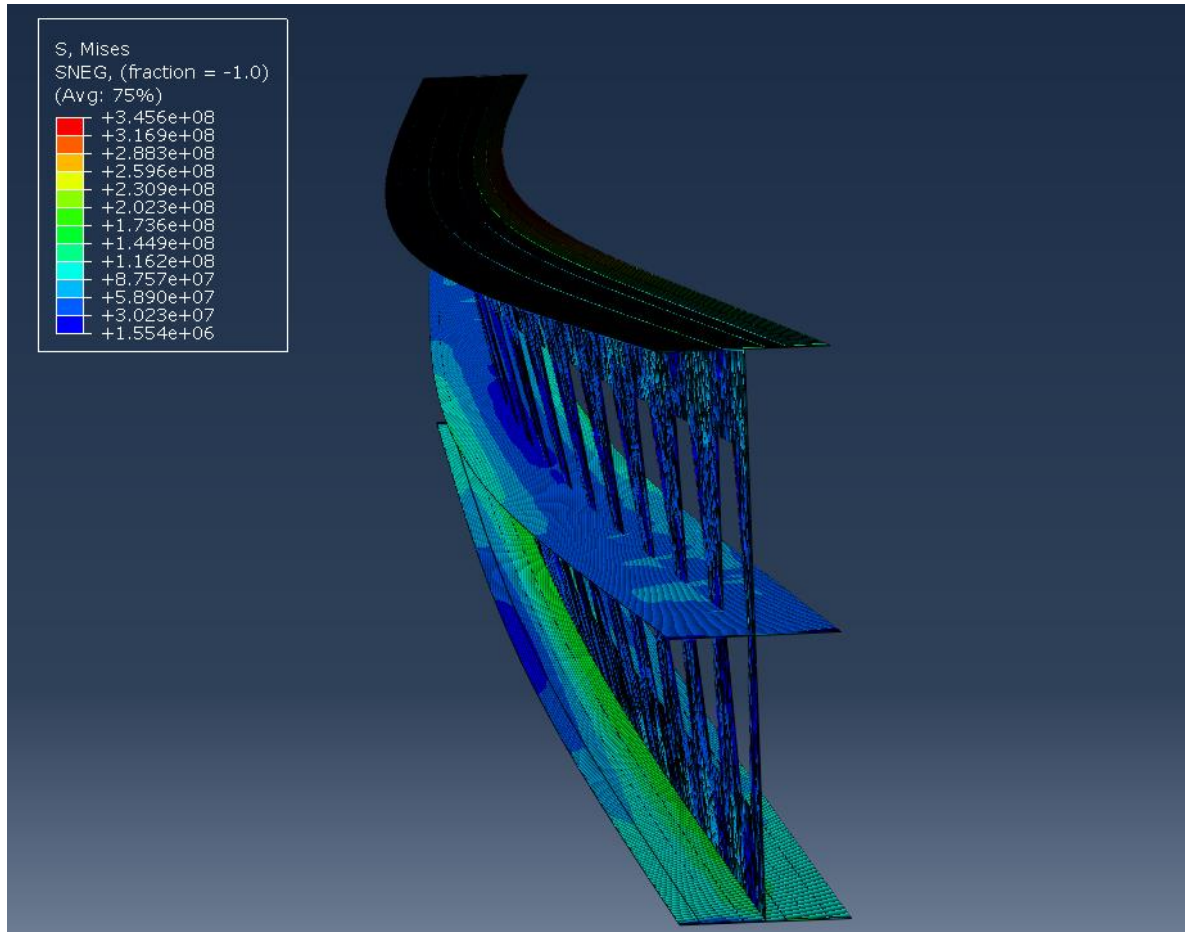
Figura 6.20 – Colapso da viga castelada com reforço longitudinal no sentido vertical



Fonte: Autor (2015)

A figura 6.21 mostra a análise numérica de uma viga castelada reforçada horizontalmente, desenvolvida a partir do perfil W410x53, com 11,88m de comprimento destravado.

Figura 6.21 – Colapso da viga castelada com reforço longitudinal no sentido horizontal



Fonte: Autor (2015)

7 ANÁLISE SIMPLIFICADA DE VIABILIDADE DOS REFORÇOS

Para o modelo estrutural desenvolvido neste trabalho, além do processo de fabricação das vigas casteladas, tem-se o aumento na quantidade de aço implementado na estrutura. Para analisar a viabilidade da implementação dos reforços, deve-se levar em conta o custo de produção das vigas casteladas e a massa adicional do reforço a ser inserido.

Foram escolhidos perfis laminados para comparação com o perfil reforçado longitudinalmente no sentido horizontal. Tal análise visa comparar a capacidade resistente à FLT do modelo estrutural desenvolvido neste trabalho, com outro perfil laminado que tenha aproximadamente a mesma massa do perfil reforçado longitudinalmente.

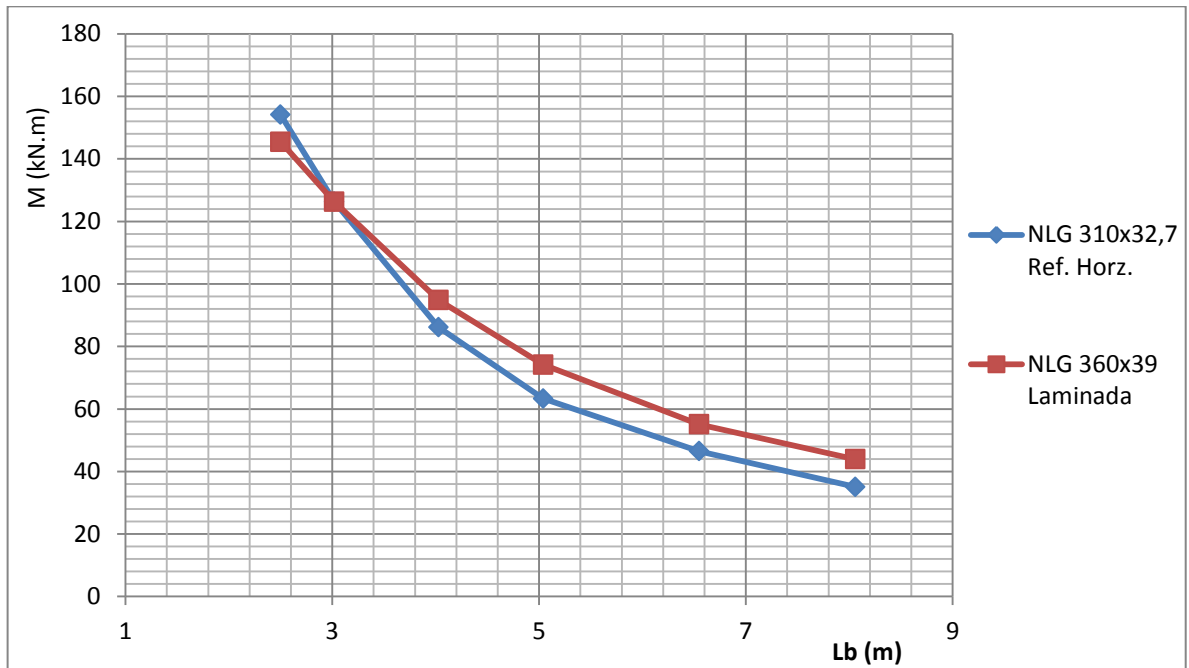
A tabela 7.1 mostra para o perfil W310x32,7 o aumento de massa proveniente da implementação do reforço. Para este perfil, devido à massa total da viga reforçada chegar aos 38 kg/m, escolheu-se o perfil W360x39 para comparar a resistência à FLT com a resistência obtida com o perfil reforçado longitudinalmente.

Tabela 7.1- Comparação entre o perfil 310x32 com outro de massa equivalente

Perfil		W310x32,7	W360x39
Massa/metro		32,7 kg/m	39 kg/m
Área da viga I		4,12E-03 m ²	4,90 E-03 m ²
I _{x-x}		6,37 E-05 m ⁴	1,00 E-04 m ⁴
I _{y-y}		1,92 E-06 m ⁴	3,75 E-06 m ⁴
Reforço	Comprimento	0,102 m	- m
	Espessura	0,0066 m	- m
Aumento da área da seção transversal devido ao reforço		16,32 %	- %
Massa do reforço		5,34 kg/m	- kg/m
Massa da estrutura reforçada		38,04 kg/m	- kg/m
I _{x-x} (viga reforçada)		1,46 E-04 m ⁴	- m ⁴
I _{y-y} (viga reforçada)		2,50 E-06 m ⁴	- m ⁴

A figura 7.1 mostra um gráfico que compara as resistências obtidas para vigas com aproximadamente a mesma massa, sendo uma reforçada longitudinalmente com reforço horizontal desenvolvida a partir do perfil W310x32 e outra laminada W360x39.

Figura 7.1 – Comparativo de resistência entre viga reforçada horizontalmente e viga laminada de mesma massa



Fonte: Autor (2015)

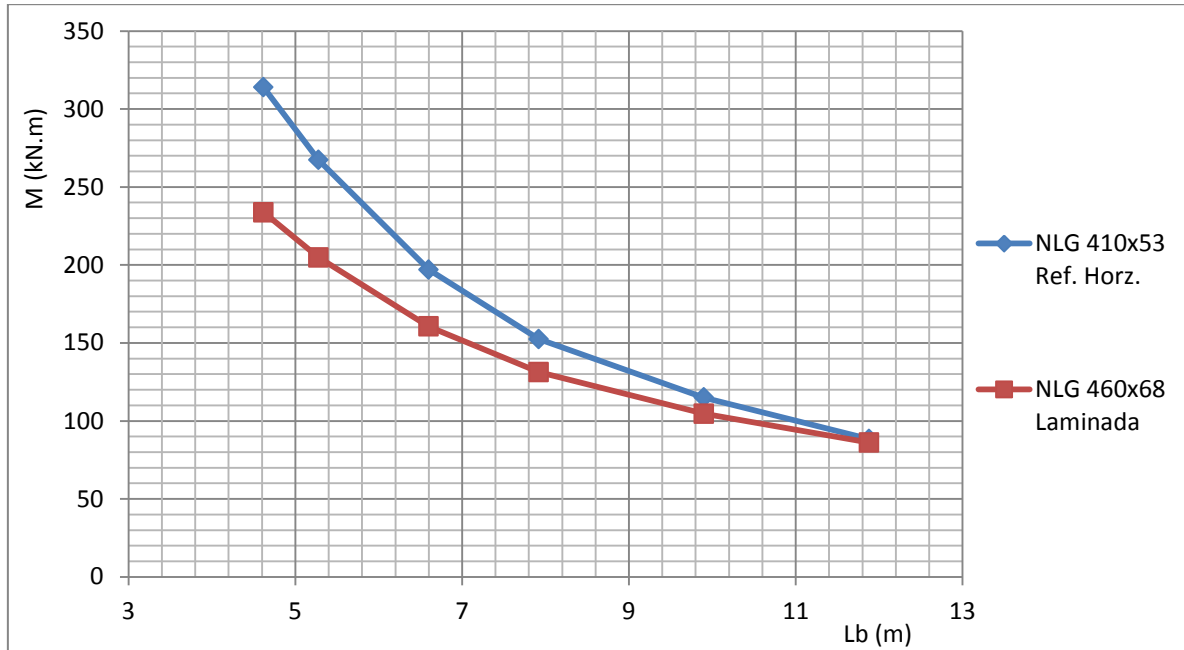
A tabela 7.2 mostra para o perfil W410x53 o aumento de massa por metro, proveniente da implementação do reforço. Para este perfil, devido à massa total da viga reforçada chegar aos 63 kg/m, escolheu-se o perfil W460x68 para comparar a resistência à FLT com a resistência obtida com o perfil reforçado longitudinalmente.

Tabela 7.2- Comparação entre o perfil 410x53 com outro de massa equivalente

Perfil		W410x53	W460x68
Massa/metro		53 kg/m	68 kg/m
Área da viga I		6,72E-03 m ²	8,64 E-03 m ²
I _{x-x}		1,83 E-04 m ⁴	2,93 E-04 m ⁴
I _{y-y}		1,01 E-05 m ⁴	9,40 E-06 m ⁴
Reforço	Comprimento	0,177 M	- m
	Espessura	0,0075 M	- m
Aumento da área da seção transversal devido ao reforço		19,77% %	- %
Massa do reforço		10,48 kg/m	- kg/m
Massa da estrutura reforçada		63,48 kg/m	- kg/m
I _{x-x} (viga reforçada)		4,19 E-04 m ⁴	- m ⁴
I _{y-y} (viga reforçada)		1,36 E-05 m ⁴	- m ⁴

A figura 7.2 mostra um gráfico que compara as resistências obtidas para vigas com aproximadamente a mesma massa, sendo uma reforçada longitudinalmente com reforço horizontal a partir do perfil W410x53 e outra laminada W460x68.

Figura 7.2 – Comparativo de resistência entre viga reforçada horizontalmente e viga laminada de mesma massa



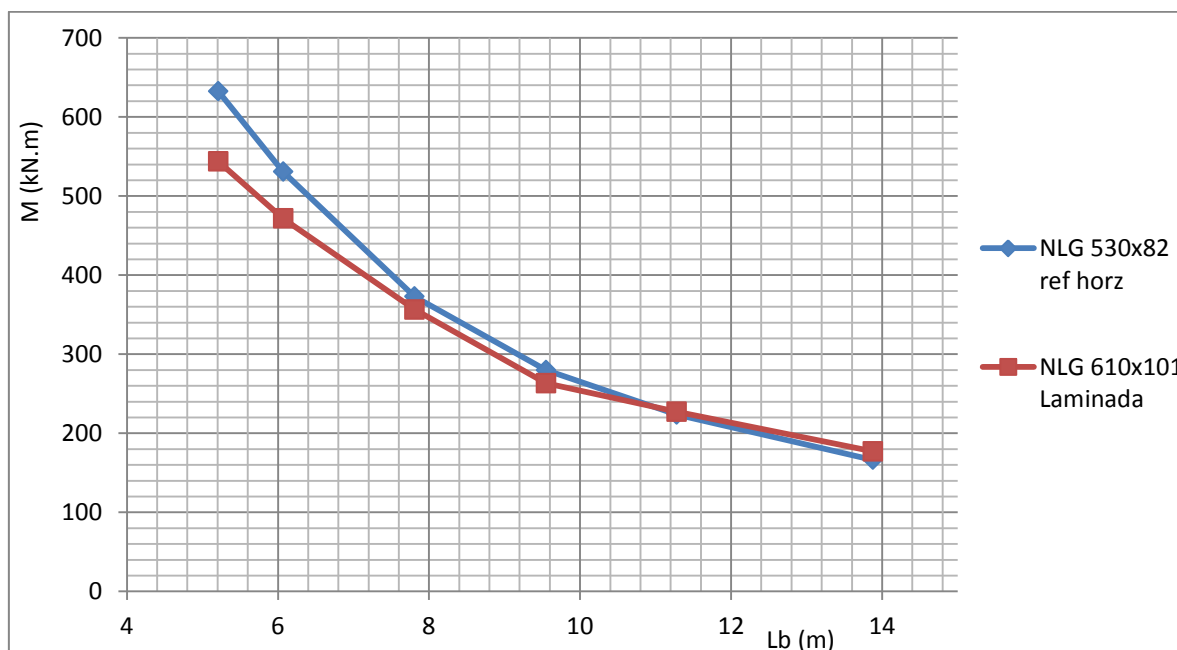
Fonte: Autor (2015)

A tabela 7.3 mostra para o perfil W530x82 o aumento de massa por metro, proveniente da implementação do reforço. Para este perfil, devido à massa total da viga reforçada chegar aos 97 kg/m, escolheu-se o perfil W610x101 para comparar a resistência à FLT com a resistência obtida com o perfil reforçado longitudinalmente.

Tabela 7.3- Comparação entre o perfil 530x82 com outro de massa equivalente

Perfil		W530x82	W610x101
Massa/metro		82 kg/m	101 kg/m
Área da viga I		1,03E-02 m ²	1,28 E-02 m ²
I _{x-x}		4,67 E-04 m ⁴	7,52 E-04 m ⁴
I _{y-y}		2,03 E-05 m ⁴	2,95 E-05 m ⁴
Reforço	Comprimento	0,209 m	- m
	Espessura	0,0095 m	- m
Aumento da área da seção transversal devido ao reforço		19,24 %	- %
Massa do reforço		15,78 kg/m	- kg/m
Massa da estrutura reforçada		97,78 kg/m	- kg/m
I _{x-x} (viga reforçada)		1,07 E-03 m ⁴	- m ⁴
I _{y-y} (viga reforçada)		2,75 E-05 m ⁴	- m ⁴

A figura 7.3 mostra um gráfico que compara as resistências obtidas para vigas com aproximadamente a mesma massa, sendo uma reforçada longitudinalmente com reforço horizontal a partir do perfil W530x82 e outra laminada W610x101.

Figura 7.3 – Comparativo de resistência entre viga reforçada horizontalmente e viga laminada de mesma massa

Fonte: Autor (2015)

O comparativo de viabilidade estrutural entre os perfis analisados e para os comprimentos considerados mostrou que a viabilidade na utilização dos reforços deve ser estudada caso a caso, considerando o perfil a ser utilizado bem como o comprimento destravado. O uso de reforço longitudinal no sentido horizontal se mostrou mais viável para pequenos comprimentos destravados, não sendo uma opção viável para qualquer comprimento destravado do ponto de vista da resistência à flambagem lateral com torção.

Uma variável que deve ser levada em conta na análise da FLT é o momento de inércia no eixo y-y (paralelo à alma), sendo que o reforço longitudinal no sentido horizontal visa aumentar essa propriedade além de travar os alvéolos.

Quanto ao perfil W310x32, a viga reforçada longitudinalmente ainda possui o momento de inércia no eixo y-y inferior ao momento de inércia no eixo y-y do perfil laminado adotado para comparação. Este fato pode ser indicativo para a não competitividade do reforço para esta análise.

O perfil W410x53 reforçado longitudinalmente tem o momento de inércia no eixo y-y superior ao momento de inércia no eixo y-y do perfil laminado adotado para comparação, Isso pode apontar para uma melhora na competitividade da viga reforçada para este perfil em comparação ao W460x68.

Para o perfil W530x82, o perfil reforçado longitudinalmente tem o momento de inércia no eixo y-y um pouco inferior ao momento de inércia no eixo y-y do perfil laminado W610x101 adotado para comparação, contudo a capacidade resistente do perfil reforçado foi mais satisfatória.

Embora a produção das vigas casteladas não acarrete em aumento de massa quando comparada ao perfil laminado da qual foi feita, existem custos relacionados ao corte, solda e mão de obra para sua fabricação. Não foram encontradas referências que quantificassem o aumento no custo de produção das vigas casteladas. Sendo assim, a utilização desse tipo de reforço fica condicionada aos casos em que o aumento de custo não seja uma variável decisiva na escolha do modelo estrutural.

8 CONCLUSÃO

Neste trabalho foi realizado um estudo sobre o fenômeno da flambagem lateral com torção para vigas de aço casteladas com dois tipos de reforços longitudinais, sendo um posicionado paralelo às mesas e o outro posicionado paralelos à alma, ambos colocados durante a fase de fabricação da viga castelada.

Foram elaborados modelos numéricos com o Método dos Elementos Finitos, utilizando o software Abaqus para o estudo do comportamento das vigas laminadas, casteladas e casteladas com reforço longitudinal, susceptíveis ao colapso por flambagem lateral com torção. As vigas foram modeladas em espaço tridimensional com elementos de casca bidimensionais do tipo S4R e S3.

Nas análises realizadas, foram consideradas as não linearidades geométricas, as não linearidades do material e adotada a imperfeição inicial igual a $1/1000$ em relação ao comprimento destravado da viga. Neste trabalho foi proposta e utilizada a distribuição de tensões residuais variando linearmente entre $\pm 0,3f_y$ aplicadas apenas nas mesas dos perfis, visto que as mesas têm maior participação no colapso por FLT.

Devido aos custos para fabricação das vigas casteladas serem maiores que o custo das vigas laminadas, a viabilidade econômica deve ser estudada caso a caso. Sua utilização se torna viável em situações em que existam grandes vãos contidos lateralmente, com médios a altos carregamentos.

As vigas casteladas reforçadas longitudinalmente ainda carecem de estudos mais aprofundados para seu emprego como elementos estruturais. Para os perfis estudados, o reforço aumentou a quantidade de aço utilizado na fabricação dos modelos reforçados em cerca de 16 a 20%.

O reforço horizontal melhorou a capacidade resistente da viga entre 30% e 70% em relação ao perfil laminado. Tal melhoria foi observada para o perfil estudado e para a faixa de comprimento destravado adotadas, sendo analisado quanto ao momento fletor resistente à flambagem lateral com torção. Notou-se que a melhoria na capacidade resistente da viga à FLT é inversamente proporcional ao comprimento destravado da viga.

O estudo paramétrico mostrou que o uso de reforços longitudinais permite uma redução na quantidade de contenções laterais. Isso se deve ao fato de que, para um mesmo momento crítico aplicado, é possível aumentar o comprimento destravado da viga em cerca de 30% em relação à viga laminada. Tal fato pode reduzir o custo global da estrutura.

Além disso, a melhoria dos processos de corte e solda relacionados à fabricação de vigas casteladas reduz o custo de produção dessas vigas e aumenta a viabilidade econômica desse modelo estrutural. Como consequência dessa redução de custo tem-se, também, o aumento da viabilidade da utilização de reforços em vigas casteladas.

9 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Após a conclusão deste trabalho, são deixadas sugestões para continuação dos estudos na área.

- Realização de análise de flambagem do montante da alma por força cortante e por flexão para vigas casteladas reforçadas longitudinalmente com reforços horizontais.
- Estudos experimentais com vigas casteladas reforçadas longitudinalmente com reforços horizontais e verticais.
- Análise de viabilidade econômica na aplicação dos reforços longitudinais em vigas casteladas.
- Estudo da alteração da capacidade resistente das vigas casteladas reforçadas, tendo em vista que o processo de corte da alma da viga laminada para fabricação da viga castelada e a soldagem dos reforços longitudinais acarretam alteração da distribuição das tensões residuais na alma, nas mesas e no reforço longitudinal.
- Estudo a flambagem lateral com torção para perfis alveolares criados a partir de perfis H, visto que estes têm maiores momentos de inércia no eixo y-y.
- Estudo da interação entre os possíveis modos de colapso das vigas casteladas reforçadas longitudinalmente.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 8800:2008: **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro (2008).

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC. AISC/LRFD (1999): **Load and resistance factor design: Specifications for structural steel buildings**. United States of America, 1999.

ABREU, L. M. P. **Determinação do momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas de aço celulares**. 2011. Dissertação (Mestrado pelo Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

AÇO BRASIL, Instituto Aço Brasil. Disponível em:
<<http://www.acobrasil.org.br/site/portugues/aco/parque.asp>>. Acesso em: 5 ago. 2015.

ANUPRIYA, B.; JAGADEESAN, K. **Shear strength of castellated beam with and without stiffeners using fea (ansys 14)**. International Journal of Engineering and Technology (IJET), v. 6 No 4, p. 1970-1981, 2014.

AZHARI, M. e BRADFORD, M.A. **Local Buckling of I-Section Beams with Longitudinal Web Stiffeners. Thin-Walled Structures**. The University of New South Wales, Australia v. 15, p. 1 – 13, 1993.

ASD metal services. Disponível em:
<<http://www.asdmetalservices.co.uk/en/Products/ASD%20Westok/Manufacturing%20Capabilities.aspx>>. Acesso em: 25 ago. 2015.

BEZERRA, E. M. **Determinação do Momento Fletor Resistente à Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço Casteladas**. 2008. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

BRADLEY, T.P. **Stability of Castellated Beams During Erection**. Master's Thesis – Virginia Tech, 2003.

BRINKHUS R. N. **Análise de vigas casteladas e vigas casteladas mistas**. 2015. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BS 5950-1:2000: **Structural use of steelwork in building Part 1: Code of practice for design- Rolled and welded sections**. British Standards Institution (BSI), London, 2001.

CHUNG, K. F., LIU, T. C. H., KO, A. C. H. **Steel beams with large webopenings of various shapes and sizes: an empirical design method using ageneralized moment-shear Interaction curve**. Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, p. 1177-1200, 2003.

CHUNG, K. F., LAWSON, R. M., **Simplified design of composite beams with large web openings to Eurocode 4**. Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, p. 135-163, 2001.

CMC STEEL PRODUCTS. Disponível em: <http://www.cmcsteelproducts.com>. Acesso em: 30 abr. 2015.

CRISFIELD, M. A. **A Fast Incremental/Iteration Solution Procedure that Handles `Snap-Through'**. Computers and Structures, vol. 13, p. 55–62, 1981.

DARWIN, D. **Steel and Composite Beams with Web Openings**. Steel Design Guide 2, American Institute of Steel Construction, Chicago, 1990.

DELPHINE S., VAN IMPE R., BELIS J. **Experimental investigation of residual stresses in steel cellular and castellated members**. Construction and Building Materials 54 (2014) 512–519

DEMIRDJIAN, S. **Stability of castellated beam webs**. Master Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada, 1999.

EARLS, C. J. **Effects of material property stratification and residual stresses on single angle flexural ductility**. Journal of Constructional Steel Research, v. 51, p.147-175, 1999.

ELLOBODY, E. **Interaction of buckling modes in castellated steel beams**. Journal of Constructional Steel Research. Elsevier, No. 67. p. 814-25, 2011.

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

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK – ECCS. **Ultimate limit state calculation of sway frames with rigid joints**. Technical Committee 8 – Structural Stability Technical Working Group 8.2. No 33. Brussels, 1984.

GALAMBOS, T. V.; KETTER, R. L. **Further studies of columns under combined bending and thrust**. Bethlehem: Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory (Report No. 205A.19), Pensilvânia, 1957.

GALAMBOS, T.V. **Structural Members and Frames**. Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J. 1968.

GALAMBOS, T.V. **Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures**. 4. ed. A. Wiley: Interscience, 1998.

GAMA, F. O. M. **Avaliação numérica de estabilidade lateral de vigas casteladas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2011.

GERDAU AÇOMINAS, Relatório Anual 2002. Disponível em:

<<http://www.gerdau.com.br/RelatorioGerdau/2002/pdf/anual/Relatorio%20Anual%20Gerdau.pdf>>. Acesso em: 20 jul. 2015.

GOMES, C.A.B. **Resistência a compressão de perfis H laminados de abas paralelas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil, área de concentração: Construção Metálica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2006.

GRUNBAUER BV. Disponível em: <<http://www.grunbauer.nl/eng/wat.htm>>. Acesso em: 6 ago. 2015.

HIBBITT, KARLSSON e SORENSEN. **ABAQUS/Standard – User’s manual, Vol. I, II e III**. *Hibbitt, Karlsson & Sorensen*, Inc, EUA, 1998.

KANNING, W.; **Theoretische und experimentelle Untersuchungen über den Einfluß der Schnittführung von Wabenträgern auf deren Traglast**. Diss. Braunschweig, 1974.

KERDAL, D. & NETHERCOT, D. A. **Failure modes for castellated beams**. Journal of Construction Steel Research, Elsevier, v.4, p. 295-315, 1984.

KERDAL, D. E. **Lateral torsional buckling strength of castellated beams**. 1982. Thesis Doctor Civil and Structural Engineering - University of Sheffield, Sheffield (1982).

KIRBY, P.A. AND NETHERCOT, D.A., **Design for Structural Stability** (Monographs/Constrado), Ed. John Wiley & Sons Inc., Limited, New York, 1979.

KNOWLES, P.R. **Castellated beams. Structural and building board**. Proc. Instn. Civ. Engrs, Part.1, 521-536; 1991.

LAMEIRAS, C.R.L. **Estudo de nós soldados tipo K de treliças planas constituídas por seções tubulares circulares de aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

Lattey civil engineers Ltd - concrete engineering specialists hastings New Zealand.

Disponível em:

<<http://www.latteycivil.co.nz/services/bridge-work/transit-and-local-body-highway-bridges/>>. Acesso em: 4 ago. 2015.

LITZKA, F. **Apparatus for the manufacture of deeply-webbed girders**. US Pat. 3.066.394, dec. 4. 1962.

LOURENÇO, P. B. **Métodos computacionais da mecânica dos sólidos não-linear**. 1999. Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 1999.

MENKULASI F., MOEN C. D., EATHERTON M. R., KURUPPUARACHCHI D. **Investigation of Stiffener Requirements in Castellated Beams**. Annual Stability Conference Structural Stability Research Council, Nashville, Tennessee, 2015.

MOREIRA, F.R. **Uma discussão sobre o método de Newton**. *Revista eletrônica de matemática*. Universidade Federal de Goiás, nº2, 2010.

NADJAI, A.; GOODFELLOW, N.; VASSART ,O.; ALI, F.; CHOI, S. **Simple calculation method of composite cellular beams at elevated temperatures**. FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON STRUCTURES IN FIRE, 2008, Singapore, Nanyang Technological University, Singapore, 2008, p. 551-559.

NETHERCOT, D.A. **Elastic lateral buckling of beams. Ch 1 – Beams and beam-columns, stability and strength**, R. Narayanan (ed), Elsevier Sc. Publishers, London, UK, p. 1 - 34, 1983.

MOHEBKAAHAH A. **The moment – gradient factor in lateral – torsional buckling on inelastic castellated beams**. *Journal of Construction Steel Research*. Elsevier, No. 60. p. 1481-94, 2004.

OLIVEIRA, L. B. **Procedimentos para definição das características geométricas de vigas alveolares de aço para sistemas de piso e de cobertura**. 2012. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2012.

OWEN, D.R.J.; HINTON, E. **Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice**. Department of Civil Engineering, University College of Swansea, U.K. Pineridge Press Limited, 1980.

POWELL, G., and J. SIMONS, **Improved Iterative Strategy for Nonlinear Structures**. International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol. 17, pp. 1455–1467, 1981.

PFEIL, W. M.; PFEIL, M. M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático segundo a NBR 8800:2008. 8. ed.** Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PRAVIA, Z. M. C.; FICANHA, R.; FABEANE, R. **Projeto e cálculo de estruturas de aço: edifício industrial detalhado**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

RADIC, I; MARKULAK, D.; VAREVAC, D. **Numerical Simulation of Lateral Stability of Castellated Beams**. EUROSTEEL - 5TH EUROPEAN CONFERENCE ON STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES, Graz, 3-5 September 2008, Graz , Austria.

R.F. Stearns Design-Build steel, THOMAS, T. Disponível em:
<<http://www.rfstearns.com/the-terry-thomas/>>. Acesso em: 25 ago. 2015.

REDWOOD R. G. **Design of I-Beams with Web Perforations. Ch 4 – Beams and beam-columns, stability and strength**, R. Narayanan (ed), Elsevier Sc. Publishers, London, UK, p. 95-133, 1983.

REDWOOD, R.G.; DEMIRDJIAN, S. **Castellated beam web buckling in shear**. Journal of Structural Engineering. v.124, nº10, p.1202-1207, 1998.

RIGOBELLO, R. (2011). **Desenvolvimento e aplicação de código computacional para análise de estruturas de aço apertadas em situação de incêndio**. Tese (Doutorado) - Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

RIKS, E. **The Application of Newton's Method to the Problem of Elastic Stability.** Journal of Applied Mechanics, Transactions of the ASME, v. 39, p. 1060-1066, 1972.

RODRIGUES, P.F.N. **Ferramentas numéricas para a análise não-linear física e geométrica de estruturas reticuladas na exploração de petróleo offshore.** Tese de Doutorado em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

SAYED-AHMED, E. Y. **Lateral torsion-flexure buckling of corrugated web steel girders.** Structures and Building, v. 158. Issue SBI. p. 53-69, 2005.

SCHMIDT, D. **Análise Elastoplástica com Não-Linearidade Geométrica De Estruturas Através De Elementos Hexaédricos Tri-Lineares Com Um Ponto De Integração.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, 2006.

SEVERS, J. **Improvements in castellated beams.** US Pat. WO2000050705 A1, ago. 31, 2000.

SHERBOUNE, A. N.; PANDEY, M. D. **Elastic, lateral-torsional stability of beams: moment modification factor.** Journal of Constructional Steel Research, v.13, p.337-356, 1989.

SILVA E. E. **Otimização de estruturas de concreto armado utilizando algoritmos genéticos.** Dissertação de Mestrado em engenharia - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

SILVEIRA, E. G. **Avaliação do comportamento estrutural de vigas alveolares de aço com ênfase nos modos de colapso por plastificação.** Dissertação de Mestrado em engenharia civil – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

SIMÕES, R. A. D. **Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas. 2. ed**, Coleção: Construção Metálica e Mista. Editora CMM, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.

SONCK D., IMPE R. V., BELIS J. **Experimental investigation of residual stresses in steel cellular and castellated members**. Construction and Building Materials. Elsevier, Ghent University, Belgium, v.54, 512–519, 2014.

TIMOSHENKO, S. P.; GERE, J. M. **Theory of elastic stability. 2ª ed**. New York: McGraw-Hill Kohskusha, 1961.

TKALČEVIĆ, V.; DŽEBA I.; ANDROIĆ B. **Pouzdanost saćastih nosaca na bocno-torzijsko izvijanje**. Gradevinar. 4: 311-318, 2007.

TRENSURB. A primeira conexão direta a Novo Hamburgo. Disponível em: <<http://www.trensurb.gov.br/blog/a-primeira-conexao-direta-a-novo-hamburgo>>. Acesso em: 3 nov. 2015.

TSAVDARIDIS, K.D. e D'MELLO, C. **Optimization of novel elliptically-based web opening shapes of perforated steel beams**. Journal of Constructional Steel Research, Elsevier, Vol. 76, pp. 39-53, 2012.

University of Ljubljana, **Castellated steel beam**. Disponível em: <<http://www.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/media/wg01a/s0100023.jpg>>. Acesso em 20 mar 2016.

VIEIRA, W. B. **Simulação numérica do comportamento estrutural de vigas casteladas de aço com ênfase na flambagem do montante de alma**. Dissertação de Mestrado em engenharia civil – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2011.

VIEIRA, H. C. **Análise Numérica da Flambagem do Montante de Alma devida ao Cisalhamento em Vigas de Aço Celulares**. Dissertação Mestrado em engenharia civil – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

WARD, J. K., **Design of composite and non-composite cellular beams**. Publicação 100, The Steel Construction Institute ,1990.

WEMPNER, G. A. **Discrete Approximations Related to Nonlinear Theories of Solids**. International Journal of Solids and Structures, v. 7, p. 1581-1599, 1971.

WISSMANN, J. A. **Estudo de Vigas de Aço com Aberturas de Alma Tipo Alveolar, Litzka e Vigas Expandidas em Altura**. Dissertação de Mestrado em de Engenharia Civil - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

ZAAROUR W, REDWOOD R. **Web post buckling in thin webbed castellated beams**. Journal of Structural Engineering, ASCE v.122: 860–866, 1996.

ZIRAKIAN, T.; SHOWKATI, H. **Distortional buckling of castellated beams**. Journal Construct. Steel Research. Elsevier, v. 62, No. 9, p. 863-871, 2006.