

Steel Framing: Engenharia



MANUAL DE

**CONSTRUÇÃO
EM AÇO**



Steel Framing: Engenharia

2ª. Edição Revisada

Série “Manual de Construção em Aço”

- Galpões para Usos Gerais
- Ligações em Estruturas Metálicas
- Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço
- Alvenarias
- Painéis de Vedação
- Resistência ao Fogo das Estruturas de Aço
- Tratamento de Superfície e Pintura
- Transporte e Montagem
- Steel Framing Engenharia
- Steel Framing: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto
- Pontes e viadutos em vigas mistas
- Treliças tipo Steel Joist
- Viabilidade Econômica
- Dimensionamento de Perfis Formados a Frio conforme NBR 14762 e NBR 6355 (CD)
- Projeto e Durabilidade
- Estruturas Mistas Vol. 1 e 2
- Prevenção contra Incêndio no Projeto de Arquitetura
- Projeto de Abertura em Almas de Vigas de Aço e Vigas Mistas de Aço e Concreto
- Estruturas Compostas por Perfis Formados a Frio. Dimensionamento pelo Método das Larguras Efetivas e Aplicação Conforme ABNT NBR 14762:2010 E ABNT NBR 6355:2012
- Tecnologias de Vedação e Revestimento para Fachadas

PROF. FRANCISCO CARLOS RODRIGUES, D.SC.
PROF. RODRIGO BARRETO CALDAS, D.SC.

Steel Framing: Engenharia

2ª. Edição Revisada

INSTITUTO AÇO BRASIL
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

**RIO DE JANEIRO
2016**

Nenhuma parte desta publicação pode ser reproduzida por quaisquer meio, sem a prévia autorização desta Entidade.

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do AçoBrasil/CBCA

R696s Rodrigues, Francisco Carlos
 Steel framing: engenharia / Francisco Carlos Rodrigues, Rodrigo Barreto
 Caldas. - Rio de Janeiro: Aço Brasil /CBCA, 2016.

224 p.; 29 cm. -- (Série Manual de Construção em Aço)

Bibliografia

ISBN 978-85-89819-39-8

1.Light steel framing 2. Steel framing 3. Barras estruturais 4. Dimensionamento
5. Perfis formados a frio 6. Construção civil
I. Títulos (série)

CDU 692(035)
2ª. Edição Revisada

1ª. Edição – 2006
2ª. Edição Revisada - 2016

Instituto Aço Brasil / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 109 / 29º Andar
20040-001 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@acobrasil.org.br
site: www.cbca-acobrasil.org.br

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Generalidades	12
1.2 Objetivo do manual	13
1.3 Materiais	13
1.4 Nomenclatura dos elementos	14
1.5 Seções transversais de séries comerciais	16
1.6 Concepção estrutural	21
1.6.1 Sistema e subsistema estruturais	21
1.6.2 Estabilidade global	22
2 DIRETRIZES PARA O PROJETO ESTRUTURAL	27
2.1 Generalidades	28
2.2 Concepção estrutural e dimensionamento	29
2.2.1 Guias	29
2.2.2 Montantes	30
2.2.3 Vigas	32
2.2.4 Fitas de aço galvanizado	33
2.2.5 Vergas	34
2.2.6 Entrepiso	36
2.2.6.1 Condições de apoio para as vigas de entrepiso	36
2.2.6.2 Diafragmas horizontais	36
2.2.7 Estruturas de coberturas	37
3 FUNDAMENTOS DOS PERFIS FORMADOS A FRIO	41
3.1 Introdução	42
3.2 Princípios do comportamento de barras com elementos esbeltos	43
3.2.1 Introdução	43
3.2.2 Definições	44
3.2.3 Instabilidade de chapas isoladas retangulares	45
3.2.4 Instabilidade de seções com elementos esbeltos	47
3.2.5 Comportamento pós-crítico de elementos esbeltos isolados – Método da largura efetiva	50
3.2.6 Comportamento pós-crítico de elementos esbeltos associados – Método da seção efetiva	52
4 PRESCRIÇÕES DA ABNT NBR 14762:2010	53
4.1 Análise estrutural	55
4.2 Valores máximos recomendados para a relação largura-espessura	58
4.3 Flambagem local de chapa	59
4.3.1 Elementos AA e AL	60
4.3.2 Largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de de borda simples	64
4.4 Modo de flambagem por distorção da seção transversal	66
4.5 Barras submetidas à compressão centrada	67
4.5.1 Generalidades	67
4.5.2 Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção	67
4.5.2.1 Perfis com seções duplamente simétricas ou simétricas em relação a um ponto	69
4.5.2.2 Perfis com seção monossimétrica	70
4.5.2.3 Perfis com seções assimétricas	70
4.5.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal	71
4.5.4 Limitação de esbeltez	71
4.6 Barras submetidas à flexão simples	71
4.6.1 Momento fletor	71
4.6.1.1 Início de escoamento da seção efetiva	72

4.6.1.2 Flambagem lateral com torção	74
4.6.1.3 Modo de flambagem distorcional da seção transversal	76
4.7 Barras submetidas à flexão composta	77
4.8 Requisitos para o dimensionamento de ligações	78
4.8.1 Condições gerais	78
4.8.2 Ligações soldadas	78
4.8.3 Ligações parafusadas	78
4.8.3.1 Generalidades	78
4.8.3.2 Dimensões dos furos	79
4.8.3.3 Disposições construtivas	80
4.8.3.3.1 Espaçamentos mínimos	80
4.8.3.3.2 Espaçamentos máximos	80
4.8.3.4 Rasgamento entre furos ou entre furo e borda	80
4.8.3.5 Pressão de contato (esmagamento)	80
4.8.3.6 Força de tração resistente de cálculo do parafuso	81
4.8.3.7 Força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso	81
4.8.3.8 Tração e cisalhamento combinados	82
4.8.4 Ruptura por rasgamento da parte conectada	82
5 LIGAÇÕES UTILIZANDO PARAFUSOS AUTO-ATARRAXANTES	85
5.1 Generalidades	86
5.2 Especificação dos parafusos auto-atarraxantes estruturais	86
5.3 Utilização dos parafusos auto-atarraxantes estruturais	88
5.4 Prescrições da ABNT NBR 14762:2010	89
5.4.1 Notação	89
5.4.2 Disposições construtivas	91
5.4.3 Força de cisalhamento resistente de cálculo	91
5.4.3.1 Resistência do metal-base	91
5.4.3.2 Resistência do parafuso ao cisalhamento	91
5.4.4 Força de tração resistente de cálculo	92
5.4.4.1 Resistência ao arrancamento do parafuso (<i>pull-out</i>)	92
5.4.4.2 Resistência ao rasgamento do metal-base (<i>pull-over</i>)	92
5.4.4.3 Resistência do parafuso à tração	93
5.4.5 Força de cisalhamento e rasgamento do metal base (<i>pull-over</i>) combinados	93
5.5 Resultados de ensaio	94
6 EXEMPLOS DE DIMENSIONAMENTO	99
6.1 Premissas do cálculo	100
6.2 Pré-dimensionamento e Análise Estrutural	108
6.3 Viga Ue 140x40x12x0,95	111
6.3.1 Momento calculado com base no início do escoamento da seção efetiva	112
6.3.1.1 Método da largura efetiva	112
6.3.1.2 Método da seção efetiva	119
6.3.2 Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT)	119
6.3.2.1 Método da largura efetiva	120
6.3.2.2 Método da seção efetiva	125
6.3.3 Momento calculado para a flambagem por distorção da seção transversal	126
6.3.4 Conclusão	127
6.4 – Montante Ue 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, submetido à flexão composta	127
6.4.1 Compressão	129
6.4.1.1 Determinação de $N_{c,Rd}$ com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexão-torção	129
6.4.1.1.1 Método da largura efetiva	129

6.4.1.1.2 Método da seção efetiva	134
6.4.1.2 Determinação de $N_{c,Rd}$ com base na flambagem distorcional	135
6.4.1.3 Conclusão	136
6.4.2 Flexão	136
6.4.2.1 Momento calculado com base no início do escoamento	136
6.4.2.1.1 Método da largura efetiva	136
6.4.2.1.2 Método da seção efetiva	142
6.4.2.2 Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT)	143
6.4.2.2.1 Método da largura efetiva	143
6.4.2.2.2 Método da seção efetiva	148
6.4.2.3 Verificação da flambagem distorcional	149
6.4.2.4 Conclusão	150
6.4.3 Flexão composta	150
6.5 Montante Ue 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, submetido a flexão composta, com aplicação do Método da Resistência Direta	151
6.5.1 Barra submetida à compressão centrada	152
6.5.1.1 Flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção	152
6.5.1.2 Flambagem local	154
6.5.1.3 Flambagem distorcional	155
6.5.1.4 Conclusão	155
6.5.2 Barra submetida à flexão simples	156
6.5.2.1 Flambagem lateral com torção	156
6.5.2.2 Flambagem local	157
6.5.2.3 Flambagem distorcional	158
6.5.2.4 Conclusão	158
6.5.3 Flexão composta	159
6.6 Montante de 90x40x12x0,95 com abertura na alma, submetido à compressão centrada	160
6.6.1 Compressão	160
6.6.1.1 Determinação de $N_{c,Rd}$	160
6.7 Dimensionamento de uma ligação	166
7 TABELAS E GRÁFICOS DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA LSF	173
7.1 Tabelas	174
7.1.1 Generalidades	174
7.1.2 Edificações com piso úmido	175
7.1.3 Edificações com piso seco	180
7.2 Gráficos	203
7.2.1 Gráficos $L \times N_{Sd}$ - Barras submetidas à força axial de compressão	203
7.2.2 Gráficos $q_{Sd} \times L$ - Barras submetidas à flexão simples	206
7.2.3 Gráficos $q_{Sd} \times N_{Sd}$ - Barras submetidas à flexo-compressão	210
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	221

O setor siderúrgico, através do Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA, tem a satisfação de tornar disponível para o universo de profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil, este manual, o 20º de uma série relacionada à construção em aço.

Centro dinâmico de serviços, com foco exclusivamente técnico e capacitado para conduzir uma política de promoção do uso do aço na construção, o CBCA está seguro de que este manual enquadra-se no objetivo de contribuir para a difusão de competência técnica e empresarial no País.

O sistema construtivo conhecido mundialmente como “Light Steel Framing (LSF)”, também designado como sistema autoportante de construção a seco em aço, vem se consolidando nos últimos anos no mercado da construção civil brasileira podendo ser encontrado em obras diversas nas várias regiões do país.

A utilização de sistemas construtivos industrializados como o “LSF” demanda profissionais capacitados, projetos detalhados e integrados de modo a se minimizar as perdas e os prazos na construção. Sob este aspecto o arquiteto tem um papel fundamental como indutor da utilização de novas técnicas e produtos.

Dessa forma, após a publicação da 2ª edição do manual “Steel Framing: Arquitetura”, com detalhes construtivos do sistema visando orientar arquitetos e profissionais da área para a concepção de projetos de edificações, o CBCA apresenta a 2ª edição do manual “Steel Framing: Engenharia” contendo os principais conceitos relativos aos perfis formados a frio e o seu dimensionamento e às ligações segundo os critérios da ABNT NBR 14762:2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento. São também consideradas as prescrições da ABNT NBR 15253:2014 - Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações - Requisitos gerais.

Além da disponibilização no manual de tabelas para o pré-dimensionamento das barras estruturais (montantes, vigas e elementos das tesouras do telhado) dos subsistemas de paredes, pisos e de cobertura para determinados edifícios residenciais com até dois pavimentos, os profissionais interessados passam a contar com mais uma ferramenta para o projeto com o sistema LSF que são os gráficos de pré-dimensionamento de barras submetidas à força axial de compressão, à flexão simples e à flexo-compressão.

Os autores advertem que as tabelas e os gráficos de pré-dimensionamento e os detalhes construtivos são compatíveis para estruturas de aço com revestimento metálico de determinados edifícios residenciais com até dois pavimentos, sendo que as informações contidas no presente manual não devem ser assumidas como a posição oficial do CBCA com respeito ao sistema e nem restritivas ao uso de outros tipos de barras, elementos, ligações ou técnicas de projeto.





CAPÍTULO 1

Introdução



1.1 - Generalidades

Existem dois conceitos básicos relativos ao Sistema Light Steel Framing (LSF): Frame é o esqueleto estrutural projetado para dar forma e suportar a edificação, sendo constituído por componentes leves – os perfis formados a frio (PFF) e Framing é o processo pelo qual se unem e vinculam esses elementos. Assim, podemos encontrar na bibliografia internacional as expressões Light Steel Frame Housing na Europa e Residential Cold-Formed Steel Framing nos Estados Unidos, referindo às residências construídas com painéis estruturais reticulados com perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico.

A história do Framing inicia-se por volta de 1810, quando nos Estados Unidos começou a conquista do território, e 1860, quando a migração chegou à costa do Oceano Pacífico. Naqueles anos, a população americana se multiplicou por dez e, para solucionar a demanda por habitações, recorreu-se à utilização dos materiais disponíveis no local (madeira), utilizando os conceitos de praticidade, velocidade e produtividade originados na Revolução Industrial, dando início ao Wood Framing.

Um aspecto particular do LSF que o diferencia de outros sistemas construtivos tradicionais é sua composição por elementos ou subsistemas (estruturais, de isolamento, de acabamentos exteriores e interiores, de instalações, etc.) funcionando em conjunto. Seu emprego apresenta uma série de vantagens, tanto em relação à construção convencional quanto em relação à construção com madeira, tais como: redução no prazo de execução da obra; componentes estruturais mais leves em aço e com maior resistência à corrosão; durabilidade; maior precisão na montagem de paredes e pisos; desperdício e perda de material reduzidos; custo reduzido; material 100% reciclável e incombustível; qualidade do aço garantida pelas siderúrgicas nacionais.

O LSF tem uma concepção racional, para fabricação e montagem industrializada e em grande escala, onde os PFF do tipo U enrijecido (Ue) são utilizados como montantes (equidistantes de 400mm ou 600mm) para a composição dos painéis reticulados destinados à execução de paredes com função estrutural, estruturas de pisos, estruturas de telhados e de fachadas das edificações.

As vedações e o acabamento utilizam um método que combina uma alta capacidade isolante termo-acústico, com uma aparência atraente, com o emprego de variadas soluções construtivas, entre elas: subsistema em gesso acartonado (“Dry Wall”) para paredes internas; placa de OSB (Oriented Strand Board) com barreira hidrófuga de material “não-tecido”, do tipo Tyvek, e tela de poliéster aplicadas sobre a mesma ou chapa cimentícia, para paredes externas. Para o revestimento externo pode ser aplicada a argamassa projetada ou utilizado o “siding” vinílico, por exemplo. Pode também ser empregado o subsistema EIFS (Exterior Insulation and Finish System), constituído pelo substrato em placas de OSB, placa de EPS (Poliestireno Expandido), revestimento de base, malha de reforço, regulador de fundo e revestimento final.

A estrutura de aço fica então encapsulada e protegida dentro das paredes e pisos.

Nos Estados Unidos, Inglaterra, Austrália, Japão e Canadá o LSF tem sido utilizado intensamente há mais de trinta e cinco anos.

O conteúdo do presente manual é fundamentado em normas técnicas brasileiras e estrangeiras, em especial a ABNT NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio e a ABNT NBR 15253:2014 - Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações - Requisitos gerais (“light steel framing”).

1.2 Objetivo do manual

Este manual tem como objetivo principal orientar engenheiros na concepção de projetos estruturais e no dimensionamento da estrutura de edificações com o sistema LSF. As informações apresentadas são também importantes para arquitetos e outros profissionais da área, de forma a integrar melhor os projetos da edificação. Por isto, tais informações devem ser utilizadas em conjunto com o conteúdo do Manual do CBCA (Freitas et al., 2012) – Steel Framing: Arquitetura, doravante denominado de Manual de Arquitetura do CBCA .

Apresenta-se neste manual a conceituação para o dimensionamento dos PFF utilizados como componentes dos painéis estruturais reticulados do sistema LSF. É dada ênfase aos princípios da análise do comportamento e à determinação das forças resistentes de cálculo dos componentes estruturais obtidos por conformação a frio de chapa fina de aço, que são mais susceptíveis do que os demais perfis aos fenômenos das flambagens local e distorcional e sua interação com os modos globais por flexão, torção ou flexo-torção.

Destaca-se que as informações técnicas e científicas contidas no presente manual não substituem os profissionais especialistas necessários no dimensionamento e projeto da estrutura em PFF e seus elementos constituintes.

1.3 Materiais

Para o sistema LSF, os PFF devem ser fabricados a partir de bobinas de aço Zincado de Alta Resistência (ZAR) com resistência ao escoamento, f_y , não inferior a 230 MPa e revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente, com massas mínimas de revestimento de acordo com a tabela 1.1.

Tabela 1.1 - Revestimento mínimo das bobinas de aço.

Tipo de revestimento	Perfis Estruturais	
	Massa mínima do revestimento ^a g/m ²	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	275	Z275 (ABNT NBR 7008)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (ABNT NBR 15578)
^a A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo) e sua determinação deve ser conforme a ABNT NBR 7008 e ABNT NBR 15578		

As bobinas que constituem a matéria-prima para a fabricação dos perfis devem ter a espessura nominal (t_n) mínima de 0,80 mm, exceto as ripas, devendo ser respeitados os requisitos mínimos de qualidade e segurança. Para espessura nominal máxima é estabelecido o valor de 3,0 mm.

1.4 Nomenclatura dos elementos

No Manual de Arquitetura do CBCA (Freitas et al., 2012) são encontradas as informações necessárias para o conhecimento do sistema LSF, incluindo o sistema estrutural de aço e seus componentes, os tipos de materiais de revestimento externo e interno dos painéis e dos pisos e os principais materiais para o isolamento termo-acústico da edificação. São também apresentadas as ligações mais utilizadas, os procedimentos para a montagem da estrutura e as diretrizes e condicionantes para a concepção de projetos arquitetônicos.

A seguir, são apresentadas as principais definições para auxiliar o arquiteto e o calculista nas etapas da concepção e dimensionamento do sistema estrutural em LSF, conforme figuras 1.1 a 1.3:

- a) Bloqueador: Perfil utilizado horizontalmente no travamento lateral de montantes e vigas.
- b) Fita: Fita de aço galvanizado empregada na diagonal como elemento de contravento de painéis de parede, de piso e de cobertura. Em combinação com os bloqueadores, é também utilizada na horizontal para diminuir os comprimentos efetivos de flambagem global por torção e de flambagem global em relação ao eixo y do montante, e para o travamento lateral das vigas de piso ou cobertura.
- c) Guia ou guia enrijecida: Perfil utilizado como base e topo de painéis de parede, como encabeçamento de painéis de entrepisos e de telhados e aberturas em painéis de parede.
- d) Montante: Perfil utilizado verticalmente na composição de painéis de parede.

e) Montante auxiliar (king): Montante fixado à ombreira ou utilizado nos limites laterais das aberturas de painéis.

f) Montante de composição (cripple): Perfil utilizado verticalmente na composição de painéis de parede, sobre e abaixo das aberturas.

g) Ombreira (jack): Perfil utilizado verticalmente para apoio da verga ou de painel de parede sobre abertura.

h) Perfil enrijecedor de alma: Perfil utilizado verticalmente no apoio de vigas.

i) Ripa: Perfil onde apoiam as telhas e é suportada pelos caibros.

j) Sanefa: Perfil utilizado para encabeçamento de painéis de pisos.

k) Terça: Perfil que suporta os caibros e transmite o carregamento para as tesouras. As terças são peças horizontais colocadas na direção perpendicular às tesouras e recebem o nome de cumeeiras quando são colocadas na parte mais alta do telhado (cume), e de contrafrechal na parte mais baixa do telhado.

l) Viga: Perfil ou composição de perfis utilizados horizontalmente para transmitir forças.

m) Verga: perfil utilizado horizontalmente no limite superior das aberturas (portas, janelas e outras).

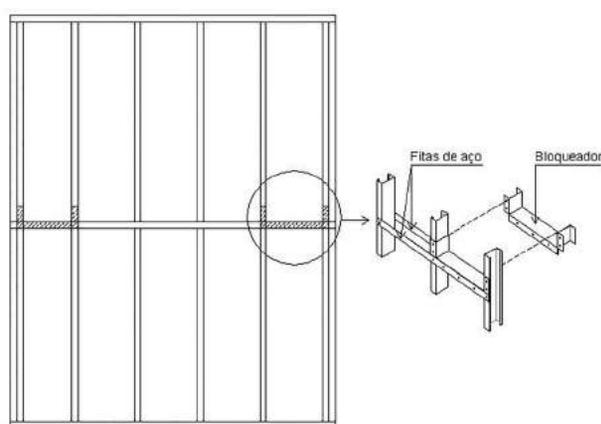


Figura 1.1 – Componentes de um painel estrutural sem abertura.

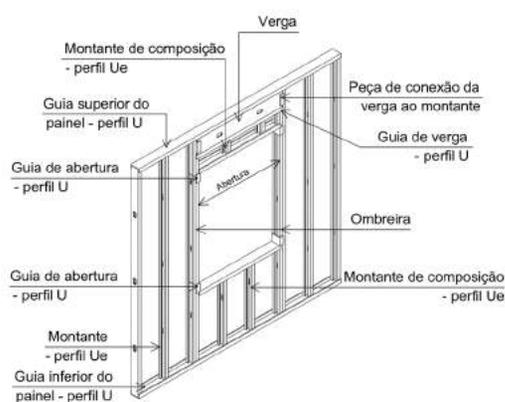


Figura 1.2 – Componentes de um painel estrutural com abertura (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

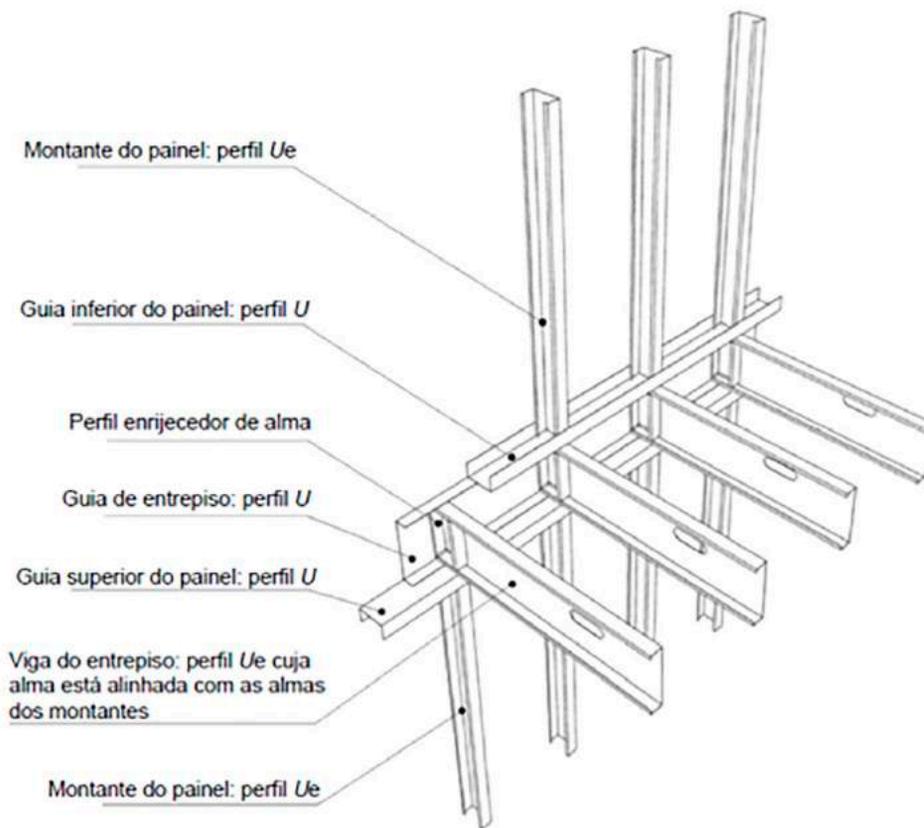


Figura 1.3 – Componentes de um painel de entrepiso (Fonte: ABNT NBR 15253:2014).

1.5 Seções transversais de séries comerciais

As dimensões, massa e propriedades geométricas dos perfis de séries comerciais para o sistema LSF são apresentadas nas tabelas B.1 e B.2 da ABNT NBR 15253:2014, que estabelece os requisitos mínimos para os perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados do sistema LSF. Nas tabelas 1.1 e 1.2 da ABNT NBR 15253:2014 são transcritas as propriedades dos perfis mais utilizados nas estruturas de edificações em LSF com até dois pavimentos, e que constituem o objeto do desenvolvimento apresentado nos capítulos 6 e 7 deste manual.

Deve-se destacar que nas tabelas 1.1 e 1.2 da ABNT NBR 15253:2014 os perfis são apresentados com os valores da espessura nominal da chapa, t_n , igual à soma da espessura da chapa de aço, t , e do revestimento metálico, t_r ($t_n = t + t_r$), sendo que todos os cálculos para a massa e propriedades geométricas foram realizados considerando a espessura da chapa de aço, sem o revestimento metálico, $t_r = 0,036\text{mm}$, em média, para uma massa mínima de revestimento de 180 g/m^2 , considerando-se a soma das espessuras de revestimento nas duas faces da chapa.

Exemplificando o uso das tabelas, a denominação Ue 90x40x12x0,95 significa um perfil U

enrijecido (vide figura 1.4), utilizado para montante - por exemplo, com 90 mm de largura nominal da alma (b_w), 40 mm de largura nominal da mesa (b_f), 12 mm de largura nominal do enrijecedor de borda do perfil (D) e 0,95mm de espessura nominal da chapa.

A denominação U 92x39x0,95 significa um perfil U simples (vide figura 1.5), utilizado para guia - por exemplo, com 92 mm de largura nominal da alma (b_w), 39 mm de largura nominal da mesa (b_f) e 0,95mm de espessura nominal da chapa.

A determinação das propriedades da seção do perfil foi efetuada empregando-se o “método linear”, artifício de cálculo que considera que todo o material está concentrado na linha média da seção (linha de esqueleto) e os elementos são tratados - isoladamente - como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras), exceto no cálculo da constante de empenamento (C_w) e da posição do centro de torção (CT), onde as dobras são consideradas como cantos retos. Os valores assim obtidos são multiplicados pela espessura t , de maneira a obter as propriedades geométricas de interesse.

As propriedades geométricas apresentadas nas tabelas 1.1 e 1.2 da ABNT NBR 15253:2014 foram calculadas com base nas expressões apresentadas no Anexo A da ABNT NBR 6355:2012, considerando-se que, para todos os perfis, o eixo x é o eixo paralelo à mesa ou aba, conforme mostram as figuras 1.4 e 1.5. Nessas tabelas as propriedades geométricas da seção não levam em conta a presença dos enrijecedores intermediários de alma.

A ABNT NBR 15253:2014 admite a execução de aberturas sem reforços nos perfis, desde que sejam devidamente consideradas no dimensionamento e que o maior eixo de furação coincida com eixo longitudinal central da alma do perfil e a geometria dos furos esteja de acordo com a figura 1.6. A distância entre centros de furos sucessivos deve ser no mínimo igual a 600 mm; a distância entre a extremidade do perfil e o centro do primeiro furo deve ser no mínimo de 300 mm; a distância entre a extremidade de uma abertura e a face lateral do apoio da viga deve ser de no mínimo 250 mm. Podem ser utilizadas aberturas com formas diferentes e dimensões maiores que as recomendadas na figura 1.6, desde que sejam executados reforços nestas aberturas.

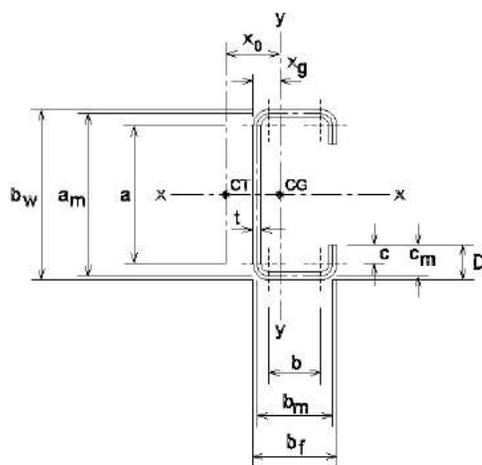


Figura 1.4 – Perfil U enrijecido.

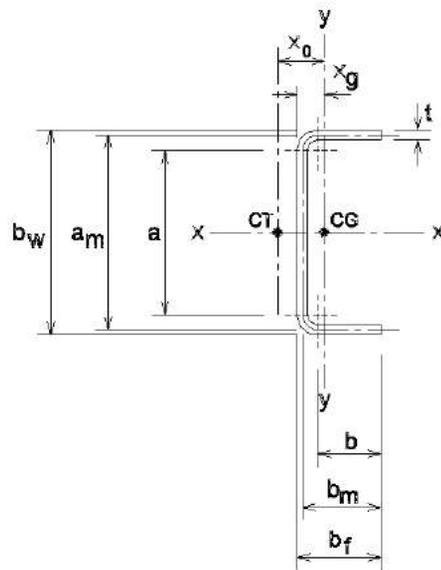


Figura 1.5 – Perfil U simples.

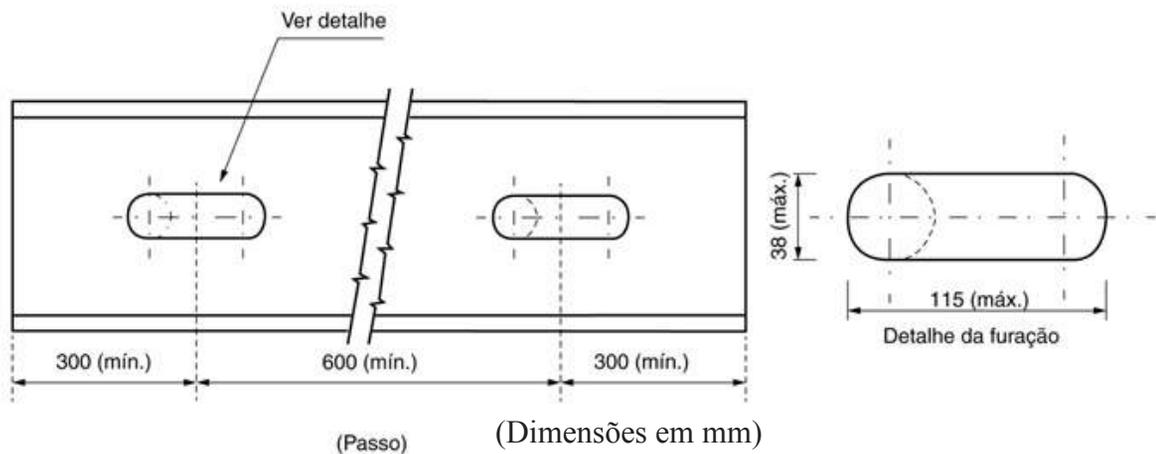


Figura 1.6 – Aberturas nos perfis para passagem de tubulações (Fonte: ABNT NBR 15253:2014).

Tabela 1.1 – U simples - Dimensões, massa e propriedades geométricas (Fonte: ABNT NBR 15253:2014).

Perfil U	m kg/m	A cm ²	Dimensões				Eixo x					Eixo y			J cm ⁴	C _w cm ⁶	r _o cm
			b _w mm	b _f mm	t _n mm	r _f mm	I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	x _g cm	x _o cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm			
92x39x0,80	1,05	1,34	92	39	0,80	0,80	17,15	3,73	3,58	0,93	2,28	2,00	2,16	1,22	0,0029	29,46	4,41
92x39x0,95	1,24	1,59	92	39	0,95	0,95	20,08	4,37	3,56	0,94	2,27	2,36	2,53	1,22	0,0048	34,67	4,40
92x39x1,25	1,63	2,07	92	39	1,25	1,25	25,70	5,59	3,52	0,95	2,26	3,07	3,24	1,22	0,0108	44,80	4,36
142x39x0,80	1,37	1,74	142	39	0,80	0,80	47,80	6,73	5,24	0,73	1,88	2,25	3,11	1,14	0,0037	81,65	5,69
142x39x0,95	1,62	2,06	142	39	0,95	0,95	56,12	7,91	5,22	0,73	1,88	2,65	3,63	1,13	0,0062	96,22	5,66
142x39x1,25	2,12	2,70	142	39	1,25	1,25	72,19	10,17	5,17	0,74	1,87	3,45	4,64	1,13	0,0141	124,67	5,62
202x39x0,80	1,74	2,22	202	39	0,80	0,80	113,36	11,23	7,15	0,58	1,57	2,42	4,21	1,05	0,0047	185,84	7,39
202x39x0,95	2,06	2,63	202	39	0,95	0,95	133,36	13,21	7,12	0,58	1,57	2,86	4,92	1,04	0,0079	219,15	7,37
202x39x1,25	2,71	3,45	202	39	1,25	1,25	172,21	17,05	7,07	0,60	1,56	3,72	6,26	1,04	0,0180	284,37	7,31
92x40x0,80	1,06	1,35	92	40	0,80	0,80	17,48	3,80	3,59	0,97	2,36	2,15	2,23	1,26	0,0029	31,54	4,48
92x40x0,95	1,26	1,60	92	40	0,95	0,95	20,48	4,45	3,57	0,97	2,35	2,53	2,61	1,26	0,0048	37,13	4,46
92x40x1,25	1,65	2,10	92	40	1,25	1,25	26,22	5,70	3,53	0,99	2,35	3,29	3,34	1,25	0,0109	47,99	4,42
142x40x0,80	1,38	1,75	142	40	0,80	0,80	48,59	6,85	5,26	0,75	1,96	2,41	3,20	1,17	0,0037	87,42	5,74
142x40x0,95	1,63	2,08	142	40	0,95	0,95	57,07	8,04	5,24	0,76	1,95	2,85	3,75	1,17	0,0063	103,03	5,71
142x40x1,25	2,14	2,72	142	40	1,25	1,25	73,43	10,35	5,19	0,77	1,95	3,70	4,79	1,17	0,0142	133,54	5,67
202x40x0,80	1,75	2,23	202	40	0,80	0,80	114,98	11,39	7,17	0,60	1,63	2,60	4,34	1,08	0,0048	199,06	7,43
202x40x0,95	2,08	2,65	202	40	0,95	0,95	135,28	13,40	7,15	0,61	1,63	3,08	5,08	1,08	0,0080	234,78	7,41
202x40x1,25	2,73	3,47	202	40	1,25	1,25	174,73	17,30	7,09	0,62	1,62	4,00	6,47	1,07	0,0181	304,73	7,35

Espessura do revestimento metálico considerada no cálculo: t_e = 0,036 mm

Tabela 1.2 - Perfil U enrijecido - Dimensões, massa e propriedades geométricas
(Fonte: ABNT NBR 15253:2014).

Perfil Ue	m (kg/m)	A (cm ²)	Dimensões						Eixo x					Eixo y			J (cm ⁴)	C _w (cm ⁶)	r ₀ (cm)
			b _w (mm)	b _f (mm)	D (mm)	t _n (mm)	t (mm)	r ₁ (mm)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	r _x (cm)	x _g (cm)	x ₀ (cm)	I _y (cm ⁴)	W _y (cm ³)	r _y (cm)			
90x39x12x0,80	1,12	1,43	90	39	12	0,80	0,764	0,80	18,57	4,13	3,61	1,27	3,12	3,14	1,20	1,48	0,0028	56,32	4,99
90x39x12x0,95	1,33	1,70	90	39	12	0,95	0,914	0,95	21,99	4,89	3,60	1,27	3,10	3,70	1,41	1,48	0,0047	66,24	4,97
90x39x12x1,25	1,75	2,23	90	39	12	1,25	1,214	1,25	28,61	6,36	3,58	1,27	3,06	4,75	1,81	1,46	0,0110	85,03	4,93
140x39x12x0,80	1,42	1,81	140	39	12	0,80	0,764	0,80	52,13	7,45	5,37	1,01	2,62	3,60	1,25	1,41	0,0035	143,35	6,14
140x39x12x0,95	1,69	2,16	140	39	12	0,95	0,914	0,95	61,85	8,84	5,36	1,01	2,60	4,24	1,47	1,40	0,0060	168,96	6,12
140x39x12x1,25	2,23	2,84	140	39	12	1,25	1,214	1,25	80,80	11,54	5,33	1,01	2,57	5,46	1,89	1,39	0,0139	217,78	6,08
200x39x12x0,80	1,78	2,27	200	39	12	0,80	0,764	0,80	122,62	12,28	7,36	0,82	2,21	3,95	1,28	1,32	0,0044	316,03	7,80
200x39x12x0,95	2,12	2,70	200	39	12	0,95	0,914	0,95	145,93	14,59	7,35	0,82	2,20	4,65	1,51	1,31	0,0075	372,88	7,78
200x39x12x1,25	2,80	3,57	200	39	12	1,25	1,214	1,25	191,17	19,12	7,32	0,82	2,17	5,98	1,94	1,29	0,0175	481,88	7,74
90x40x12x0,80	1,13	1,44	90	40	12	0,80	0,764	0,80	18,88	4,19	3,62	1,31	3,21	3,33	1,24	1,52	0,0028	59,70	5,07
90x40x12x0,95	1,35	1,72	90	40	12	0,95	0,914	0,95	22,35	4,97	3,61	1,31	3,19	3,93	1,46	1,51	0,0048	70,23	5,05
90x40x12x1,25	1,77	2,26	90	40	12	1,25	1,214	1,25	29,09	6,46	3,59	1,31	3,15	5,05	1,88	1,50	0,0111	90,19	5,01
140x40x12x0,80	1,43	1,83	140	40	12	0,80	0,764	0,80	52,87	7,55	5,38	1,05	2,70	3,83	1,30	1,45	0,0035	151,95	6,19
140x40x12x0,95	1,71	2,17	140	40	12	0,95	0,914	0,95	62,73	8,96	5,37	1,05	2,68	4,51	1,53	1,44	0,0060	179,14	6,17
140x40x12x1,25	2,25	2,86	140	40	12	1,25	1,214	1,25	81,97	11,71	5,35	1,05	2,65	5,80	1,96	1,42	0,0141	231,02	6,14
200x40x12x0,80	1,79	2,28	200	40	12	0,80	0,764	0,80	124,33	12,43	7,38	0,84	2,29	4,20	1,33	1,36	0,0044	335,08	7,84
200x40x12x0,95	2,14	2,72	200	40	12	0,95	0,914	0,95	147,74	14,77	7,37	0,85	2,27	4,95	1,57	1,35	0,0076	395,46	7,82
200x40x12x1,25	2,82	3,59	200	40	12	1,25	1,214	1,25	193,57	19,36	7,34	0,85	2,24	6,36	2,02	1,33	0,0176	511,10	7,79

Espessura do revestimento metálico considerada no cálculo: t_r = 0,036 mm

Nas figuras 1.4 e 1.5 e nas tabelas 1.1 e 1.2 da ABNT NBR 15253:2014, os símbolos e seus respectivos significados são:

- Letras romanas maiúsculas

A - área da seção transversal do perfil;

C_w - constante de empenamento da seção transversal do perfil;

CG - centroide da seção transversal do perfil;

CT - centro de torção da seção transversal do perfil;

D - largura nominal do enrijecedor de borda do perfil;

I₁ - momento de inércia da seção transversal do perfil em relação ao eixo principal de maior inércia (eixo 1);

I₂ - momento de inércia da seção transversal do perfil em relação ao eixo principal de menor inércia (eixo 2);

I_x - momento de inércia da seção transversal do perfil em relação ao eixo x;

I_y - momento de inércia da seção transversal do perfil em relação ao eixo y;

I_{xy} - produto de inércia (momento centrífugo) em relação ao sistema de eixos x-y;

J - momento de inércia à torção uniforme da seção transversal do perfil;

W_x - módulo de resistência elástico da seção transversal do perfil em relação ao eixo x;

W_y - menor módulo de resistência elástico da seção transversal do perfil em relação ao eixo y .

- Letras romanas minúsculas

a - largura da parte plana da alma;

a_m - largura da alma referente à linha média da seção;

b - largura da parte plana da aba ou mesa;

b_f - largura nominal da mesa ou aba;

b_m - largura da aba ou mesa referente à linha média da seção;

b_w - largura nominal da alma;

c - largura da parte plana do enrijecedor de borda;

c_m - largura do enrijecedor de borda referente à linha média da seção;

m - massa do perfil por unidade de comprimento;

r_i - raio interno de dobramento;

r_x - raio de giração da seção transversal do perfil em relação ao eixo x ;

r_y - raio de giração da seção transversal do perfil em relação ao eixo y ;

r_0 - raio de giração polar da seção transversal do perfil em relação ao centro de torção;

t - espessura da chapa, excluindo revestimentos;

t_n - espessura nominal da chapa, igual à soma das espessuras da chapa de aço e do revestimento metálico ($t_n = t + t_r$). Para chapa de aço sem revestimento, $t_n = t$;

t_r - espessura do revestimento metálico;

x_g - distância do centroide à face externa do perfil, na direção do eixo x ;

x_0 - distância do centro de torção ao centroide, na direção do eixo x ;

1.6 Concepção estrutural

O conceito principal do projeto segundo o Sistema LSF é dividir a estrutura em uma grande quantidade de elementos estruturais, de maneira que cada um resista a uma pequena parcela da força total aplicada. Com este critério, é possível utilizar perfis mais esbeltos e painéis mais leves e fáceis de manipular.

No Manual de Arquitetura do CBCA (Freitas et al., 2012) são apresentados os principais aspectos de projeto e montagem para edificações com o sistema LSF, incluindo algumas informações relacionadas com a estabilidade estrutural, com os painéis estruturais e não estruturais e os subsistemas de contraventamento.

No presente item, estas informações são condensadas, destacando-se os conceitos necessários ao projeto estrutural do sistema LSF.

1.6.1 Sistema e subsistema estruturais

O sistema estrutural total de um edifício pode ser dividido em dois grupos de subsistemas, os verticais e os horizontais. Os subsistemas horizontais precisam ser suportados pelos subsistemas verticais. Ao mesmo tempo, os subsistemas verticais são geralmente esbeltos no tocante a uma ou ambas as dimensões da seção transversal (em relação à altura total do edifício), e não são muito estáveis por si próprios. Eles precisam ser mantidos em posição pelos subsistemas horizontais. Os subsistemas horizontais recebem e transmitem, para os subsistemas verticais, as cargas de piso e teto através de flexão e as forças horizontais através da ação de diafragma.

No LSF, os subsistemas verticais são os painéis que compõem paredes com função estrutural, com capacidade de transmitir tanto cargas verticais quanto forças horizontais para a fundação da edificação.

Conforme figura 1.3, os subsistemas horizontais são compostos pelas guias de entrepiso em perfis U, vigas de piso em perfis Ue, perfis enrijecedores de alma nos apoios das vigas e os elementos de ligação com os painéis de parede, considerando-se como meios de ligação os parafusos auto-atarraxantes e alguns tipos de rebites. Os subsistemas verticais são compostos por perfis Ue denominados de montantes (figura 1.2), que transmitem as forças verticais através de suas almas, mesas e enrijecedores por contato direto com as guias inferiores, estando suas seções coincidentes com as dos montantes dos pavimentos imediatamente inferiores. Esta descrição é que dá origem ao conceito de estrutura alinhada (ou “in line framing”). Quando as almas dos montantes não estão alinhadas, deverá ser utilizada uma verga (viga caixa ou Ie composta por dois ou mais perfis U) ou uma treliça para o apoio destes, que seja capaz de transmitir as forças excêntricas para o painel imediatamente inferior.

A separação entre montantes ou modulação adotada estará diretamente relacionada com as solicitações que cada perfil venha a ser submetido. Quanto maior a separação entre montantes, maior será a força que cada um deles deverá resistir. Em muitos casos, tal modulação depende basicamente das dimensões das peças interiores e exteriores a utilizar, devido à necessidade construtiva de permitir a fixação das placas de revestimento, que são moduladas, na estrutura.

1.6.2 Estabilidade global

Tanto a disposição dos montantes dentro da estrutura como suas características geométricas e resistentes e os meios de ligação utilizados para a própria fabricação do painel, têm que estar aptos a absorver e transmitir as forças axiais - na direção do eixo longitudinal da barra - e as forças horizontais perpendiculares ao plano do painel. Para absorver as forças horizontais paralelas ao plano do painel, devidas principalmente à ação do vento, é necessário prover a estrutura de algum outro elemento capaz de resistir e transmitir tais esforços.

A estabilidade global de um edifício projetado segundo o LSF é geralmente de responsabilidade do contraventamento em fitas de aço galvanizado, dispostas em diagonais na forma de \wedge , V , X ou K nos painéis estruturais e com a função de resistir apenas à força axial de tração (figura 1.7). O contraventamento também pode ser efetuado por meio de diagonais em perfis U_e montados segundo o sistema de encaixes estampados (foto 1.1), formando painéis treliçados. Neste caso, os perfis das diagonais devem resistir às forças axiais de tração e de compressão, em função da direção e do sentido da ação do vento. Quanto às ações verticais, a estabilidade da edificação deve ser garantida com a transferência das ações dos pisos às vigas de entrepiso, destas aos montantes e às fundações, desde que tenha sido feito o correto dimensionamento destes componentes.

Os subsistemas estruturais do LSF, incluindo os do telhado, devem suportar as ações permanentes diretas atuantes na edificação, constituídas pelo peso próprio dos componentes do reticulado metálico, dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes, tais como os revestimentos, forros suspensos, materiais de isolamento, equipamentos ou elementos fixados ou apoiados na estrutura. Devem também suportar as ações variáveis, que são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil projetada da construção. As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura.

Deve-se prever também os carregamentos durante a construção e sua manutenção. Carregamentos referentes à chuva só devem ser considerados se o projeto da cobertura não prever drenagem apropriada das águas pluviais.

As vedações externas transferem as ações horizontais (sobretudo as devidas ao vento) ao sub-

sistema de piso que, funcionando como diafragmas horizontais rígidos, transferem tais ações aos painéis estruturais de contraventamento que, por sua vez descarregam nas fundações. A análise estrutural, o dimensionamento, o projeto e a montagem do sistema devem considerar corretamente este caminho de carregamento, considerando a existência do efeito diafragma horizontal proporcionado pela utilização de placas de revestimento com função estrutural (piso seco) ou de concreto sobre fôrmas de aço (piso úmido) conectadas às vigas de piso.

A capacidade das paredes externas ou internas de fechamento de resistirem às forças laterais é chamada de efeito diafragma e o painel é chamado de diafragma rígido ou painel de cisalhamento, pois funciona como uma espécie de contraventamento para as estruturas em LSF.

A figura 1.7 apresenta o subsistema de contraventamento em X em um painel estrutural e as figuras 1.8 e 1.9 apresentam possíveis subsistemas de ancoragem dos painéis de contraventamento na fundação ou entre painéis adjacentes na vertical.

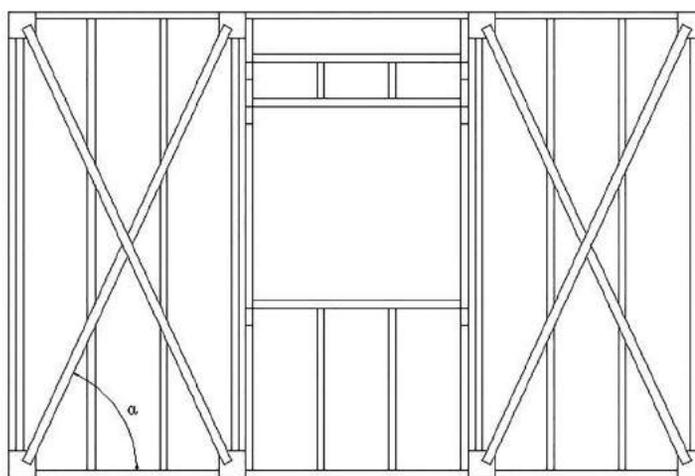


Figura 1.7 – Contraventamento em X, com fitas de aço galvanizado
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

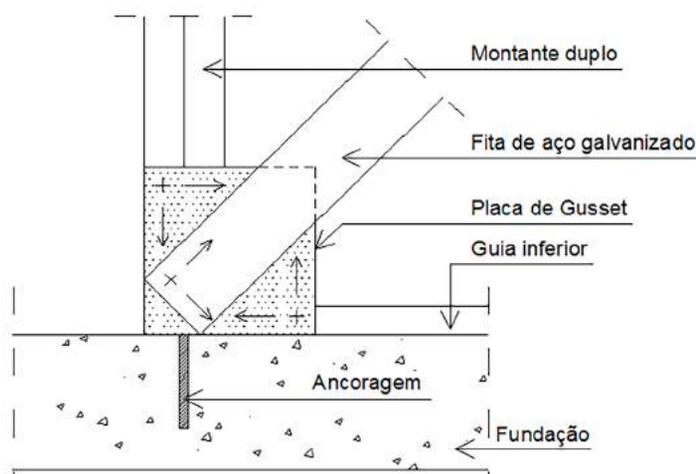


Figura 1.8 – Fixação das diagonais nos painéis, com chapa de Gusset.
Ancoragem dos painéis de contraventamento na fundação
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

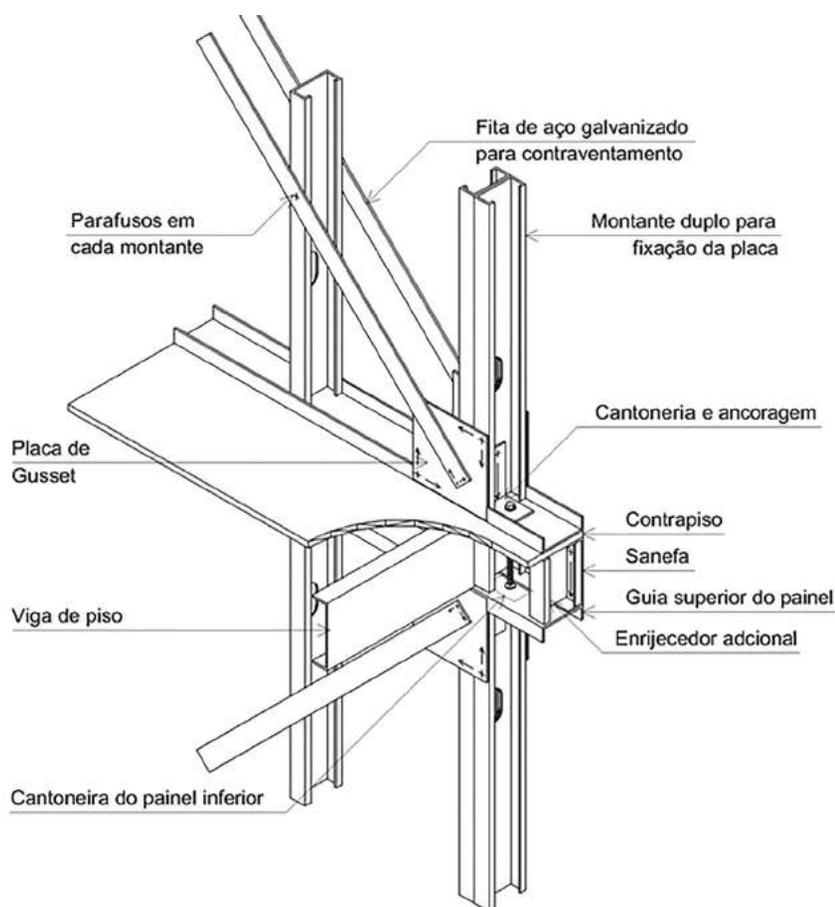


Figura 1.9 – Ancoragem entre painéis de contraventamento (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

Quando o ângulo α (figura 1.7) entre a guia inferior do painel e a fita de aço é pequeno, tanto a tração na fita como a reação de ancoragem são pequenas e tendem a diminuir ainda mais à medida que α se aproxima de 0° . Portanto, para ângulos muito pequenos (menores que 30°) a fita perde sua capacidade de evitar as deformações no painel, objetivo para o qual foi projetada.

À medida que o ângulo aumenta, aumentam também a tração na fita e a reação de ancoragem do painel no piso. Portanto, são necessárias fitas de ancoragens com seções maiores para resistir as forças axiais de tração a que serão submetidas. Deste modo, o ângulo α de inclinação das diagonais deverá, se possível, estar compreendido entre 30° e 60° .

O efeito diafragma em painéis de parede também pode ser obtido com o emprego de placas estruturais de OSB. Este material possui boas propriedades mecânicas que podem conferir aos painéis a capacidade de resistir aos esforços horizontais, como os provenientes da ação do vento, com o aumento da rigidez do reticulado metálico. Mas este desempenho estrutural deve ser informado e garantido pelos respectivos fabricantes ou instituições de pesquisa, com base em resultados de estudos numéricos e experimentais sobre a estabilidade estrutural de painéis de cisalhamento do sistema LSF para a aferição de modelos analíticos, tal como o método da diagonal equivalente, aplicáveis à análise estrutural da edificação.

Os painéis de parede externos geralmente possuem fechamento com placas de OSB. Nos painéis internos podem ser utilizados fechamentos em placas de gesso acartonado, placas cimentícias ou placas de OSB.

Alguns estudos experimentais já foram realizados em painéis com fechamento em OSB. A publicação da North American Steel Framing Alliance (NASFA, 1998) contém três artigos técnicos que tratam do comportamento de painéis de parede em LSF enrijecidos com OSB, onde foram realizados testes de força concentrada e força distribuída em painéis de variadas configurações geométricas, incluindo aberturas para vão de janelas e portas. A força concentrada foi aplicada perpendicularmente a um dos lados do plano do painel. A força distribuída foi aplicada verticalmente no plano do painel. Tian et al. (2004) realizaram testes em escala real para painéis de aço sem contraventamentos, painéis contraventados com diagonais de aço galvanizado, painéis com fechamento em placas de OSB e com placas cimentícias.

Bevilaqua (2005) realizou pesquisa com análises numéricas via Método dos Elementos Finitos (MEF) em edifícios residenciais de quatro e de sete pavimentos estruturados no sistema LSF, quando, entre outras simulações, levou em consideração o efeito diafragma em painéis de parede com aplicação das placas de OSB. Nesse trabalho foram considerados, entre outros, os resultados experimentais das pesquisas citadas anteriormente, tendo concluído que a utilização de placas de OSB atuando como diafragmas rígidos horizontais e verticais é bastante positiva, proporcionando maior simplicidade na execução de painéis de parede e de piso pela eliminação de diagonais de aço galvanizado no mesmo lado das placas. Além disto, o emprego destas permite que prédios com múltiplos pavimentos possam ser viabilizados no sistema LSF, visto que, contando apenas com contraventamento em fitas de aço, pode não ser possível obter a estabilização lateral da estrutura desses prédios com fitas de espessuras usuais.

Vitor (2012) desenvolveu uma pesquisa utilizando modelos numéricos com base no MEF, calibrados com os resultados experimentais oriundos dos trabalhos experimentais realizados pelo American Iron Steel Institute (AISI, 1997) e por Tian et al. (2004). A partir de um estudo paramétrico realizado com os modelos numéricos calibrados, foi proposto um modelo analítico para o método da diagonal equivalente para painéis com placas de OSB. Desta forma, a análise estrutural dos painéis de cisalhamento poderá ser realizada com o processamento dos reticulados metálicos sem as placas estruturais, mas contraventados com uma barra circular fictícia de aço (Diagonal Equivalente) trabalhando à tração.

No entanto, o emprego de placas de revestimento como elementos de enrijecimento da estrutura de aço do sistema LSF ainda não tem suficiente embasamento científico, não existindo ainda normalização nacional ou mesmo internacional sobre o assunto. Por isto, os projetistas que queiram levar em conta o efeito diafragma em painéis de parede com aplicação das placas de revestimento devem obter as informações necessárias com os respectivos fabricantes.

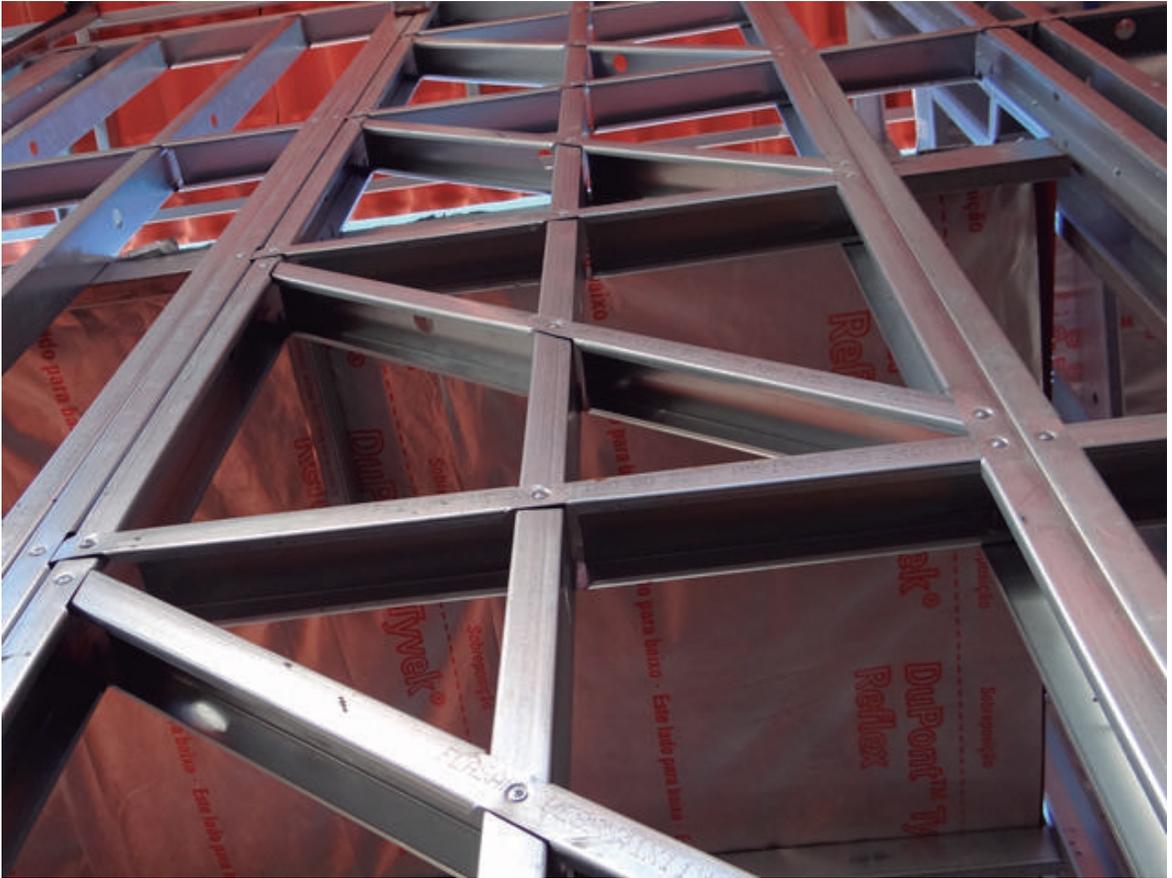


Foto 1.1 - Painel de contraventamento com perfis Ue montados no sistema de encaixes estampados. (Fonte: arquivo dos autores).



CAPÍTULO 2

Diretrizes para o projeto estrutural



2.1 Generalidades

A seguir são apresentados alguns requisitos para a elaboração do projeto estrutural em LSF. O objetivo é orientar os profissionais nos aspectos essenciais para o projeto de edificações mais eficientes, como resultado de concepções planejadas e adequadas ao sistema LSF, e também para permitir a racionalização do processo construtivo, desde a fabricação dos componentes e dos subsistemas estruturais.

No item 10.5 do Manual de Arquitetura do CBCA (Freitas et al., 2012) são apresentadas as diretrizes para o projeto de arquitetura das edificações projetadas segundo o sistema LSF. No entanto, essas diretrizes devem também ser do conhecimento imediato do engenheiro calculista e de outros profissionais envolvidos com a fabricação e a montagem da estrutura do LSF.

Entre as diretrizes para o estudo preliminar apresentadas no Manual de Arquitetura do CBCA, pode-se destacar que “É importante desde a concepção do projeto se pensar na forma de produzir ou construir, portanto já no estudo preliminar devem ser considerados os conceitos e condicionantes estruturais.”

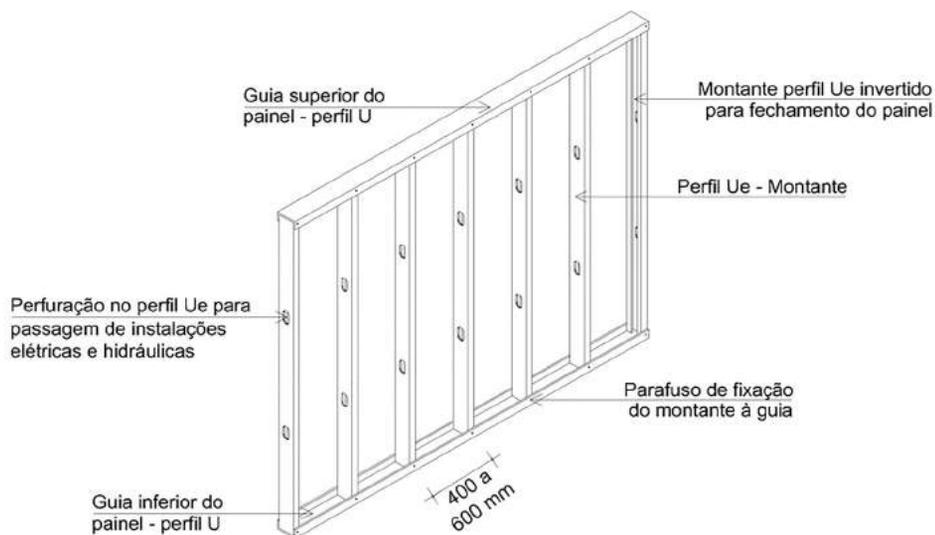
“O uso de malhas ou reticulados modulares planos e espaciais permite relacionar em um primeiro momento, a modulação da estrutura e os painéis de fechamento. O reticulado modular de referência deve considerar o módulo básico de 100 mm, uma vez que a partir dele que se referenciam as dimensões dos componentes. Porém malhas de maiores dimensões devem ser utilizadas para o projeto a fim de facilitar a criação e o desenho, contanto que sejam múltiplos do módulo fundamental. Para projetos com LSF pode ser empregada uma malha ou reticulado plano de 1200 mm x 1200 mm, uma vez que no estudo preliminar, o arquiteto não tem ainda a informação precisa se a modulação estrutural será de 400 mm ou 600 mm. Portanto, quando se usa essa malha que é múltipla tanto de 400 mm como 600 mm, permite-se que posteriormente o projeto seja adequado a qualquer das opções determinadas pelo projeto estrutural. Também essa modulação de malha possibilita que desde os primeiros esboços se considere a otimização no uso das placas de fechamento, uma vez que a maioria desses componentes utiliza essa dimensão.”

Outro aspecto importante é considerar que os anteprojetos de estrutura, fundações e instalações devem ser desenvolvidos simultaneamente, e as interferências entre os subsistemas já devem ser consideradas. O projeto estrutural deve ser compatibilizado com as dimensões dos componentes de fechamento a fim de otimizar a modulação horizontal e vertical dos mesmos. Deve-se ainda considerar a especificação das esquadrias, formas de fixação e as folgas necessárias para tal, compatibilizando a paginação dos componentes de fechamento com as aberturas de esquadrias. A localização dos montantes deve considerar a modulação adotada e a posição das aberturas da edificação.

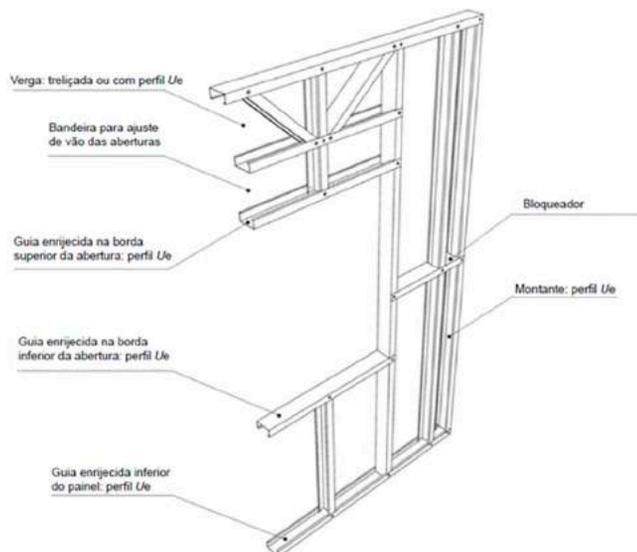
2.2 Concepção estrutural e dimensionamento

2.2.1 Guias

As guias em perfis U ou perfis Ue no sistema de encaixes estampados devem ser usadas na horizontal para formar a base e o topo dos painéis de parede, de piso e de cobertura. São também utilizadas - combinadas ou não com as fitas - para o travamento lateral de vigas e de montantes, e montagem das vergas (figura 2.1).



a) Painel típico, apresentando guias em perfil U e montantes em perfis Ue. (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).



b) Painel com perfis Ue no sistema de encaixes estampados. (Fonte: ABNT NBR 15253:2014).

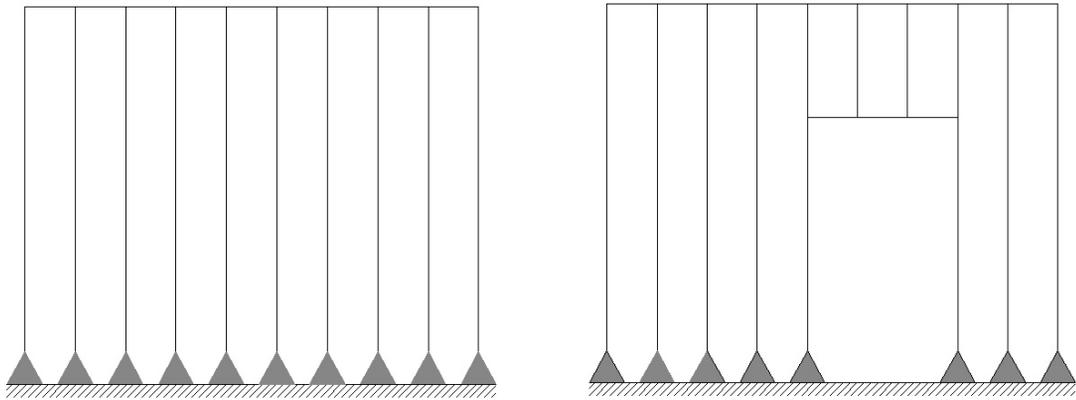
Figura 2.1 – Painéis em Light Steel Framing, apresentando guias, montantes, bloqueadores e diagonais.

Para as guias das paredes internas e externas, o dimensionamento é realizado para solicitação de compressão. Para a ligação de painéis de entrepiso, deve-se considerar para o dimensionamento a seção transversal constituída por dois perfis U simples ligados pela alma, formando um perfil I não enrijecido. Para a ligação do painel à fundação, deve-se considerar para o dimensionamento a seção transversal constituída por um perfil U simples.

2.2.2 Montantes

Os montantes (figura 2.1) podem ser simples ou compostos; são constituídos por perfis Ue e devem apresentar espaçamento máximo entre si de 400 mm ou de 600 mm.

Na análise estrutural, os montantes podem ser considerados como rotulados em suas extremidades, conforme mostram as figuras 2.2.a, 2.2.b e 2.3.



(a) Painel sem abertura, apresentando guias e montantes, sendo estes rotulados em suas extremidades.

(b) Painel com abertura, apresentando guias, verga e montantes. Com exceção das guias, todas as barras são consideradas como rotuladas em suas extremidades.

Figura 2.2 – Modelo teórico de painéis estruturais.

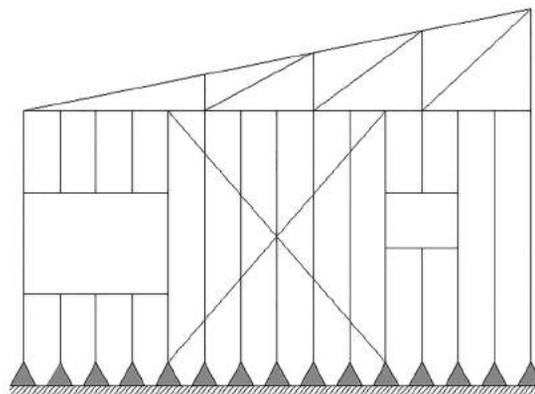


Figura 2.3 – Modelo teórico de um painel estrutural com aberturas composto com a estrutura da cobertura, apresentando guias, vergas, montantes, diagonais da tesoura e diagonais de contraventamento em fitas de aço galvanizado. Com exceção das guias, todas as barras são consideradas como rotuladas em suas extremidades.

Os montantes das paredes internas devem ser dimensionados à compressão e à tração atuando isoladamente. Os montantes das paredes externas são dimensionados à flexão composta, para forças axiais solicitantes de tração ou de compressão, levando em conta a direção e o sentido da ação do vento, por exemplo.

Considerando que no perfil Ue o centroide da seção não coincide com o seu centro de torção, o montante pode apresentar o modo de flambagem global elástica por flexo-torção devido a esta excentricidade, sendo então necessária a utilização de componentes capazes de evitar tal modo de flambagem. Para diminuir o comprimento efetivo de flambagem global por torção, os montantes devem ser travados lateralmente no plano do painel por meio de bloqueadores em perfis Ue (ou U simples) e fitas horizontais de aço galvanizado (figura 2.4), instalados perpendicularmente à seção central do perfil em painéis com até 2500 mm de altura, ou no primeiro terço e no segundo terço ao longo da altura de painéis com 2750 mm a 3000 mm de altura (NASFA, 2000).

Considerando que os bloqueadores e as fitas horizontais são geralmente fixados nos montantes das extremidades dos painéis, e que estes são geralmente fixados aos montantes das extremidades dos painéis adjacentes, a combinação de bloqueador e fitas horizontais para o travamento horizontal pode também diminuir o comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo y do montante.

Segundo o Prescriptive Method (NASFA, 2000), o conceito de estrutura alinhada (ou in line framing) considera que os centroides das seções transversais dos montantes e vigas alinhados não distanciem mais do que 19 mm entre si, em projeção horizontal.

O bloqueador deve ter as mesmas dimensões nominais b_w e b_f (figuras 1.4 e 1.5) do perfil dos montantes do painel, sendo conectado por meio de cantoneiras ou de um corte no próprio perfil de forma a possibilitar a ligação deste nos montantes. Os bloqueadores devem estar localizados sempre nas extremidades do painel e também espaçados de no máximo 3600 mm, coincidindo suas mesas com as fitas de aço onde são ligadas por meio de parafusos. As fitas horizontais devem ter, no mínimo, 38 mm de largura e 0,80 mm de espessura nominal. Devem ser fixadas com parafusos com diâmetro não inferior a 4,2 mm, utilizando em cada lado do painel, no mínimo um parafuso em cada montante e dois parafusos em cada mesa do bloqueador.

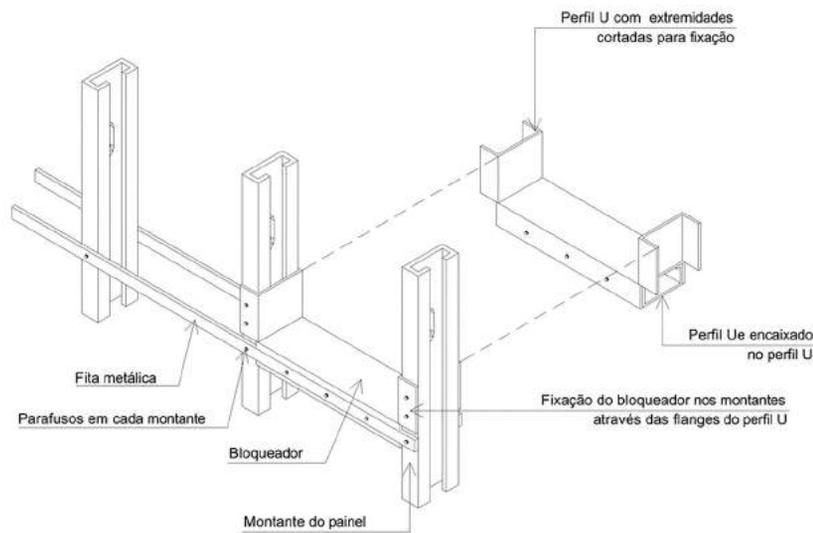


Figura 2.4 – Esquema de travamento horizontal dos montantes por meio de bloqueadores e fitas horizontais de aço galvanizado. (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

Quando em um dos lados do painel são utilizadas placas de revestimento de comprovado desempenho estrutural, é necessário instalar apenas uma fita de aço no lado oposto às placas estruturais.

Conforme mostram as figuras 2.1 e 2.6, o montante de composição (cripple) é usado verticalmente na composição de painéis de parede, sobre e abaixo das aberturas. A ombreira (jack) é o perfil utilizado verticalmente para apoio da verga ou do painel de parede sobre abertura. O montante auxiliar (king) é fixado à ombreira ou utilizado nos limites laterais das aberturas de painéis não estruturais.

2.2.3 Vigas

As vigas apresentam o espaçamento entre si em função do espaçamento entre os montantes, conforme mostra a figura 1.3.

As vigas de piso (e de alguns tipos de cobertura) devem ser dimensionadas ao momento fletor, à força cortante e à combinação de força cortante com momento fletor. Outros esforços solicitantes deverão ser considerados, tais como: forças axiais de compressão ou de tração devidas à ação do vento; forças concentradas (força aplicada ou reação de apoio) atuando perpendicularmente ao eixo longitudinal da barra, em regiões sem enrijecedores transversais, e causando compressão na alma, portanto susceptíveis a um mecanismo localizado de falha associado ao esmagamento da alma (web crippling); efeito shear lag, etc.

Para impedir sua flambagem lateral com torção, as vigas devem ser travadas lateralmente por meio de bloqueadores em perfis Ue (ou U simples) e fitas de aço galvanizado (figura 2.5), instalados perpendicularmente à seção central do perfil ou em cada terço do vão, dependendo

da dimensão deste. As fitas devem ter, no mínimo, 38 mm de largura e 0,80 mm de espessura nominal. Devem ser fixadas com parafusos com diâmetro não inferior a 4,2 mm, utilizando no mínimo um parafuso em cada viga e dois parafusos em cada mesa do bloqueador.

O bloqueador deve ter as mesmas dimensões nominais b_w e b_f (figuras 1.4 e 1.5) do perfil das vigas de piso ou cobertura, sendo conectado por meio de cantoneiras ou de um corte no próprio perfil de forma a possibilitar a ligação deste nas vigas, similar ao procedimento utilizado nos painéis. Os bloqueadores devem estar localizados sempre nas extremidades do painel de piso ou cobertura e também espaçados de no máximo 3600 mm, coincidindo suas mesas com as fitas de aço onde são ligadas por meio de parafusos. Quando são utilizadas placas do tipo OSB (piso seco) ou fôrmas de aço para concreto moldado no local (piso úmido) de comprovado desempenho estrutural, é necessário instalar a fita de aço apenas na mesa inferior das vigas.

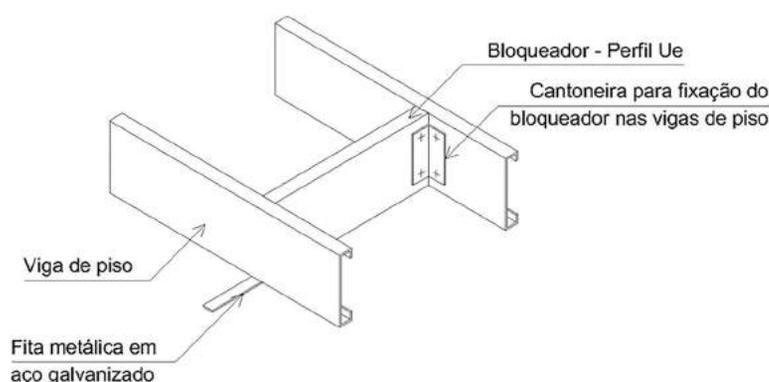


Figura 2.5 – Travamento lateral de vigas (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

2.2.4 Fitas de aço galvanizado

As fitas devem ser de aço galvanizado, ter pelo menos 38 mm de largura e 0,80 mm de espessura.

Quando necessário o seu emprego, as diagonais em fitas de aço galvanizado (figuras 1.7 a 1.9) trabalham somente à tração e devem receber protensão durante sua instalação.

A fita de aço é também utilizada em conjunto com o bloqueador para diminuir o comprimento efetivo de flambagem global por torção e o comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo y do montante dos painéis de parede, conforme 2.2.2.

De forma análoga, a fita de aço é usada em conjunto com o bloqueador para o travamento lateral das vigas de piso ou de cobertura, sendo conectada perpendicularmente às mesas inferiores destas, quando as mesas superiores forem travadas por placas do tipo OSB ou fôrmas de aço para a concretagem da laje, conforme 2.2.3.

2.2.5 Vergas

Conforme mostram as figuras 2.6 e 2.7 e a foto 2.1, as vergas podem ser constituídas por perfis caixa ou perfis Ie, compostos por dois perfis Ue ligados pela alma por meio de parafusos auto-atarraxantes com espaçamento máximo de 600 mm, e o mínimo de 2 parafusos auto-atarraxantes por seção.

As vergas devem ser dimensionadas ao momento fletor, à força cortante e à combinação de força cortante com momento fletor. Outros fenômenos também deverão ser considerados, tais como: esmagamento da alma (web crippling) e efeito shear lag.

O momento fletor resistente de uma verga de seção caixa pode ser ligeiramente maior do que o momento fletor resistente de uma verga de seção I enrijecido, quando ambas são compostas com os mesmos perfis Ue. Assim, para o cálculo estrutural, é indiferente o uso de verga com um ou outro tipo de seção transversal.

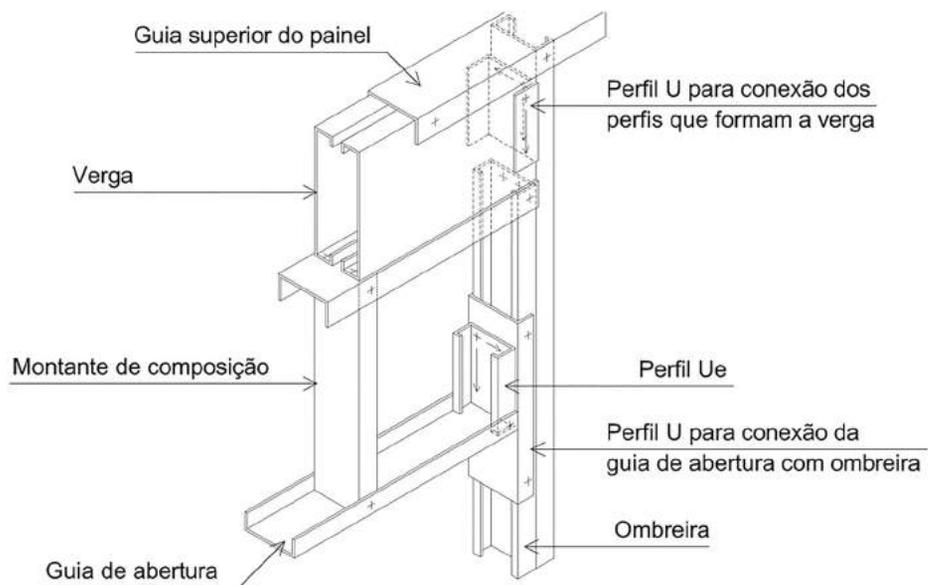
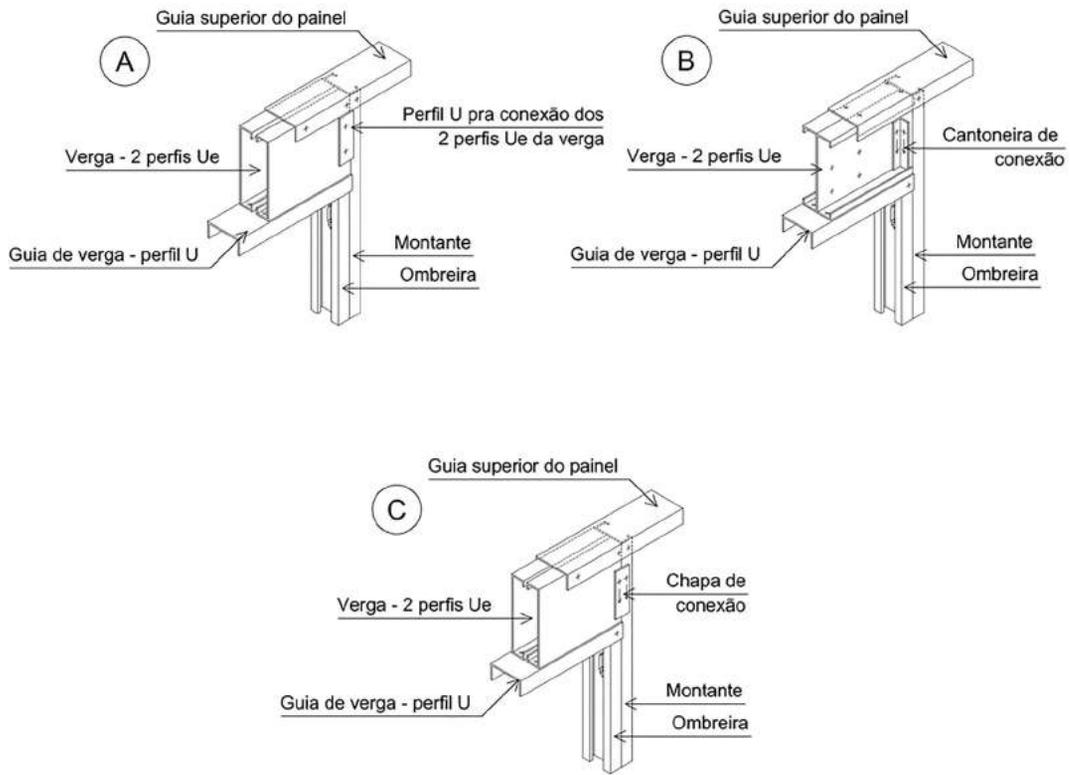


Figura 2.6 – Verga sobre o vão de abertura
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).



Figuras 2.7 – Tipos de vergas (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).



Foto 2.1 – Painel com abertura e verga (Fonte: arquivo dos autores).

2.2.6 Entrepiso

2.2.6.1 Condições de apoio para as vigas que formam o entrepiso

As vigas de piso, que formam o entrepiso do sistema LSF, podem ser consideradas como biapoiadas ou como contínuas. Tradicionalmente, as vigas são consideradas como biapoiadas, pois assim os painéis de entrepiso podem vir montados da fábrica, sendo apenas encaixados sobre os painéis de parede.

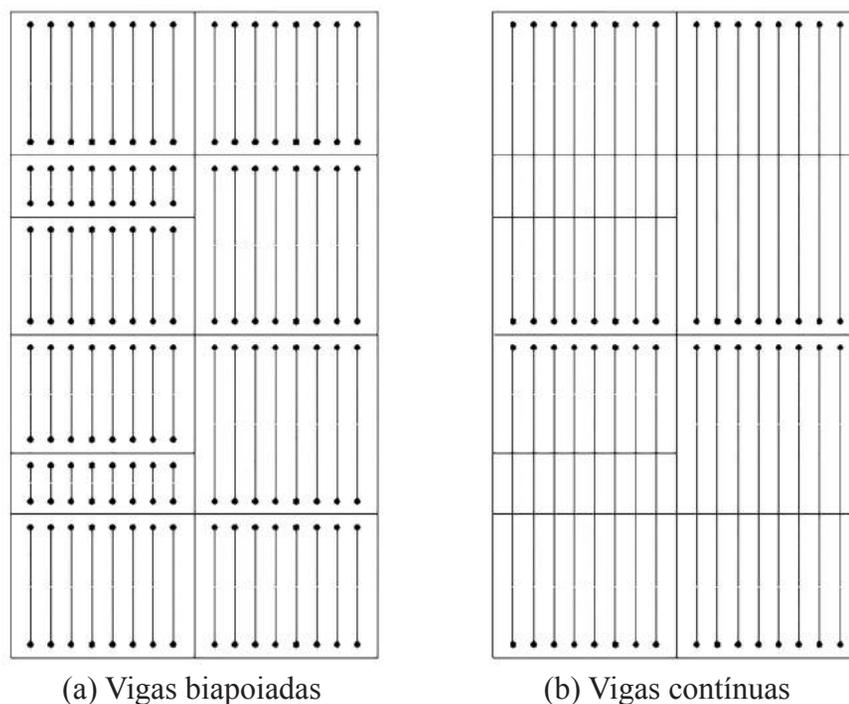


Figura 2.8 – Vigas de entrepiso.

No entanto, a consideração do vigaento contínuo mostra-se também como uma boa alternativa para o sistema LSF. Os entrepisos com vigaento contínuo apresentam momentos fletores solicitantes positivos bem inferiores aos observados nos subsistemas com vigaento biapoiado, sendo possível reduzir substancialmente o consumo de aço.

2.2.6.2 Diafragmas horizontais

Tanto os pisos secos quanto os pisos úmidos podem possuir a capacidade de restringir os deslocamentos relativos na horizontal entre as vigas que formam o entrepiso. No caso dos pisos úmidos, a fôrma de aço galvanizado é necessariamente fixada às vigas em todo o perímetro do painel horizontal. O conjunto formado pela fôrma de aço e o concreto da laje constitui um diafragma rígido, fazendo com que todo o painel de vigas tenha apenas movimento de corpo rígido no plano horizontal. Quanto aos pisos secos, o Prescriptive Method (NASFA, 2000) recomenda a fixação das placas de OSB por parafusos auto-atarraxantes com espaçamentos

máximos entre si de 150 mm ao longo do perímetro do piso, e de 250 mm nas ligações com as vigas intermediárias, formando, da mesma maneira, um plano rígido que pode ser discretizado na forma de diafragma rígido para a avaliação dos modelos estruturais.

O painel de parede pode também compor um subsistema de diafragma, com contraventamento utilizando fitas de aço galvanizado e/ou placas estruturais de revestimento, como as placas de OSB estrutural. O contraventamento também pode ser efetuado por meio de diagonais em perfis Ue montados segundo o sistema de encaixes estampados (foto 1.1 e figura 2.1.b).

Em todos os casos, deve ser consultada bibliografia especializada para o dimensionamento dos conectores (geralmente parafusos auto-atarraxantes) e das placas de revestimento ao esforço de cisalhamento na interface entre a estrutura de aço e as placas de revestimento ou fôrma metálica, no caso das lajes de concreto moldadas no local.

2.2.7 Estruturas de coberturas

No Manual de Arquitetura do CBCA (Freitas et al., 2012) são apresentados os principais conceitos quanto às coberturas para o LSF, destacando-se os tipos e subsistemas mais utilizados (coberturas planas e inclinadas), coberturas estruturadas com caibros e vigas e coberturas estruturadas com tesouras e treliças. São apresentados detalhes de montagem e diversos conceitos relativos às soluções estruturais adotadas.

A figura 2.9 apresenta um esquema sobre a cobertura plana em LSF. A figura 2.10 apresenta os detalhes de uma cobertura inclinada estruturada com caibros e a figura 2.11 apresenta em esquema global um telhado estruturado com tesouras e cobertura em telhas de aço e um telhado para cobertura em telhas cerâmicas ou outro material.

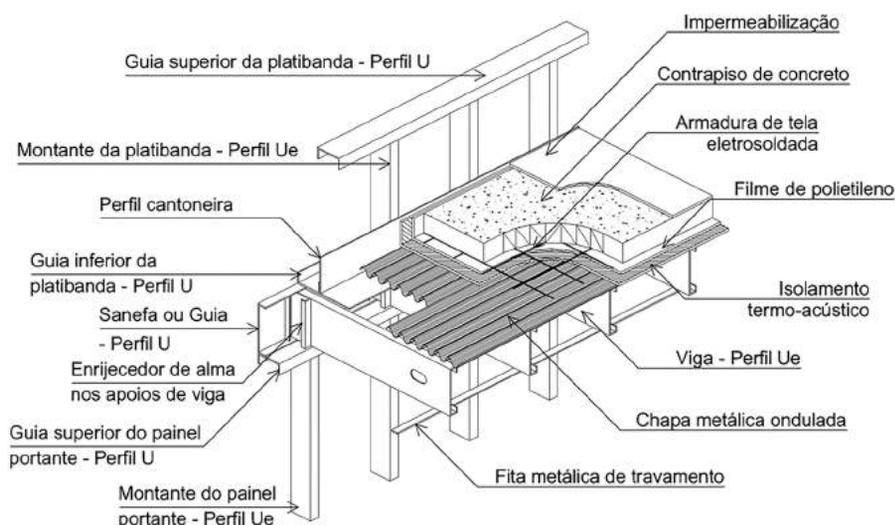


Figura 2.9 – Cobertura plana em Light Steel Framing
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

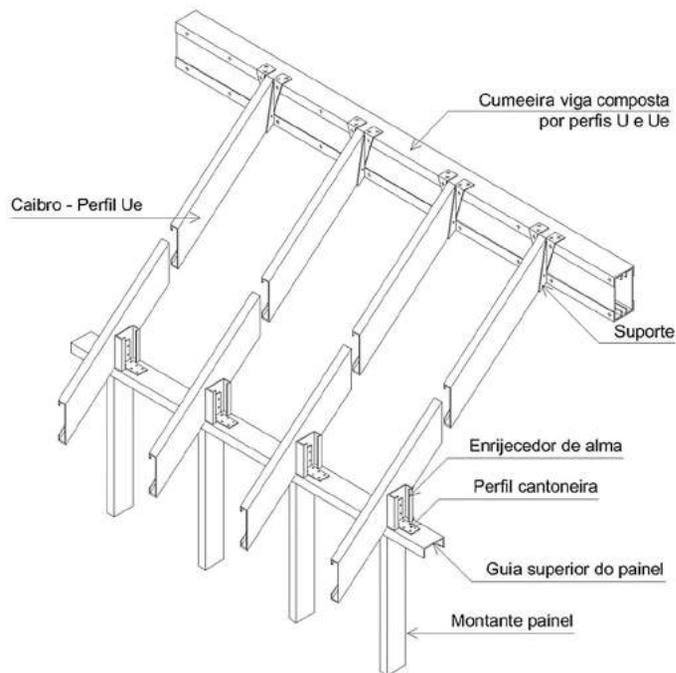
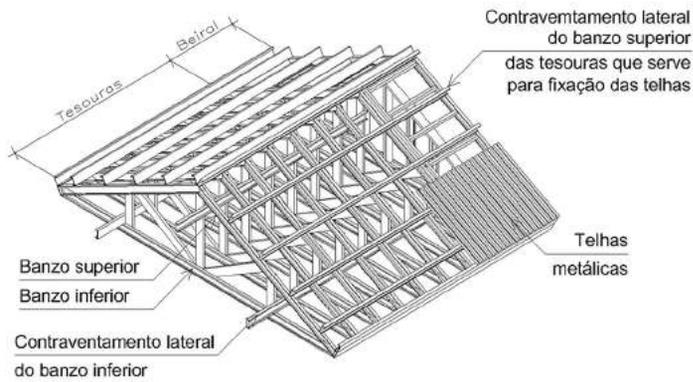
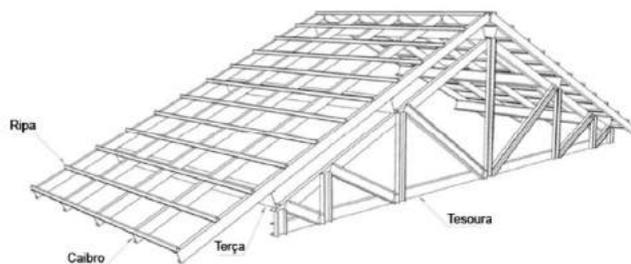


Figura 2.10 – Telhado típico estruturado com caibros
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).



a) Cobertura em telhas de aço (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).



b) Cobertura em telhas cerâmicas ou outro material (Fonte: ABNT NBR 15253:2014).

Figura 2.11 – Telhado estruturado com tesouras (continuação).

A figura 2.12 apresenta os elementos principais de uma tesoura do tipo Howe, e a figura 2.13 apresenta os detalhes do beiral de telhado.

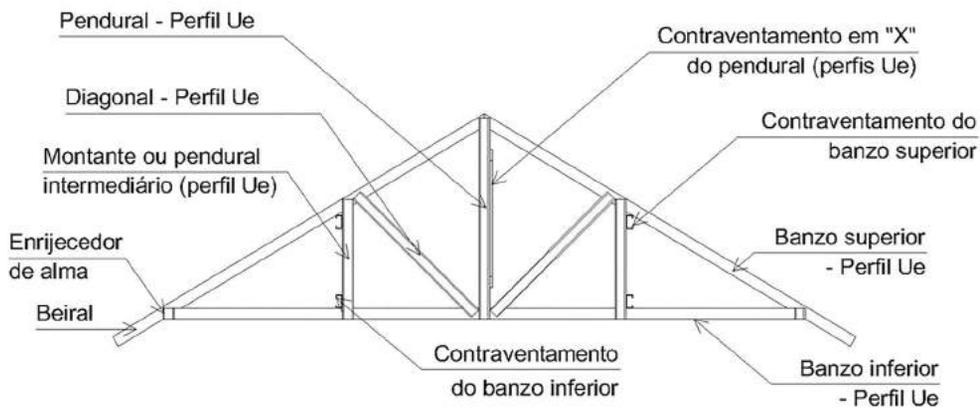


Figura 2.12 – Elementos de uma tesoura (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

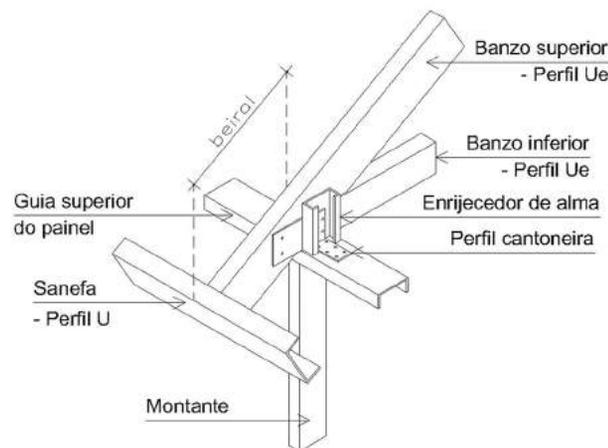


Figura 2.13 – Detalhe do beiral de telhado (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

A escolha de umas dessas soluções estruturais para se materializar a cobertura da edificação depende de diversos fatores, entre eles a dimensão do vão a cobrir, carregamentos, questões econômicas, exigências da arquitetura, etc.

Como pode-se depreender das figuras 2.9 a 2.13, a maioria das barras estruturais e de composição da estrutura do telhado em LSF é fabricada com perfis Ue. Os perfis U simples são empregados como guias de encabeçamento dos painéis do telhado (sanefa, figura 2.13) e como barras do subsistema de contraventamento.

Para o dimensionamento das vigas da cobertura plana e das cordas superiores (caibros) da estrutura da cobertura inclinada aplicam-se as mesmas recomendações apresentadas em 2.2.3.

As barras de uma treliça ou tesoura, qualquer que seja sua tipologia, devem ser dimensionadas à força axial de compressão e à força axial de tração atuando isoladamente. Se ficar caracteri-

zado que a ligação entre as barras pode ser classificada com rígida, ou que há carga aplicada entre os nós da barra, recomenda-se que os perfis sejam dimensionados à flexão composta, considerando na expressão de interação a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável.

Em todas as soluções estruturais para a cobertura deve ser garantido o efeito diafragma visando à estabilidade global do sistema. Este efeito pode ser obtido com o emprego de contraventamento em diagonais com fitas ou perfis de aço galvanizado na forma de V, X ou K, instalados no plano do engradamento metálico da cobertura ou com o uso de placas estruturais de revestimento - do tipo OSB, ou telhas de aço galvanizado com função estrutural. Esses componentes possuem boas propriedades mecânicas que podem conferir aos painéis da cobertura a capacidade de resistir aos esforços horizontais, como os provenientes da ação do vento.



CAPÍTULO 3

Fundamentos dos perfis a frio



3.1 Introdução

Este capítulo tem como objetivo principal apresentar de forma sucinta os fundamentos do comportamento e do cálculo das forças resistentes de barras fabricadas com PFF.

Quanto ao processo de fabricação, os perfis formados a frio para o sistema LSF devem ser obtidos por dobramento, em prensa dobradeira, de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente. Conforme 1.3, as tiras e as bobinas devem ser revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente.

Os PFF têm hoje sua utilização em fase de rápido crescimento no Brasil. Tal difusão se deve à diversidade de aplicações apresentadas pelo produto final que se obtém a partir da conformação de chapas finas, podendo obter concepções estruturais esbeltas e eficientes para uso nas edificações com as mais diversas aplicações, tais como: coberturas de galpões em geral; edificações residenciais; fôrmas para concretagem; andaimes e escoramentos; defensas rodoviárias; elementos de fixação de tapamentos laterais de galpões; produtos para o setor agropecuário (cercas, porteiras, estábulos, etc.); armações para forro; estrutura para sistemas construtivos em LSF e painéis de fechamento em gesso acartonado (tipo “Dry-Wall”); estufas para plantas; hangares; ginásios poliesportivos e auditórios; cobertura de postos de abastecimento; pontilhões de aço e guarda-corpo e ainda são empregados em estruturas de carrocerias de ônibus e caminhões.

Uma particularidade dos PFF é a sua concepção cada vez mais esbelta, através da conformação a frio de chapas com espessuras a partir de 0,80 mm para o sistema LSF, podendo, com isto, representar uma economia na construção metálica leve.

Os diversos empregos acima mencionados são possíveis devido à grande variedade das formas de seções transversais (figura 3.1). É possível a fabricação de perfis com seção transversal do tipo U, U enrijecido, Z, Z enrijecido, cartola, tubular, etc., o que pode ser realizado até mesmo em fábricas de menor porte.

A conformação a frio das chapas finas altera as propriedades mecânicas do aço. Provoca-se uma elevação da resistência ao escoamento e a redução da ductilidade do material, sendo estes efeitos concentrados nas regiões vizinhas aos cantos dobrados ou distribuídos ao longo dos elementos que constituem a seção transversal do perfil, dependendo do processo de conformação utilizado. Outro efeito oriundo da conformação a frio é o aparecimento das tensões residuais nos elementos do perfil, cuja distribuição e intensidade também dependem do processo de conformação. No entanto, a tensão residual resultante na linha média da seção (linha de esqueleto) apresenta valores que podem ser considerados desprezáveis para ambos os processos de fabricação.

Outra particularidade dos PFF está relacionada ao melhor aproveitamento dos perfis, tornando-os mais leves e econômicos. Para isto, procura-se aumentar a relação largura-espessura de seus elementos, levando a concepções cada vez mais esbeltas. Os perfis assim obtidos têm seus elementos com maior susceptibilidade à flambagem local, não representando tal fenômeno um colapso estrutural do elemento mas uma redução gradativa principalmente de sua rigidez axial e de flexão. Sabe-se que as chapas esbeltas apresentam comportamento pós-crítico estável, com força resistente pós-crítica que pode ser levada em conta no cálculo estrutural.

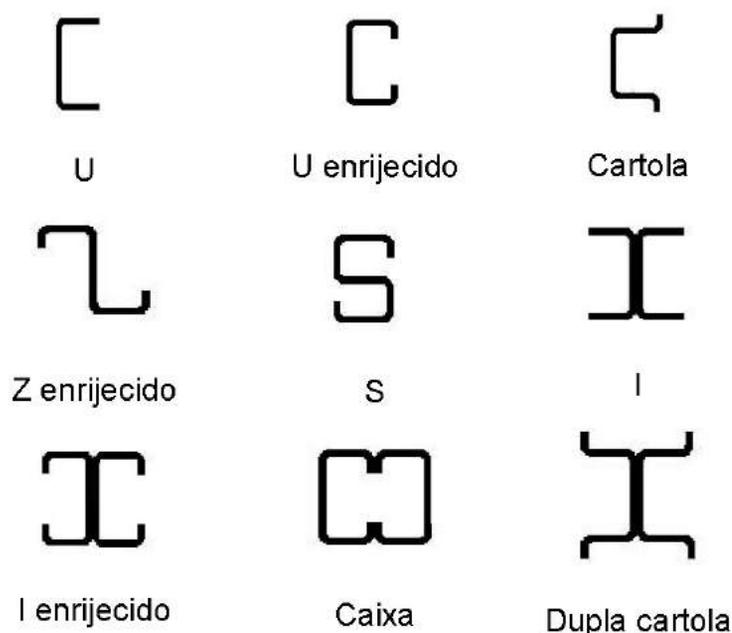


Figura 3.1 - Alguns tipos de seções transversais.

3.2 Princípios do comportamento de barras com elementos esbeltos

O presente capítulo tem por objetivo apresentar de forma sucinta o estudo do comportamento e da força resistente das barras constituídas por PFF com elementos esbeltos, conceitualmente também referidos no texto como chapas esbeltas. Para isto, são abordados inicialmente os problemas da instabilidade das chapas isoladas e das seções com elementos esbeltos, assumidas como uma associação de chapas. A seguir, apresenta-se a formulação para o tratamento do comportamento pós-crítico, até o colapso, dos elementos esbeltos.

3.2.1 Introdução

As barras que constituem uma estrutura treliçada ou aperticada, quando submetidas à compressão, devem ser estudadas considerando-se a teoria de viga-coluna. Se os perfis de aço que constituem estas barras são obtidos por conformação a frio, sendo então constituídos por

chapas finas de aço, apresentam em relação aos perfis tradicionais uma modificação em seu comportamento estrutural.

Uma vez que elementos individuais de perfis formados a frio têm usualmente espessuras tão pequenas com relação à sua largura, estes elementos esbeltos podem flambar em níveis de tensões menores que aquele correspondente à resistência ao escoamento do material, quando sujeitos à força axial de compressão, ou momento fletor ou força cortante, ou uma combinação entre estas forças. A flambagem local de cada elemento é, portanto, uma das mais importantes considerações de projeto com os perfis formados a frio.

Sabe-se também que o elemento esbelto não irá necessariamente entrar em colapso quando sua tensão convencional de flambagem elástica, também chamada de tensão crítica, for alcançada e que ele geralmente pode continuar suportando forças adicionais além daquela correspondente à ocorrência da flambagem local. Isto é, os elementos esbeltos apresentam um comportamento pós-crítico estável antes do colapso, indicando uma reserva de força resistente, o que conduz a valores de força última superiores à força axial de flambagem local elástica.

Além dos efeitos devidos aos modos de flambagem local de chapa e de flambagem distorcional, nos PFF pode ainda ocorrer a interação entre um ou dois desses modos e um dos modos globais de uma barra comprimida (flambagem por flexão, torção ou flexo-torção). Esta interação conduz a uma redução da capacidade portante da barra, podendo o estado-limite último ocorrer por colapso súbito da peça, indicando um comportamento pós-crítico instável. A sensibilidade a este tipo de colapso depende da relação entre as forças de flambagem local e global da barra, e ainda da forma e amplitude de suas imperfeições geométricas iniciais. Desta forma, torna-se necessário o conhecimento do comportamento das chapas esbeltas, em função de suas relações entre largura e espessura.

O comportamento pós-crítico das chapas esbeltas é estável, permanecendo tais elementos com capacidade portante mesmo após ser atingida sua força axial de flambagem local elástica, caracterizando uma reserva de força resistente “pós-flambagem”. O tratamento matemático deste fenômeno é muito trabalhoso, devido à complexidade do problema. Uma previsão teórica do comportamento pós-crítico pode ser encontrada com base no método das larguras efetivas (MLE) e do método da seção efetiva (MSE), em vez de se utilizar as soluções obtidas por métodos numéricos, tais como o método dos elementos finitos (MEF) e o método das faixas finitas (MFF). No entanto, devem ser consideradas as limitações quanto à utilização dos métodos das larguras efetivas e da seção efetiva.

3.2.2 Definições

Seguindo as prescrições da ABNT NBR 14762:2010, são adotadas neste trabalho as seguintes definições (ver figura 3.2):

- Elemento: Parte constituinte de um perfil formado a frio: mesa, alma e enrijecedor.
- Elemento com bordas vinculadas [elemento AA]: Elemento plano com as duas bordas vinculadas a outros elementos na direção longitudinal do perfil.
- Elemento com borda livre [elemento AL]: Elemento plano vinculado a outro elemento em apenas uma borda na direção longitudinal do perfil.

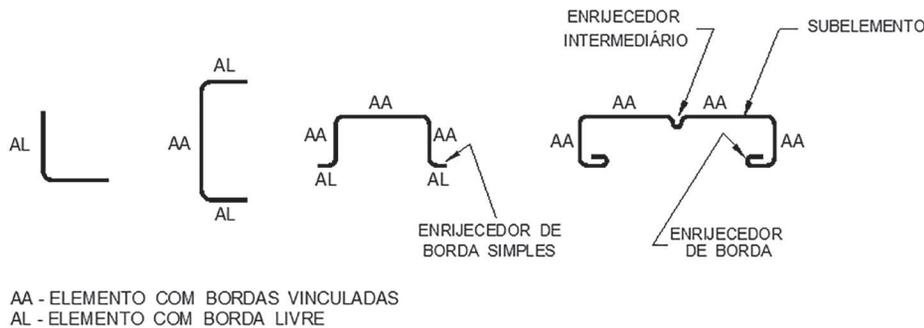


Figura 3.2 – Ilustração dos tipos de elementos componentes de perfis formados a frio.

3.2.3 Instabilidade de chapas isoladas retangulares

Para uma chapa isolada perfeita e submetida à compressão uniforme, conforme esquematiza a figura 3.3, a tensão convencional de flambagem elástica do elemento, σ_{cr} , é determinada através da equação 3.1.

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (3.1)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

k é o coeficiente de flambagem da chapa;

t é a espessura da chapa;

ν é o coeficiente de Poisson;

b é a largura da chapa.

O coeficiente de flambagem, k , está associado à geometria e às condições de extremidades da chapa. Para o caso de chapas isoladas simplesmente apoiadas nas quatro bordas (elemento AA), ele é expresso por:

$$k = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right)^2 \quad (3.2)$$

Onde:

a é o comprimento da chapa;

m é o número de meias ondas que se formam no sentido longitudinal (direção x) da chapa.

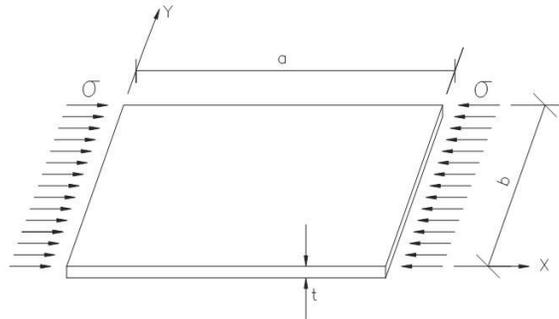


Figura 3.3 - Chapa isolada simplesmente apoiada submetida à compressão uniforme.

Pode-se verificar que a tensão convencional de flambagem elástica do elemento isolado é função não só das condições de borda, mas também da sua geometria. Valores diferentes para k são obtidos variando o número de meias ondas senoidais, m , partindo do pressuposto de que a chapa irá flambar segundo uma ou várias meias ondas senoidais na direção da compressão e apenas uma meia onda na direção perpendicular, conforme ilustra a figura 3.4.

A figura 3.5 apresenta de forma gráfica as soluções que são obtidas com a equação 3.2, para o caso de chapas tendo as quatro bordas simplesmente apoiadas. A partir destas curvas pode-se determinar a força axial de flambagem local elástica e o número de meias ondas para um valor da relação a/b da chapa. Para valores inteiros das relações a/b , a figura 3.5 apresenta um valor mínimo de k , igual a 4,0. Considerando que pode ser desprezada a variação de k para chapas com comprimento superior a quatro vezes sua largura, pode-se admitir para tais chapas um coeficiente de flambagem igual a 4,0. Para chapas curtas, onde as relações a/b são inferiores a 4, pode-se levar em conta coeficientes de flambagem k maiores que 4.

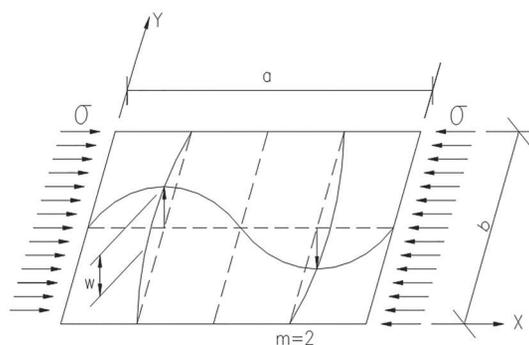


Figura 3.4 - Modo de instabilidade da chapa da figura 3.3.

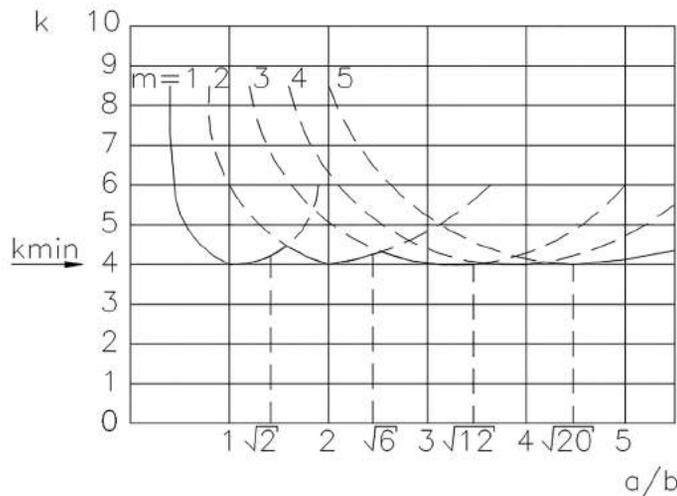


Figura 3.5 - Coeficiente de flambagem k , para a chapa da figura 3.3.

Se a chapa isolada for simplesmente apoiada em três bordas e tiver livre uma das bordas paralelas à direção da compressão uniforme aplicada (elemento tipo AL), ela apresentará o modo de flambagem com apenas uma meia onda senoidal, sendo $m = 1$. Para esta chapa, há uma sensível redução do coeficiente de flambagem k com o aumento dos valores das relações geométricas a/b . Para os casos usuais, nos quais as relações a/b apresentam-se maiores que 2,5, pode-se assumir $k = 0,43$.

Para as demais condições de extremidade da chapa e os diferentes tipos de carregamentos, deve-se obter os valores correspondentes de k através de pesquisa em bibliografia especializada.

3.2.4 Instabilidade de seções com elementos esbeltos

O fenômeno da flambagem local pode ocorrer em perfis de aço com elementos esbeltos solicitados à compressão centrada, à flexão simples e à flexão composta, devido à instabilidade de um ou mais elementos que compõem sua seção transversal. O tratamento mais realístico deste comportamento se faz de modo análogo ao da chapa isolada, tendo, no entanto, que se levar em conta a interação entre os elementos vizinhos. Esta interação acontece porque cada elemento que forma a seção apresenta, para a condição de extremidade, um engastamento elástico no elemento vizinho, cujo coeficiente de rigidez é função das dimensões deste último.

Se o perfil constituir uma barra curta submetida à força axial de compressão, ele estará sujeito apenas a flambagem local, sem a ocorrência dos modos de instabilidade de flexão, torção ou de flexo-torção. Quando o perfil está sujeito apenas à flambagem local, as arestas comuns entre os elementos permanecem retas, os ângulos entre os elementos adjacentes do perfil permanecem com seus valores invariáveis e os elementos flambam segundo uma sucessão de meias ondas senoidais de comprimentos iguais.

Além de flambagem local dos elementos da barra curta com elementos esbeltos, deve-se levar em conta a possibilidade da ocorrência da flambagem distorcional, que pode ocorrer para níveis de força menores que aqueles correspondentes à flambagem local.

A figura 3.6 apresenta esquematicamente um exemplo de flambagem local e outro exemplo de flambagem distorcional de perfis com seção em U enrijecido e mostra a notação e a nomenclatura utilizadas neste capítulo para as larguras de cálculo dos elementos da seção.

A figura 3.7 apresenta o modo de flambagem local que se desenvolve em uma barra curta com seção U e elementos esbeltos, quando submetida à compressão centrada, observando-se a formação de meias ondas senoidais de comprimento s na direção longitudinal do perfil.

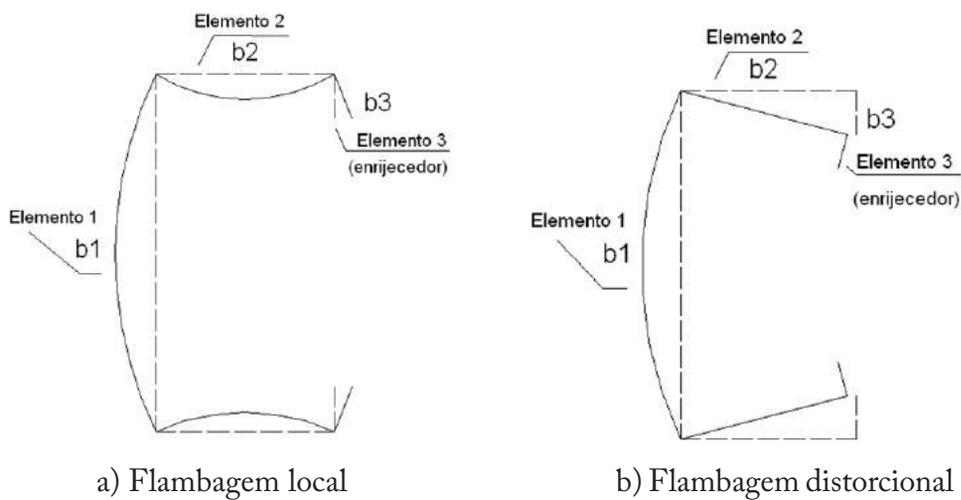


Figura 3.6 - Modos locais de flambagem de seções com elementos esbeltos.

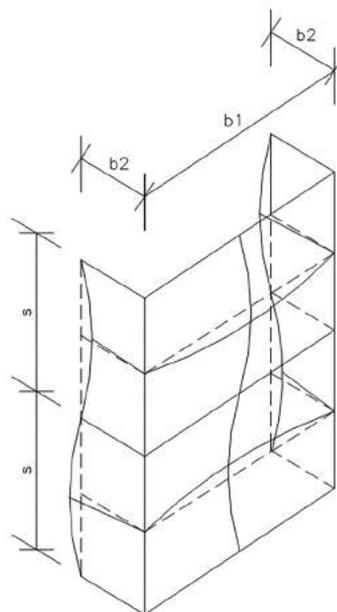


Figura 3.7 - Flambagem dos elementos de uma barra submetida à compressão centrada, com seção U de elementos esbeltos.

A probabilidade de ocorrer flambagem local de chapa ou flambagem distorcional depende da forma e das dimensões dos elementos que formam a seção transversal do perfil. Assim é que, dependendo de sua geometria e dimensões, um perfil Ue, por exemplo, pode apresentar distorção de toda a seção transversal ou flambagem local iniciada pela instabilidade das mesas ou da alma.

Sabe-se que num perfil com seção U, a força axial de flambagem local elástica pode ser aumentada com a introdução dos enrijecedores nas bordas (antes livres) de suas mesas, podendo por isto serem consideradas (assim como a alma) como chapas com ambas as bordas paralelas à direção da força aplicada como elasticamente engastadas. Dependendo de suas dimensões, o enrijecedor pode não ser eficiente, isto é, sua flambagem pode ocorrer antes da flambagem dos demais elementos, precipitando a flambagem local da seção.

Por meio de estudos paramétricos da estabilidade utilizando o MFF, foram determinados os menores valores de conjuntos de tensões de bifurcação e as formas dos respectivos modos de flambagem de perfis formados a frio com seções Ue e S submetidas à compressão centrada, sendo os resultados apresentados por meio de diagramas Coeficiente de flambagem k versus a relação entre o comprimento do perfil e a largura de sua alma (a/b_1 , nas figuras 3.6 e 3.7). Dependendo então das dimensões perfil, pode-se verificar que quando a largura dos enrijecedores é pequena, a curva apresenta três mínimos locais (para valores de k), estando o primeiro associado a um Modo Local de Placa (MLP), o segundo a um Modo Distorcional (MD) das mesas adjacentes aos enrijecedores e o terceiro a um modo designado por Modo Misto (MM), pois envolve simultaneamente uma translação da seção, típica de um modo global e a distorção dos conjuntos alma-mesas-enrijecedores, típica de um modo local. O último ramo descendente da curva correspondente a barras esbeltas está associado à instabilidade Global por Flexão (MGF).

Para o emprego do método da seção efetiva no dimensionamento de alguns casos de seção transversal, a ABNT NBR 14762:2010 apresenta em seu texto valores do coeficiente de flambagem local para a seção completa, k_l , que podem ser determinados por expressões ou diretamente por tabelas. Estes valores são mais precisos que os fornecidos pelas expressões, uma vez que correspondem a valores obtidos diretamente da análise geral de estabilidade elástica.

Para um melhor conhecimento do fenômeno da distorção, deve ser consultada bibliografia especializada. Mesmo sendo um tema tratado só recentemente por algumas normas técnicas internacionais, a ABNT NBR 14762:2010 já inclui em seu texto as prescrições para o dimensionamento de barras com seção transversal sujeitas à flambagem distorcional.

Com o objetivo de simplificar o dimensionamento, a ABNT NBR 14762:2010 apresenta ainda algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem distorcional de barras com seção U enrijecido e seção Z enrijecido submetidas à compressão centrada e para estas seções sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia.

3.2.5 Comportamento pós-crítico de elementos esbeltos isolados – Método da largura efetiva

A análise do comportamento pós-crítico conduzida por meio das equações diferenciais não-lineares de equilíbrio é complexa, devendo-se recorrer a métodos numéricos e computacionais.

Para simplificação do tratamento das chapas esbeltas em regime pós-crítico, von Kàrman propôs o método da largura efetiva, que considera a redução da rigidez da chapa, de largura inicial b , por meio de uma chapa substituta de largura efetiva b_e , sendo $b_e < b$. Este conceito é esquematicamente apresentado na figura 3.8.

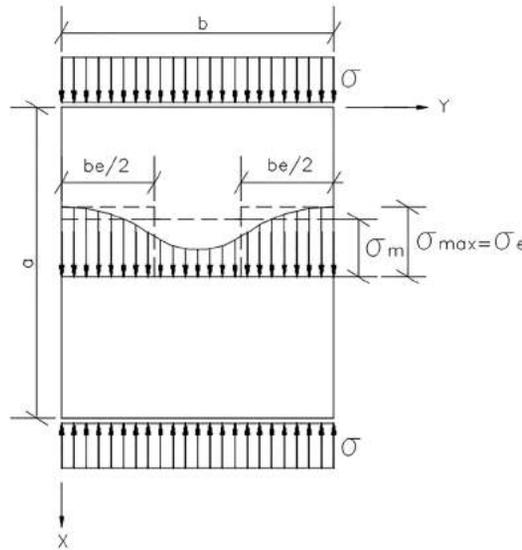


Figura 3.8 - Distribuição não-linear das tensões e larguras efetivas de uma chapa simplesmente apoiada.

Para a chapa apresentada na figura 3.8, antes de ser atingida sua tensão convencional de flambagem elástica, a distribuição das tensões longitudinais internas ao longo da largura desta chapa (tensão σ na direção x) se faz de forma uniforme. A partir do instante em que a força axial de flambagem local elástica é atingida, estando ainda em estado de serviço, ocorre uma redistribuição (não-linear) das tensões longitudinais internas, e a ocorrência simultânea de deslocamentos perpendiculares ao plano da chapa. Segundo von Kàrman, a tensão convencional de flambagem elástica do elemento flambado de largura b_e é igual a σ_e , que é o valor da tensão máxima, σ_{\max} , atuando ao longo das arestas paralelas a x .

A partir desta conceituação, pode-se chegar à equação 3.3 para o cálculo da largura efetiva em estado-limite de serviço:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{pd}} \quad (3.3)$$

onde $\bar{\lambda}_{pd}$ é a esbeltez relativa da chapa perfeita, dada pela equação 3.4:

$$\bar{\lambda}_{pd} = \sqrt{\frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}} \quad (3.4)$$

Segundo o critério de von Kàrman referente ao estudo das chapas esbeltas no estado-limite último, pode-se admitir que o colapso da chapa é alcançado quando a tensão máxima σ_c atinge o valor da resistência ao escoamento do material, f_y . A partir desta aproximação, a igualdade 3.3 toma a forma:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{f_y}} \quad (3.5)$$

Neste caso, o segundo membro da equação 3.5 é o inverso da esbeltez relativa da seção no estado-limite último, λ_p , ou seja:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} \quad (3.6)$$

Desta forma, no instante do colapso da chapa, tem-se que:

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \quad (3.7)$$

A formulação de von Kàrman é aplicável às chapas ideais, perfeitas (equações 3.4 e 3.7). Com relação às chapas reais, deve-se considerar que elas são portadoras de diversas imperfeições oriundas geralmente dos processos de fabricação até se chegar aos PFF. Neste caso, há sempre uma diminuição da força última da chapa, e a magnitude desta minoração está associada aos níveis das imperfeições iniciais. A partir destas verificações, diversos autores propuseram outras fórmulas para o cálculo da força última de chapas esbeltas imperfeitas.

A formulação mais difundida internacionalmente e adotada em diversas normas técnicas é a de Winter, que foi proposta para o estado-limite último de escoamento por compressão da chapa, conforme equação 3.8.

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_p} \right) \quad (3.8)$$

No estado-limite último a fórmula de Winter apresenta excelentes resultados. No entanto, esta formulação não apresenta resultados satisfatórios para o comportamento pós-crítico antes do colapso. Mesmo assim, para o cálculo dos deslocamentos, tal como especificam diversas normas técnicas, pode-se utilizar a fórmula de Winter apenas trocando na fórmula λ_p por λ_{pd} , conforme apresenta a equação 3.9, obtendo-se um comportamento muito flexível da chapa, com previsões teóricas demasiadamente conservadoras.

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{pd}} \left(1 - \frac{0,22}{\bar{\lambda}_{pd}} \right) \quad (3.9)$$

No limiar da flambagem local, para o qual $b_e/b=1$, determina-se para λ_p o valor igual a 0,673, sendo então esta esbeltez relativa designada de λ_0 .

A norma AISI S100-12 do American Iron and Steel Institute (AISI) adota, além da expressão de Winter, fórmula alternativa mais precisa para o cálculo dos deslocamentos e assim representar o comportamento em serviço de chapas esbeltas com as duas bordas vinculadas a outros elementos na direção longitudinal do perfil.

A figura 3.9 apresenta a solução de Winter e a formulação alternativa adotada pela norma AISI S100-12 para cálculo em regime pós-crítico. A solução de Winter é adotada pelo Eurocode EN 1993-1-5:2004 e pela ABNT NBR 14762:2010. A norma AISI S100-12 adota a solução de Winter para a verificação em estado-limite último e, para o estado-limite de serviço, a norma permite aplicar a solução de Winter ou a formulação alternativa.

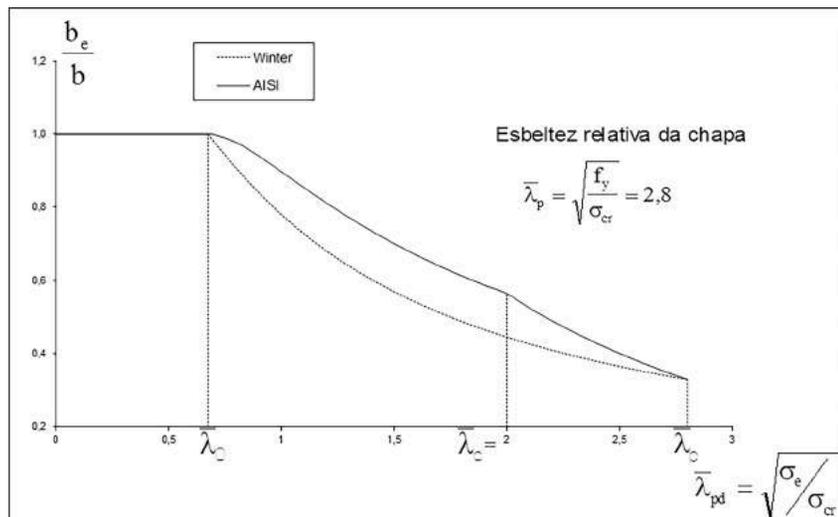


Figura 3.9 - Comparação entre algumas formulações para o cálculo da largura efetiva no estado-limite de serviço e no estado-limite último.

Nota-se na figura 3.9 que a formulação alternativa da AISI S100-12, quando comparada com a de Winter adaptada, apresenta maiores resistências em regime pós-crítico resultando, portanto, em projeto de estruturas ainda mais leves.

3.2.6 Comportamento pós-crítico de elementos esbeltos associados – Método da seção efetiva

As formulações relativas ao método da seção efetiva são apresentadas na alínea b do subitem 4.5.2, na alínea b do subitem 4.6.1.1 e na alínea b do subitem 4.6.1.2 do presente Manual.



CAPÍTULO 4

Prescrições da ABNT NBR 14762:2010



O texto da ABNT NBR 14762:2010, fundamentado no método dos estados-limites, foi elaborado com base nas prescrições da norma AISI S100-2007 do American Iron and Steel Institute (AISI), incluindo algumas recomendações do Eurocode 3 (EN 1993-1-1:2005), procurando sempre estabelecer compatibilidade com outras normas brasileiras relacionadas ao tema.

O método dos estados-limites baseia-se na aplicação de coeficientes de ponderação das ações, das resistências e das forças resistentes, em geral. A partir de combinações das ações, determinam-se os efeitos de cálculo das ações, tais como os valores de cálculo dos esforços atuantes que são comparados com os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes. Este método utiliza um processo de verificação no qual a estrutura é analisada em várias situações extremas, subdivididas nos estados-limites últimos e estados-limites de utilização.

Na ABNT NBR 14762:2010 são previstos os seguintes métodos para o dimensionamento de barras:

- a) método da largura efetiva (MLE), em que a flambagem local é considerada por meio de propriedades geométricas efetivas (reduzidas) da seção transversal das barras, oriundas do cálculo das larguras efetivas dos elementos totalmente ou parcialmente comprimidos. Deve-se também considerar a flambagem distorcional para barras submetidas à compressão e para barras submetidas à flexão;
- b) método da seção efetiva (MSE), em que a flambagem local é considerada por meio de propriedades geométricas efetivas (reduzidas) da seção transversal completa das barras, calculadas diretamente para barras submetidas à compressão e para barras submetidas à flexão. Deve-se também considerar a flambagem distorcional para barras submetidas à compressão e para barras submetidas à flexão;
- c) método da resistência direta (MRD), com base nas propriedades geométricas da seção bruta e em análise geral de estabilidade elástica que permita identificar, para o caso em análise, todos os modos de flambagem e seus respectivos esforços críticos. Esse método pode ser empregado como alternativa para cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo, para cálculo do momento fletor resistente de cálculo e para cálculo dos deslocamentos.

No presente capítulo são apresentadas e comentadas algumas das prescrições da ABNT NBR 14762:2010 relacionadas com os modos de flambagem local e flambagem distorcional da seção transversal do perfil, consideradas pelos autores como as mais significativas para o conhecimento do fenômeno da flambagem local e de sua interação com os modos de flambagem global dos PFF. Essas prescrições foram utilizadas na solução parcial dos exemplos de cálculo apresentados no capítulo 6, o que não dispensa a realização de outras verificações cabíveis em cada caso, tais como: efeito “shear lag”, barras sujeitas a forças concentradas sem enrijecedores transversais (efeito “web crippling”) e deslocamentos máximos, entre outros tópicos.

No subitem 4.1 são apresentados os principais conceitos sobre o objetivo da análise estrutural e as principais recomendações práticas aplicáveis ao sistema LSF quanto à determinação dos esforços solicitantes de cálculo para verificação dos estados-limites últimos e dos deslocamentos para os estados-limites de serviço.

Nos demais subitens, são apresentadas de forma resumida as condições específicas para o dimensionamento de barras constituídas de PFF e os critérios para o dimensionamento das ligações parafusadas, próprias e mais utilizadas para o sistema LSF. No entanto, as prescrições referentes às ligações com parafusos auto-atarraxantes são apresentadas no capítulo 5, juntamente com conceitos, definições e tabelas ilustrativas relacionadas a esse meio de ligação.

4.1 Análise estrutural

Conforme a ABNT NBR 14762:2010, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura, visando efetuar verificações de estados-limites últimos e de serviço. Deve ser empregado o procedimento de análise estrutural da ABNT NBR 8800:2008, o qual estabelece critérios para avaliar a importância do efeito dos deslocamentos na resposta da estrutura. Quanto aos materiais, a ABNT NBR 14762:2010 prevê a análise global elástica (diagrama tensão-deformação elástico-linear).

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, a análise global elástica pode ser de 1ª ou de 2ª ordem. A análise estrutural elástica de 1ª ordem estabelece as relações de equilíbrio com base na geometria indeformada (ou original) da estrutura. Na análise elástica de 2ª ordem, as relações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria deformada da estrutura.

Na análise elástica de 2ª ordem, devem ser considerados necessariamente os chamados efeitos global e local de 2ª ordem, também denominados efeito $P-\Delta$ (“pê-deltão”) e efeito $P-\delta$ (“pê-deltinha”). Existem programas computacionais comerciais e acadêmicos que efetuam essa análise. A ABNT NBR 8800:2008 também fornece um método simplificado, denominado Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES). Nesse método, a análise de 2ª ordem é simulada a partir de duas análises de 1ª ordem.

Neste Manual recomenda-se que seja utilizado um programa computacional para a realização da análise elástica de 2ª ordem. Dessa forma, a seguir, são apresentados os passos para realização desse tipo de análise, considerando sempre, de maneira conservadora, que as estruturas são de grande deslocabilidade.

Na análise estrutural devem-se considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material.

O efeito das imperfeições iniciais geométricas está relacionado aos desaprumos de montagem da estrutura. Para consideração desse efeito, aplica-se, em cada andar, uma força horizontal

fictícia, denominada força nocional, F_{nd} , igual a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo totais aplicadas no próprio andar.

O efeito das imperfeições geométricas deve ser considerado em todas as direções relevantes da estrutura, mas em apenas uma direção de cada vez. Em cada direção, as forças devem ser aplicadas nos dois sentidos, com objetivo de buscar os esforços solicitantes de cálculo mais desfavoráveis nas barras da estrutura.

Considerando a estrutura como de grande deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas devem ser adicionados às combinações últimas de ações em que atuam ações variáveis devidas ao vento. Em geral, observa-se na prática, para as estruturas tratadas neste Manual, que as forças nocionais são desprezáveis em relação às ações devidas ao vento.

As barras que compõem a estrutura podem sofrer plastificações parciais que causam aumento dos deslocamentos e, conseqüentemente, alteração nos valores dos esforços solicitantes. Esse efeito, chamado de efeito das imperfeições iniciais de material, deve ser levado em conta na análise estrutural considerando-se um módulo de elasticidade reduzido, $E_{a,red}$, igual a 80% de E_a (200000 MPa), ou seja, $E_{a,red} = 160000$ MPa.

Para determinação das respostas da estrutura para estados-limites de serviço, deve ser feita análise estrutural de 2ª ordem, não sendo necessário considerar os efeitos das imperfeições geométricas e de material. Nesse caso, para que não sejam realizadas duas análises, uma para as combinações últimas com o módulo de elasticidade reduzido, $E_{a,red}$, e outra com o módulo de elasticidade original, E_a , para as combinações de serviço, recomenda-se que toda a análise estrutural seja realizada com $E_{a,red}$ e, posteriormente, para análise dos estados-limites de serviço, podem-se dividir os deslocamentos máximos permitidos por 0,8.

De forma geral, a determinação dos esforços solicitantes de cálculo para verificação dos estados-limites últimos e dos deslocamentos para os estados-limites de serviço, deve ser feita a partir de uma análise estrutural seguindo os passos:

- efetua-se uma análise elástica de 2ª ordem para cada uma das possíveis combinações últimas de ações e de serviço que pode solicitar a estrutura;
- leva-se em conta o efeito das imperfeições iniciais geométricas por meio de forças nocionais, nas combinações últimas de ações, inclusive nas que existam ações devidas ao vento;
- leva-se em conta o efeito das imperfeições iniciais de material usando o módulo de elasticidade reduzido, $E_{a,red} = 160000$ MPa;
- para análise dos estados-limites de serviço, podem-se dividir os deslocamentos máximos permitidos por 0,8.

É importante salientar que as ações precisam ser combinadas antes da análise de 2ª ordem, pois as respostas da estrutura dependem da interação entre as mesmas.

Para verificar se determinado programa computacional é adequado para realizar uma análise elástica de 2ª ordem, incluindo os efeitos global e local de 2ª ordem, dois exemplos de referência podem ser utilizados (ANSI-AISC 360-10). Estes exemplos e suas soluções são mostrados nas figuras 4.1 e 4.2. O primeiro exemplo é um pilar biapoado submetido a uma força axial juntamente com uma carga transversal distribuída. Este exemplo contém apenas efeitos locais de 2ª ordem (efeito P- δ). O segundo exemplo é um pilar engastado na base e livre no topo onde são aplicadas uma força axial juntamente com uma força lateral. Este problema contém efeitos locais (efeito P- δ) e globais (efeito P- Δ) de 2ª ordem. Para confirmar a precisão do programa computacional, os momentos fletores e deslocamentos transversais, para vários níveis de força axial, devem apresentar diferenças máximas de 3% e 5%, respectivamente, em relação aos valores mostrados nas figuras 4.1 e 4.2. No primeiro exemplo, os momentos fletores e os deslocamentos transversais são calculados no meio do pilar. No segundo exemplo, os momentos fletores são calculados para a base do pilar e os deslocamentos transversais para o topo do pilar.

Em geral, os programas computacionais necessitam de uma maior discretização para apresentar uma precisão adequada, principalmente para o cálculo dos efeitos locais de 2ª ordem. Normalmente, a divisão dos elementos estruturais (vigas e pilares) em 4 elementos se mostra adequada.



Figura 4.1 – Primeiro exemplo de referência para verificação da precisão da análise de 2ª ordem.



Figura 4.2 – Segundo exemplo de referência para verificação da precisão da análise de 2ª ordem.

4.2 Valores máximos recomendados para a relação largura-espessura

A relação largura-espessura dos elementos (b/t), que representa sua esbeltez geométrica, deve respeitar limites máximos a fim de não se obterem elementos excessivamente deformáveis. Estes valores limites de b/t servem para se prevenir deformações excessivas devidas à flambagem local, provocando ondulações visíveis e não desejáveis nos elementos dos perfis, mesmo para cargas de serviço.

A tabela 4.1 apresenta os valores máximos que não devem ser ultrapassados pela relação largura-espessura de um elemento, desconsiderando enrijecedores intermediários, sendo t a espessura da chapa de aço que constitui o perfil, sem o revestimento metálico.

Tabela 4.1 — Valores máximos da relação largura-espessura

Caso a ser analisado	Valor máximo da relação largura-espessura (a)
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma ou mesa e a outra a enrijecedor de borda simples	$(b/t)_{\text{máx}} = 60$ (b)
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma e a outra a mesa ou outro tipo de enrijecedor de borda com $I_s \geq I_a$ conforme 9.2.3 da ABNT NBR 14762:2010	$(b/t)_{\text{máx}} = 90$
Alma de perfis U não enrijecidos sujeita à compressão uniforme	$(b/t)_{\text{máx}} = 90$
Elemento comprimido com ambas as bordas vinculadas a elementos AA	$(b/t)_{\text{máx}} = 500$ (c)
Elemento comprimido AL ou AA com enrijecedor de borda tendo $I_s < I_a$ conforme 9.2.3 da ABNT NBR 14762:2010	$(b/t)_{\text{máx}} = 60$ (b)
Alma de vigas sem enrijecedores transversais	$(b/t)_{\text{máx}} = 200$
Alma de vigas com enrijecedores transversais apenas nos apoios e satisfazendo as exigências de 9.5.1 ABNT NBR 14762:2010	$(b/t)_{\text{máx}} = 260$
Alma de vigas com enrijecedores transversais nos apoios e intermediários, satisfazendo as exigências de 9.5.1 ABNT NBR 14762:2010	$(b/t)_{\text{máx}} = 300$
(a) b é a largura do elemento; t é a espessura. (b) Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{\text{máx}} = 30$. (c) Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{\text{máx}} = 250$.	

As definições dos elementos AA e AL são apresentadas no item 3.2.2.

4.3 Flambagem local de chapa

A solução do problema do comportamento pós-crítico de chapas foi proposta por von Kármán e é representada por um sistema de equações diferenciais de equilíbrio. Vários métodos podem ser utilizados a fim de se obter soluções aproximadas para este problema, como o método das perturbações, o método das diferenças finitas ou ainda um método semi-variacional.

A complexidade das soluções baseadas nos métodos citados anteriormente conduziu ao desenvolvimento de métodos simplificados para o tratamento das chapas esbeltas em regime pós-crítico. Dentre estes, o de grande aceitação e amplamente adotado por todas as normas técnicas, nacional e internacionais, é o método da largura efetiva (MLE), conforme apresentado em 3.2.5.

Seguindo esta filosofia de cálculo, a ABNT NBR 14762:2010 estabelece que nos cálculos do esforço resistente e dos deslocamentos de perfis formados por elementos esbeltas a flambagem local de elementos totalmente ou parcialmente comprimidos deve ser considerada por meio de larguras efetivas. Também apresenta como alternativa o método da seção efetiva (MSE), com o cálculo das propriedades geométricas efetivas da seção completa de barras sob com-

pressão centrada e de barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia, conforme apresentado no subitem 3.2.6.

4.3.1 Elementos AA e AL

No cálculo do esforço resistente, deve ser considerada sua redução devido à flambagem dos elementos da seção da barra, determinando-se as larguras efetivas b_{ef} dos elementos que se encontrem total ou parcialmente submetidos a tensões normais de compressão, conforme se segue:

- todos os elementos AA indicados na tabela 4.2 e os elementos AL indicados na tabela 4.3, sem inversão no sinal da tensão ($\Psi \geq 0$):

$$b_{ef} = b \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,673 \quad (4.1)$$

$$b_{ef} = b(1 - 0,22/\lambda_p) / \lambda_p \quad \text{para } \lambda_p > 0,673 \quad (4.2)$$

- elementos AL indicados na tabela 4.3 com inversão no sinal da tensão ($\Psi < 0$):

$$b_{ef} = b_c \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,673 \quad (4.3)$$

$$b_{ef} = b_c(1 - 0,22/\lambda_p) / \lambda_p \quad \text{para } \lambda_p > 0,673 \quad (4.4)$$

onde

b é a largura do elemento;

b_c é a largura da região comprimida do elemento, calculada com base na seção efetiva;

λ_p é o índice de esbeltez reduzido do elemento, definido como:

$$\lambda_p = \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}} \right)^{0,5} = \frac{b/t}{0,95(kE/\sigma)^{0,5}} \quad (4.5)$$

Para $\lambda_p \leq 0,673$ a largura efetiva é a própria largura do elemento;

σ_{cr} é a tensão convencional de flambagem elástica do elemento, dada por:

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b/t)^2} \quad (4.6)$$

sendo t a espessura do elemento; k o coeficiente de flambagem local do elemento, calculado de acordo com a tabela 4.2 para elementos AA ou de acordo com a tabela 4.3 para elementos AL; ν o coeficiente de Poisson do aço, adotado igual a 0,3 e σ é tensão normal de compressão, a ser determinada segundo os seguintes procedimentos:

a) estado-limite último de escoamento da seção

Para cada elemento totalmente ou parcialmente comprimido, σ é a máxima tensão de compressão, calculada para a seção efetiva, que ocorre quando a seção atinge o início do escoamento.

Quando a máxima tensão for de tração, σ pode ser calculada admitindo-se distribuição linear de tensões. A seção efetiva, neste caso, deve ser determinada por aproximações sucessivas.

A figura 4.3 apresenta algumas configurações de gradiente de tensão para um elemento AA.

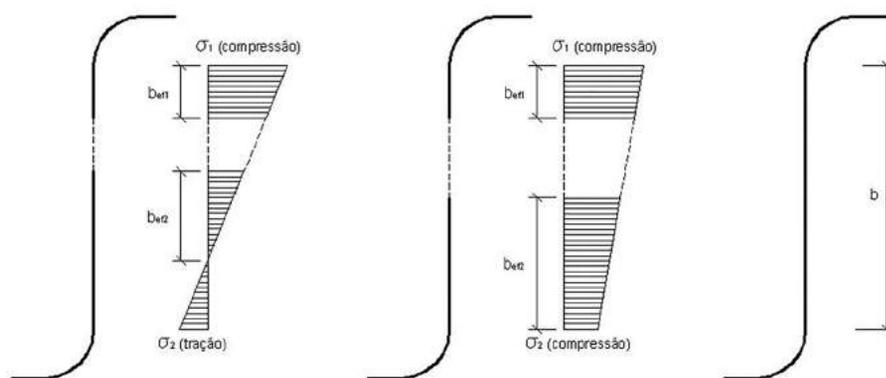


Figura 4.3 – Exemplo de elementos solicitados por gradiente de tensão.

b) estado-limite último de instabilidade da barra

Se a barra for submetida à compressão, $\sigma = \chi f_y$, sendo χ o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global, conforme 4.5.2.

Se a barra for submetida à flexão, $\sigma = \chi_{FLT} f_y$, sendo χ_{FLT} o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção, conforme 4.6.1.2.

A ABNT NBR 14762:2010 apresenta ainda as prescrições para o cálculo de deslocamentos em barras com seções transversais constituídas por elementos esbeltos, que deve ser feito por aproximações sucessivas, considerando a redução de sua rigidez provocada pela flambagem local.

Tabela 4.2 – Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AA.

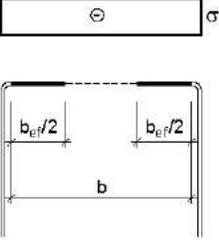
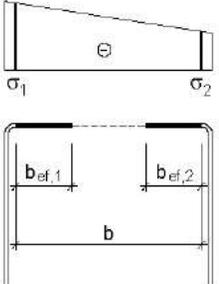
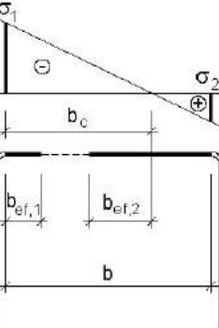
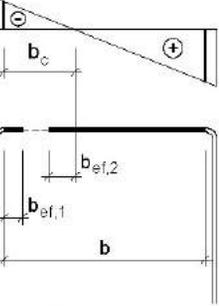
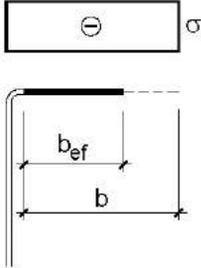
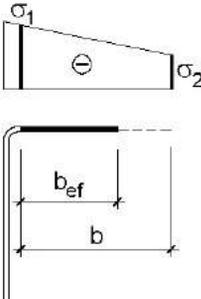
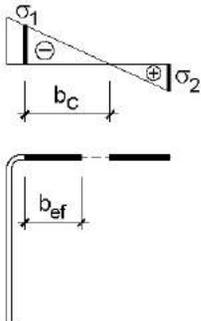
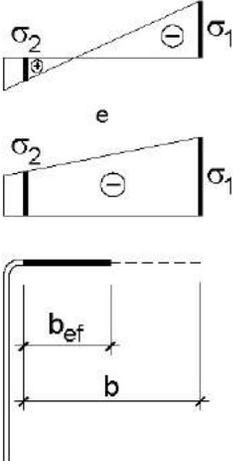
Caso a		$k = 4,0$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso c	 <p>A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$-0,236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso d	 <p>A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0,236$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = 0,5b_{ef}$ sendo $b_{ef,1} + b_{ef,2} \leq b_c$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
NOTA O sinal (-) indica compressão.		

Tabela 4.3 – Largura efetiva e coeficientes de flambagem local para elementos AL.

Caso a		$k = 0,43$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1,0$ $k = 0,578 / (\psi + 0,34)$
Caso c	 <p data-bbox="351 1371 786 1426">A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $k = 1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$
Caso d		$-1,0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq 1,0$ $k = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$
<p>NOTA O sinal (-) indica compressão.</p>		

4.3.2 Largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda simples

A ABNT NBR 14762:2010 apresenta as especificações somente para o cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda simples. Para elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor intermediário devem ser consultadas outras normas técnicas, especialmente a norma AISI S100-12. Visando aos exemplos de aplicação do capítulo 6, no presente manual são apresentadas apenas as prescrições da ABNT NBR 14762:2010.

Para esses elementos, o cálculo da largura efetiva deve ser realizado considerando-se o valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento, dado por:

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0,623(E/\sigma)^{0,5}} \quad (4.7)$$

Onde σ é a tensão normal definida em 4.3.1.

$$\text{Para } \lambda_{p0} \leq 0,673 \quad (4.8)$$

o enrijecedor de borda não é necessário.

$$b_{ef} = b \quad (4.9)$$

$$d_s = d_{ef} \quad (4.10)$$

$$\text{Para } \lambda_{p0} > 0,673 \quad (4.11)$$

$$b_{ef,1} = (I_s/I_a)(b_{ef}/2) \leq (b_{ef}/2) \quad (4.12)$$

$$b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1} \quad (4.13)$$

$$d_s = (I_s/I_a) d_{ef} \leq d_{ef} \quad (4.14)$$

onde

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centróide e é paralelo ao elemento a ser enrijecido. A região da dobra entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não deve ser considerada parte integrante do enrijecedor. Portanto, para o enrijecedor representado na figura 4.4:

$$I_s = (td^3 \text{sen}^2\theta)/12 \quad (4.15)$$

I_a é o momento de inércia de referência do enrijecedor borda, dado por:

$$I_a = 399t^4 [0,487\lambda_{p0} - 0,328]^3 \leq t^4 [56\lambda_{p0} + 5] \quad (4.16)$$

b é a largura do elemento (figura 4.4);

b_{ef} é a largura efetiva do elemento, calculada conforme 4.3.1, com o seguinte valor de k :

$$\text{- para } D/b \leq 0,25 \quad (4.17)$$

$$k = 3,57(I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4 \quad (\text{considerar } I_s/I_a \leq 1) \quad (4.18)$$

$$\text{- para } 0,25 < D/b \leq 0,8 \quad (4.15) \quad (4.19)$$

$$k = (4,82 - 5D/b)(I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4 \quad (\text{considerar } I_s/I_a \leq 1) \quad (4.20)$$

$$n = (0,582 - 0,122\lambda_{p0}) \geq 1/3 \quad (4.21)$$

$b_{ef,1}$ e $b_{ef,2}$ são as parcelas da largura efetiva do elemento (figura 4.4);

D é a dimensão nominal do enrijecedor de borda (figura 4.4);

d é a largura do enrijecedor de borda (figura 4.4);

d_{ef} é a largura efetiva do enrijecedor calculada conforme 4.3.1 (figura 4.4);

d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor e adotada no cálculo das propriedades da seção efetiva do perfil (figura 4.4);

θ é o ângulo formado pelo elemento e o enrijecedor de borda, sendo $40^\circ \leq \theta \leq 140^\circ$.

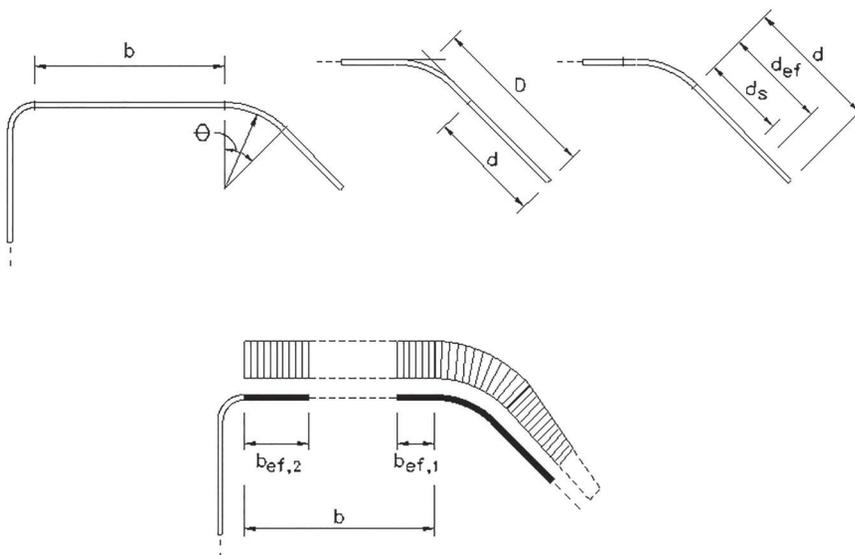


Figura 4.4 — Elemento uniformemente comprimido com enrijecedor de borda simples

4.4 Modo de flambagem por distorção da seção transversal

Além da flambagem local dos elementos de uma barra em PFF, deve-se ainda considerar a possibilidade da ocorrência de instabilidade por distorção da seção transversal, que pode ocorrer para níveis de carga menores que aqueles correspondentes à flambagem local de chapa. Para barras esbeltas ou medianamente esbeltas, a flambagem distorcional pode se antecipar à flambagem local e aos modos de flambagem por flexão, torção ou flexo-torção. Assim, o modo de flambagem distorcional pode corresponder ao modo crítico da barra, dependendo da forma da seção e das dimensões dos elementos.

A figura 4.5 ilustra as possíveis configurações do modo de flambagem por distorção que pode ocorrer com as seções transversais de barras submetidas à compressão centrada ou à flexão.

Quando o modo distorcional é crítico, ele deve ser considerado no dimensionamento, conforme item 4.5.3 para barras submetidas à compressão centrada ou item 4.6.1.3 para barras submetidas à flexão.

O cálculo do valor da tensão convencional de flambagem elástica por distorção, σ_{dist} , pode ser feito com base na teoria da estabilidade elástica.

Para os perfis U simples (sem enrijecedores de borda) submetidos à compressão centrada ou à flexão a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada, exceto no caso de perfis submetidos à flexão com painel conectado à mesa tracionada e a mesa comprimida livre. Neste caso, a flambagem por distorção do conjunto alma-mesa comprimida pode corresponder ao modo crítico, devendo-se consultar bibliografia especializada para a solução do problema.

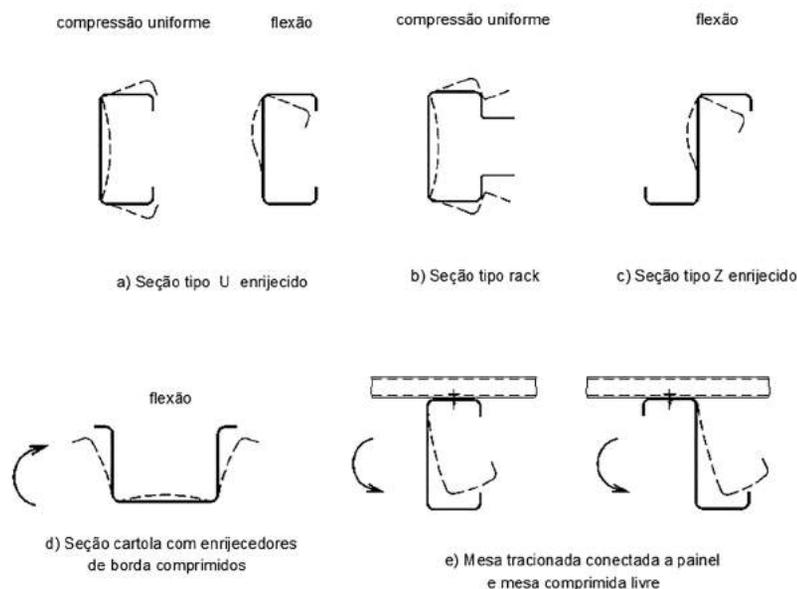


Figura 4.5 – Configurações do modo de flambagem distorcional da seção transversal.

4.5 Barras submetidas à compressão centrada

4.5.1 Generalidades

No dimensionamento de barras constituídas por perfis de aço submetidas à compressão centrada utiliza-se correntemente o conceito de curvas de flambagem (ou de dimensionamento) para a definição da força axial de compressão resistente de cálculo. As curvas de flambagem adotadas para o dimensionamento dos PFF, portanto, com elementos esbeltos e sujeitos à flambagem local, são em geral definidas a partir das curvas relativas aos perfis soldados ou laminados. Este procedimento é justificado pela necessidade de se garantir uma continuidade do método de dimensionamento, possibilitando o tratamento tanto de perfis sujeitos ao efeito de flambagem local quanto aos perfis isentos deste modo de instabilidade. Por isto, a curva de flambagem da ABNT NBR 14762:2010 foi adaptada da curva de flambagem adotada pela ABNT NBR 8800:2008, que, por sua vez, se baseia na curva de flambagem do AISC (ANSI-AISC 360-10).

No projeto de barras submetidas à compressão centrada, dependendo, entre outros parâmetros, da forma de sua seção transversal, da espessura da chapa e do comprimento do perfil, deve-se considerar os seguintes modos:

- Colapso por escoamento do material;
- Colapso por flambagem elástica da barra por flexão, torção ou por flexo-torção;
- Flambagem local dos elementos da seção;
- Flambagem distorcional da seção;
- Interação entre alguns destes modos de flambagem.

As prescrições apresentadas a seguir são aplicáveis às barras comprimidas cuja resultante de todas as forças atuantes passam pelo centróide da seção.

A força normal de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser tomada como o menor dos valores calculados nos subitens 4.5.2 e 4.5.3.

4.5.2 Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção

O valor da força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,20) \quad (4.22)$$

Onde χ é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global, calculado conforme indicado a seguir ou obtido diretamente da tabela 4.4 para os casos em que λ_0 não supere 3,0;

$$\text{- para } \lambda_0 \leq 1,5 : \chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad (4.23)$$

$$\text{- para } \lambda_0 > 1,5 : \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (4.24)$$

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global, dado por:

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} \quad (4.25)$$

N_e é a força axial de flambagem global elástica, conforme 4.5.2.1, 4.5.2.2 ou 4.5.2.3;

A é a área bruta da seção transversal da barra;

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra, calculada com base em uma das duas opções apresentadas a seguir:

a) no método da largura efetiva (MLE), conforme 4.3.1 e 4.3.2, adotando $\sigma = \chi f_y$;

b) no método da seção efetiva (MSE), conforme indicado a seguir:

$$A_{ef} = A \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,776 \quad (4.26)$$

$$A_{ef} = A \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_p^{0,8}} \right) \frac{1}{\lambda_p^{0,8}} \quad \text{para } \lambda_p > 0,776 \quad (4.27)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi Af_y}{N_\ell} \right)^{0,5} \quad (4.28)$$

N_ℓ é a força axial de flambagem local elástica, calculada por meio de análise de estabilidade elástica, ou, de forma direta, segundo a expressão:

$$N_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} A \quad (4.29)$$

Os valores do coeficiente de flambagem local para a seção completa, k_ℓ , podem ser calculados pelas expressões indicadas na tabela 9 ou obtidos diretamente da tabela 10, ambas da ABNT NBR 14762:2010.

A força axial de flambagem global elástica da barra, N_e , é o menor dos valores da força axial de flambagem calculados para flexão em relação aos eixos principais x e y, para torção ou para flexo-torção, devendo ser determinados a partir dos itens 4.5.2.1, 4.5.2.2 ou 4.5.2.3.

Tabela 4.4 — Valores de χ em função do índice de esbelteza reduzido λ_0

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

4.5.2.1 Perfis com seções duplamente simétricas ou simétricas em relação a um ponto

Para a força normal de flambagem elástica N_c deve ser considerado o menor valor dentre os determinados pelas equações 4.30 a 4.32:

- flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (4.30)$$

- flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.31)$$

- flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (4.32)$$

Onde C_w é a constante de empenamento da seção; E é o módulo de elasticidade; G é o módulo de elasticidade transversal; J é a constante de torção da seção; $K_x L_x$ é o comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo x ; $K_y L_y$ é o comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo y e $K_z L_z$ é o comprimento efetivo de flambagem por torção. Quando não houver garantia de impedimento ao empenamento, deve-se tomar K_z igual a 1,0.

O raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, r_0 , é dado por:

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5} \quad (4.33)$$

Sendo r_x e r_y os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y , respectivamente; x_0 e y_0 as coordenadas do centro de torção na direção dos eixos principais x e y , respectivamente, em relação ao centróide da seção.

4.5.2.2 Perfis com seção monossimétrica

Para um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, o valor de N_e é o menor dentre os determinados pelas equações 4.34 e 4.35:

- flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y :

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.34)$$

- flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (4.35)$$

Onde N_{ex} e N_{ez} são as forças axiais de flambagem global elástica calculadas pelas equações 4.30 e 4.32, respectivamente; r_0 e x_0 são definidos no item 4.5.2.1.

Caso o eixo y seja o eixo de simetria, basta substituir y por x na equação 4.34; x por y e x_0 por y_0 na equação 4.35.

4.5.2.3 Perfis com seções assimétricas

Para um perfil com seção assimétrica, o valor de N_e é dado pela menor das raízes da seguinte equação cúbica:

$$r_0^2(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2(N_e - N_{ey})x_0^2 - N_e^2(N_e - N_{ex})y_0^2 = 0 \quad (4.36)$$

Sendo N_{ex} ; N_{ey} ; N_{ez} ; x_0 ; y_0 e r_0 definidos em 4.5.2.1.

4.5.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal

O valor da força axial de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, para as barras sujeitas ao modo de flambagem por distorção deve ser calculado pelas seguintes expressões:

$$N_{c,Rd} = \chi_{dist} A_{f_y} / \gamma \quad (\gamma = 1,20) \quad (4.37)$$

onde χ_{dist} é o fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem distorcional, calculado por:

$$\chi_{dist} = 1 \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \quad (4.38)$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,561 \quad (4.39)$$

A é área bruta da seção transversal da barra;

$\lambda_{dist} = (A_{f_y}/N_{dist})^{0,5}$ é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional;

N_{dist} é a força axial de flambagem distorcional elástica, a qual deve ser calculada com base na análise de estabilidade elástica.

Procurando simplificar o dimensionamento dos PFF, a ABNT NBR 14762:2010 apresenta ainda algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem por elástica distorção. Na tabela 11 da norma são apresentados os valores mínimos da relação D/b_w de barras com seção U enrijecido e seção Z enrijecido submetidas à compressão centrada, para dispensar a verificação da flambagem distorcional

4.5.4 Limitação de esbeltez

De acordo com a ABNT NBR 14762:2010, o índice de esbeltez KL/r das barras comprimidas não deve exceder 200.

4.6 Barras submetidas à flexão simples

4.6.1 Momento fletor

A capacidade resistente ao momento fletor deve ser limitada pela flambagem lateral com torção porque, em geral, os perfis formados a frio, tendo seções transversais abertas com elementos delgados, têm pequena rigidez à torção. Assim, as barras fletidas podem necessitar de travamentos laterais convenientemente dispostos, devendo ser considerados dois casos: vigas

contidas lateralmente e vigas sem contenção lateral. As vigas estão sujeitas à instabilidade lateral, que pode ocorrer para o caso de contenção lateral excessivamente espaçada.

O travamento lateral pode ser feito por meio de escoras horizontais, que podem ser constituídas de perfis de aço, inclusive aquelas utilizadas para outros fins, como vigas de piso e tesouras de cobertura, ou pelas lajes adequadamente ligadas aos montantes e ao restante da estrutura de aço.

No dimensionamento da seção transversal deve-se levar em conta a flambagem local das mesas comprimidas e da alma sob ação de tensões normais de flexão, assim como a flambagem da alma por efeito do cisalhamento combinado ou não com a flexão. Deve-se ainda evitar a flambagem local das mesas com uma borda livre comprimidas (elemento AL), verificar a possibilidade de ruína localizada por esmagamento da alma na região do carregamento concentrado (efeito “web crippling”) e, ainda, considerar os efeitos das tensões de cisalhamento sobre a distribuição das tensões normais no caso de elementos muito largos (efeito “shear lag”), além de se limitar as deformações nas bordas dos flanges muito largos (efeito “flange curling”).

Com exceção do “flange curling”, todos os demais efeitos são considerados nas prescrições da ABNT NBR 14762:2010.

O momento nominal resistido por uma barra deve ser o menor dos momentos nominais determinados considerando-se:

- Momento fletor resistente calculado com base no início do escoamento da seção efetiva;
- Momento fletor resistente relacionado à flambagem lateral com torção;
- Momento fletor resistente relacionado à flambagem distorcional da seção transversal;

Pode-se também calcular o momento fletor resistente de vigas com a mesa tracionada conectada a um painel (terças com telhas de aço parafusadas e sujeitas à ação de vento de sucção, por exemplo) e a mesa comprimida sem travamento lateral.

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado segundo os procedimentos apresentados nos itens 4.6.1.1, 4.6.1.2 e 4.6.1.3, o que for aplicável:

4.6.1.1 Início de escoamento da seção efetiva

As vigas com contenção lateral eficiente, que pode equivaler a um travamento lateral contínuo, estão isentas de flambagem lateral com torção. O dimensionamento da seção transversal em estado-limite último é definido pelo seu momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd} , dado pela equação:

$$M_{Rd} = W_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad (4.40)$$

Sendo W_{ef} o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento ($\sigma = f_y$), calculado com base em um dos dois métodos apresentados a seguir:

a) Método da largura efetiva (MLE), conforme 4.3.1 e 4.3.2, com a tensão σ calculada para o estado-limite último de início de escoamento da seção efetiva.

O valor de W_{ef} dependerá das larguras efetivas dos elementos componentes do perfil e da posição da linha neutra.

- Quando a linha neutra se encontra mais próxima da mesa tracionada: a tensão máxima ocorre na mesa comprimida, e sua largura efetiva é determinada com $\sigma = f_y$. A mesma consideração deve ser feita quando a linha neutra é equidistante das mesas comprimida e tracionada.
- Quando a linha neutra se encontra mais próxima da mesa comprimida: a tensão máxima f_y ocorre na mesa tracionada. Neste caso, pode-se deparar com uma solução por procedimento iterativo, se a tensão de compressão na mesa σ provocar a instabilidade deste elemento (σ é função da posição da linha neutra, que, por sua vez, depende da seção efetiva; a largura efetiva da mesa comprimida é determinada com uma tensão σ , determinada em função da posição da linha neutra).

A ABNT NBR 14762:2010 desconsidera a eventual reserva de capacidade inelástica da seção, ao contrário do que prescreve a norma AISI S100-12.

b) Método da seção efetiva (MSE), conforme apresentado a seguir:

$$W_{ef} = W \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,673 \quad (4.41)$$

$$W_{ef} = W \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{para } \lambda_p > 0,673 \quad (4.42)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{W f_y}{M_\ell} \right)^{0,5} \quad (4.43)$$

M_ℓ é o momento fletor de flambagem local elástica, calculado por meio de análise de estabilidade elástica ou segundo a expressão 4.44:

$$M_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} W_c \quad (4.44)$$

Onde W é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento e W_c é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida.

Os valores do coeficiente de flambagem local para a seção completa, k_y , podem ser calculados pelas expressões indicadas na tabela 12 ou obtidos diretamente da tabela 13, ambas da ABNT NBR 14762:2010.

4.6.1.2 Flambagem lateral com torção

As vigas sem contenção lateral ou com contenção lateral pontual e espaçada devem ser verificadas quanto à instabilidade lateral.

O problema da instabilidade lateral das barras fletidas é resolvido por meio de diversas soluções distintas e dependentes do tipo de seção transversal e do carregamento externo aplicado.

A ABNT NBR 14762:2010 apresenta fórmulas para o cálculo do momento fletor de flambagem lateral com torção, M_ℓ , aplicáveis aos tipos de seções correntemente encontrados na prática.

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado por:

$$M_{Rd} = \chi_{FLT} W_{c,ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad (4.45)$$

Sendo $W_{c,ef}$ o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida, calculado com base em uma das duas opções apresentadas a seguir:

a) no método da largura efetiva (MLE), conforme 4.3.1 e 4.3.2, com $\sigma = \chi_{FLT} f_y$;

b) no método da seção efetiva (MSE), conforme indicado a seguir:

$$W_{c,ef} = W_c \quad \text{para } \lambda_p \leq 0,673 \quad (4.46)$$

$$W_{c,ef} = W_c \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{para } \lambda_p > 0,673 \quad (4.47)$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi_{FLT} W_c f_y}{M_\ell} \right)^{0,5} \quad (4.48)$$

M_ℓ é o momento fletor de flambagem local elástica, calculado por meio de análise de estabilidade elástica ou segundo a expressão seguinte:

$$M_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1 - \nu^2)(b_w/t)^2} W_c \quad (4.49)$$

Os valores do coeficiente de flambagem local para a seção completa, k_y , podem ser calculados pelas expressões indicadas na tabela 12 ou obtidos diretamente da tabela 13, ambas da ABNT NBR 14762:2012.

χ_{FLT} é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção, calculado por:

$$\text{- para } \lambda_0 \leq 0,6: \quad \chi_{FLT} = 1,0 \quad (4.50)$$

$$\text{- para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336: \quad \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) \quad (4.51)$$

$$\text{- para } \lambda_0 \geq 1,336: \quad \chi_{FLT} = 1/\lambda_0^2 \quad (4.52)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{W_c f_y}{M_e} \right)^{0,5} \quad (4.53)$$

W_c é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida.

O momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, M_e , pode ser calculado pelas expressões 4.54 a 4.56, deduzidas para carregamento aplicado na posição do centro de torção.

As expressões 4.54 a 4.56 também podem ser empregadas nos casos de carregamento aplicado em posição estabilizante, isto é, que tende a restaurar a posição original da barra (por exemplo, carregamento gravitacional aplicado na parte inferior da barra), fornecendo resultados conservadores. Deve-se consultar bibliografia especializada nos casos de carregamento aplicado em posição desestabilizante.

- barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x):

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (4.54)$$

- barras com seção Z ponto-simétrica, com carregamento no plano da alma:

$$M_e = 0,5 C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (4.55)$$

- barras com seção fechada (perfis caixa), sujeitas à flexão em torno do eixo x:

$$M_e = C_b (N_{ey} GJ)^{0,5} \quad (4.56)$$

Em barras com seção monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, consultar bibliografia especializada ou o Anexo E da ABNT NBR 14762:2010.

N_{ey} ; N_{ez} e r_0 são determinados pelas equações 4.31 a 4.33, considerando $K_y L_y = L_y$ e $K_z L_z = L_z$. Podem ser adotados valores de $K_y L_y$ e $K_z L_z$ inferiores a L_y e L_z , respectivamente, desde que justificados com base em bibliografia especializada.

C_b leva em conta, de maneira aproximada, o tipo de carregamento aplicado à viga, sendo denominado de fator de modificação para momento fletor não-uniforme, que a favor da segurança pode ser tomado igual a 1,0 ou calculado pela seguinte expressão:

$$C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (4.57)$$

Para balanços com a extremidade livre sem contenção lateral, C_b deve ser tomado igual a 1,0.

M_{\max} é o máximo valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no 1o. quarto do trecho analisado;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no centro do trecho analisado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, no 3o. quarto do trecho analisado;

4.6.1.3 Modo de flambagem distorcional da seção transversal

O momento fletor resistente de cálculo para as barras com seção transversal aberta sujeitas à flambagem por distorção deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$M_{Rd} = \chi_{dist} Wf_y / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad (4.58)$$

Onde χ_{dist} é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional, calculado por:

$$\lambda_{dist} = 1 \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,673 \quad (4.59)$$

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}} \right) \frac{1}{\lambda_{dist}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,673 \quad (4.60)$$

$\lambda_{dist} = (Wf_y/M_{dist})^{0,5}$ é o índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional; W é o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento; M_{dist} é o momento fletor de flambagem distorcional elástica, o qual deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica.

Visando à simplificação do dimensionamento, a ABNT NBR 14762:2010 apresenta em sua tabela 14 os valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo Ue e Ze submetidas à flexão

simples em torno do eixo de maior inércia, para dispensar a verificação de flambagem distorcional.

No anexo F da ABNT NBR 14762:2010 são apresentadas as fórmulas para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} de barras submetidas à flexão, com carregamento num plano paralelo à alma, com a mesa tracionada conectada a um painel (terças com telhas de aço parafusadas e sujeitas à ação de vento de sucção, por exemplo) e a mesa comprimida sem travamento lateral.

4.7 Barras submetidas à flexão composta

Barras submetidas à flexão composta são barras sujeitas ao momento fletor e à força axial solicitante de tração ou de compressão. Podem atuar como se fossem peças isoladas como no caso de barras comprimidas birrotuladas e carregadas excentricamente, ou podem fazer parte de um pórtico com ligações idealmente rígidas. Em pórticos, as barras usualmente estão sujeitas a momentos e forças axiais. No entanto, é possível encontrar barras submetidas a forças transversais, além dos momentos e forças axiais de extremidades, tal como as cordas comprimidas de vigas em forma de treliça e as vigas do tipo Vierendeel, por exemplo.

Podem ser considerados como barras submetidas à flexão composta os montantes das paredes externas das edificações estruturadas no sistema LSF, nos quais atuam as forças axiais de compressão devidas às cargas verticais e às forças horizontais oriundas da ação do vento, por exemplo.

O colapso das barras submetidas à flexão composta com força axial de compressão pode se dar de seis modos distintos:

- Escoamento da seção transversal;
- Flambagem por flexão, por torção ou por flexo-torção, conforme apresentado no item 4.5 (barras submetidas à compressão centrada);
- Flambagem lateral com torção, conforme apresentado no item 4.6 (barras submetidas à flexão simples);
- Flambagem local;
- Flambagem distorcional;
- Interação entre alguns desses modos.

Na flexo-compressão, a força normal solicitante de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer a expressão de interação indicada a seguir:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (4.61)$$

Onde N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, considerada constante na barra e oriunda da análise estrutural conforme 4.1; $M_{x,Sd}$; $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos x e y, respectivamente, e oriundos da análise estrutural conforme 4.1; N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente conforme 9.6 da ABNT NBR 14762:2010 ou 4.5 deste manual; $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados conforme 4.6.

4.8 Requisitos para o dimensionamento de ligações

4.8.1 Condições gerais

O projeto de estruturas de aço envolve a especificação e o cálculo das ligações entre os seus diversos componentes. Os meios comumente utilizados para estas ligações são os parafusos e as soldas. Os elementos de ligação são os enrijecedores, cobrejuntas, cantoneiras de assento, consoles, etc.

Os componentes de uma ligação devem ser dimensionados de forma que os esforços resistentes de cálculo sejam iguais ou superiores aos máximos esforços solicitantes de cálculo, determinados com base nas combinações de ações para os estados-limites últimos estabelecidos em 6.7.2 da ABNT NBR 14762:2010.

4.8.2 Ligações soldadas

No presente manual são apresentados apenas os critérios para o dimensionamento das ligações parafusadas, que são as mais indicadas para o sistema LSF. Para as ligações soldadas, consultar o item 10.2 da ABNT NBR 14762:2010.

4.8.3 Ligações parafusadas

4.8.3.1 Generalidades

Esta subseção da ABNT NBR 14762:2010 aplica-se às ligações parafusadas, onde a espessura da parte mais fina não ultrapassa 4,75mm. Caso contrário, devem ser atendidas as exigências da ABNT NBR 8800:2008.

A ABNT NBR 14762:2010 recomenda o uso de parafusos de aço com qualificação estrutural, comuns ou de alta resistência.

A utilização de parafusos de aço sem qualificação estrutural é tolerada desde que não seja adotado no projeto valor superior a 300MPa para a resistência à ruptura do parafuso na tração, f_{ub} .

Os parafusos comuns são feitos de aço de baixo teor de carbono e podem possuir especificação ASTM A307 ou ISO 898-1 Classe 4.6. Os parafusos de alta resistência são fabricados com aço de alta resistência mecânica tratados termicamente e podem ter especificação ASTM A325 ou ISO 4016 Classe 8.8. Também de alta resistência são os parafusos de aço-liga temperado e revenido e que satisfazem a ASTM A490 ou a ISO 4016 Classe 10.9.

Em geral, em todas as ligações de maior responsabilidade estrutural, cujo colapso pode conduzir à ruína da estrutura como um todo, é necessário usar parafusos de alta resistência. Desta forma, o emprego de parafusos comuns fica limitado às ligações de barras com função localizada, como por exemplo, as barras pertencentes aos sistemas de vedação e tapamento.

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que devem ser usados parafusos de alta resistência em qualquer ligação especificada nos desenhos da estrutura.

Quando, numa ligação, os parafusos estão resistindo ao corte, a pressão desses parafusos na parede dos furos pode causar a ruína da chapa por esmagamento, rasgamento entre dois furos consecutivos ou rasgamento entre um furo e a borda, na direção do esforço. Pode também ocorrer a ruptura do parafuso ao corte. A figura 4.6, adaptada de YU (2000), apresenta esquematicamente esses modos de ruína.

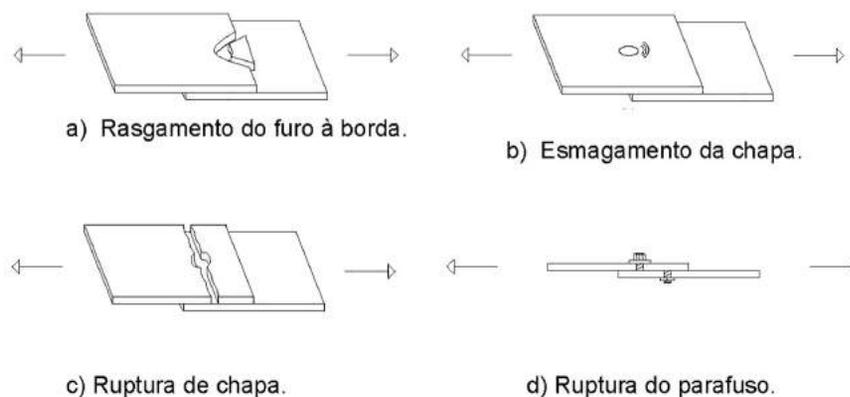


Figura 4.6 – Modos de ruína nas ligações por pressão de contato (Fonte: YU, 2000).

4.8.3.2 Dimensões dos furos

As dimensões dos furos para introdução dos parafusos não devem exceder às especificadas na tabela 4.5.

Nas estruturas em geral, devem ser especificados furos-padrão. Caso sejam especificados furos alongados ou muito alongados nas ligações cuja solicitação seja normal ao eixo dos parafusos (força cortante), a dimensão alongada do furo deve ser normal à solicitação.

Tabela 4.5 - Dimensões máximas de furos (mm).

Diâmetro nominal do parafuso (d)	Diâmetro do Furo-padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões do furo pouco alongado	Dimensões do furo muito alongado
< 12,5	d+0,8	d+1,5	(d+0,8)x(d+6)	(d+0,8)x(2,5d)
≥ 12,5	d+1,5	d+5	(d+1,5)x(d+6)	(d+1,5)x(2,5d)

4.8.3.3 Disposições construtivas

4.8.3.3.1 Espaços mínimos

A distância da borda de um furo à extremidade do elemento conectado não deve ser inferior a d e a distância livre entre as bordas de dois furos adjacentes não deve ser inferior a $2d$, onde d é o diâmetro nominal do parafuso.

4.8.3.3.2 Espaços máximos

Em ligações constituídas por cobrejuntas sujeitas à compressão, a distância entre os centros de dois parafusos adjacentes ou entre o centro do parafuso à borda da cobrejunta, na direção da solicitação, deve ser inferior a $1,37t(E/f_y)^{0,5}$, sendo t a espessura da cobrejunta e f_y a resistência ao escoamento do aço da cobrejunta.

4.8.3.4 Rasgamento entre furos ou entre furo e borda

Quando, numa ligação, os parafusos estão resistindo ao corte, a pressão desses parafusos na parede dos furos pode causar a ruína da chapa por esmagamento, rasgamento entre dois furos consecutivos ou rasgamento entre um furo e a borda, na direção do esforço.

O valor da força resistente de cálculo ao rasgamento, F_{Rd} , é determinado por:

$$F_{Rd} = t e f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,45) \quad (4.62)$$

Sendo f_u a resistência à ruptura do aço (metal-base); t a espessura do elemento conectado analisado; e a distância, tomada na direção da força, do centro do furo-padrão à borda mais próxima do furo adjacente ou à extremidade do elemento conectado.

4.8.3.5 Pressão de contato (esmagamento)

O valor da força resistente de cálculo ao esmagamento, F_{Rd} , é determinado por:

$$F_{Rd} = \alpha_e d t f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,55) \quad (4.63)$$

Onde f_u é a resistência à ruptura do aço (metal-base); d é o diâmetro nominal do parafuso; t é a espessura do elemento conectado analisado; α_c é um fator igual a $(0,183t + 1,53)$, com t em milímetros ($t \leq 4,75$ mm).

4.8.3.6 Força de tração resistente de cálculo do parafuso

A força resistente de cálculo à tração $F_{t,Rd}$, deve ser calculada por:

$$F_{t,Rd} = 0,75A_b f_{ub} / \gamma \quad (\gamma = 1,35) \quad (4.64)$$

Onde A_b é a área bruta da seção transversal do parafuso; f_{ub} é a resistência à ruptura do parafuso na tração, conforme tabela 4.6 ou o disposto em 4.8.3.1 ou em 4.4 da ABNT NBR 14762:2010.

Tabela 4.6 – Resistência à ruptura na tração de parafusos de aço com qualificação estrutural

Especificação	Classe	Diâmetro nominal d		f_{ub} MPa
		milímetros	polegadas	
ASTM A307-07b	Comum	-	$1/4 \leq d < 1/2$ $1/2 \leq d \leq 4$	370 415
ASTM A325M	Alta resistência	$16 \leq d \leq 24$ $24 < d \leq 36$	$1/2 \leq d \leq 1$ $1 < d \leq 1\frac{1}{2}$	825 725
ASTM A354 (grau BD)	Alta resistência	-	$1/4 \leq d < 1/2$	930
ASTM A394 (tipo 0) ASTM A394 (tipos 1,2 e 3)	Comum Alta resistência	-	$1/2 \leq d \leq 1$ $1/2 \leq d \leq 1$	510 825
ASTM A449	Alta resistência	-	$1/4 \leq d < 1/2$	745
ASTM A490	Alta resistência	$16 \leq d \leq 36$	$1/2 \leq d \leq 1\frac{1}{2}$	1 035
ISO 898-1 classe 4.6	Comum	$6 \leq d \leq 36$	-	400
ISO 4016 – classe 8.8	Alta resistência	$6 \leq d \leq 36$	-	800
ISO 4016 – classe 10.9	Alta resistência	$6 \leq d \leq 36$	-	1 000

4.8.3.7 Força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso

A força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso $F_{v,Rd}$, por plano de corte, deve ser calculada por:

a) quando plano de corte passa pela rosca

$$F_{v,Rd} = 0,4A_b f_{ub} / \gamma \quad (\gamma = 1,35) \quad (4.65)$$

b) quando plano de corte não passa pela rosca

$$F_{v,Rd} = 0,5A_b f_{ub} / \gamma \quad (\gamma = 1,35) \quad (4.66)$$

com A_b e f_{ub} conforme definidos em 4.8.3.6.

4.8.3.8 Tração e cisalhamento combinados

Na ocorrência da ação simultânea de tração e cisalhamento, devem ser atendidas as seguintes condições:

a) parafusos de aço com qualificação estrutural (comuns ou de alta resistência):

$$(F_{t,Sd} / F_{t,Rd})^2 + (F_{v,Sd} / F_{v,Rd})^2 \leq 1,0 \quad (4.67)$$

b) parafusos de aço sem qualificação estrutural, conforme 4.8.3.1 ou 4.4 da ABNT NBR 14762:2010:

$$(F_{t,Sd} / F_{t,Rd}) + (F_{v,Sd} / F_{v,Rd}) \leq 1,0 \quad (4.68)$$

Onde $F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo no parafuso; $F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no parafuso, no plano de corte analisado; $F_{t,Rd}$ é a força de tração resistente de cálculo do parafuso, conforme 4.8.3.6; $F_{v,Rd}$ é a força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso, conforme 4.8.3.7.

4.8.4 Ruptura por rasgamento da parte conectada

Nas ligações de extremidade de vigas, onde apenas uma ou as duas mesas são recortadas (ver figura 4.7a) e em cantoneiras tracionadas (ver figura 4.7b) pode ocorrer ruptura por rasgamento da parte conectada, ou seja, as partes hachuradas das barras das figuras podem se separar destas em virtude do esforço que solicita a ligação. Este tipo de estado-limite último recebe a denominação de colapso por rasgamento.

Nos casos citados anteriormente ou em outros casos de ligações onde houver a possibilidade de ruptura por rasgamento da parte conectada, a força resistente de cálculo, F_{Rd} , é o menor valor entre:

$$F_{Rd} = (0,6A_{gv} f_y + A_{nt} f_u) / \gamma \quad (\gamma = 1,65) \quad (4.69)$$

$$F_{Rd} = (0,6A_{nv} f_u + A_{nt} f_u) / \gamma \quad (\gamma = 1,65) \quad (4.70)$$

Onde A_{gv} é área bruta sujeita ao cisalhamento da parte susceptível ao colapso por rasgamento; A_{nv} é a área líquida sujeita ao cisalhamento da parte susceptível ao colapso por rasgamento;

A_{nt} é a área líquida sujeita à tração da parte susceptível ao colapso por rasgamento.

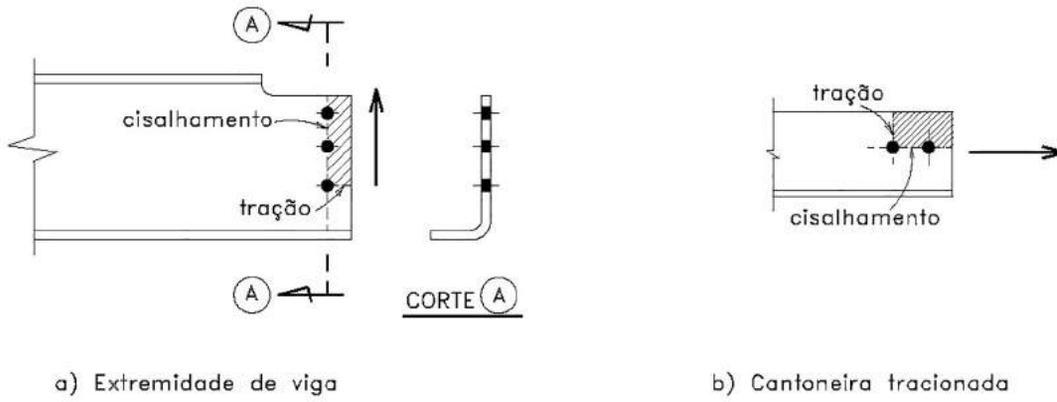


Figura 4.7 - Ruptura por rasgamento da parte conectada.





CAPÍTULO 5

Ligações utilizando parafusos auto-atarraxantes



5.1 Generalidades

Os parafusos denominados de auto-atarraxantes constituem o meio de fixação mais utilizado no sistema Light Steel Framing. Podem ser estruturais ou ter apenas função de montagem. Em uma só operação faz-se o furo e fixa-se com segurança os componentes da estrutura, conforme apresenta a figura 5.1 (CISER, 2005).

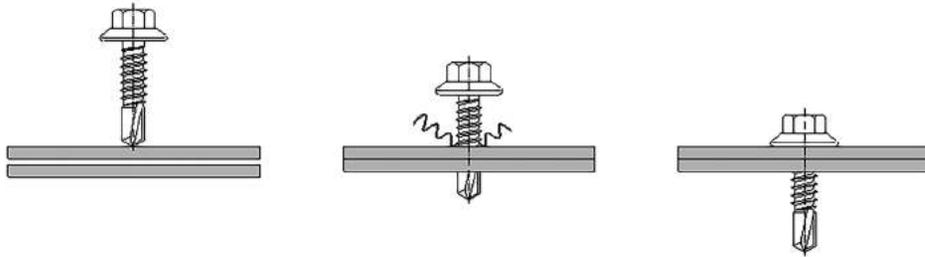


Figura 5.1 – Operações de fixação de um parafuso auto-atarraxante.

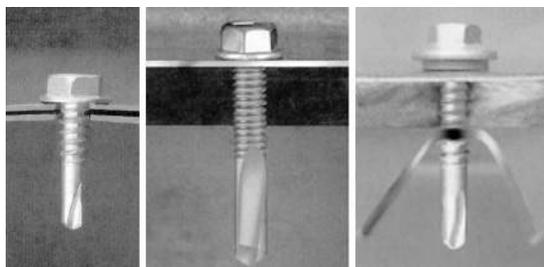
Conforme necessidade de instalação, os parafusos auto-atarraxantes são fabricados com diversos tipos de cabeça e ponta. Nos parafusos mais utilizados em ligações do LSF, as cabeças podem ser dos tipos lentilha, sextavada, panela ou trombeta, sendo as pontas dos tipos broca ou agulha. No capítulo 7 do Manual de Arquitetura do CBCA são encontradas as informações mais importantes sobre as ligações e montagem com esse conector.

A ABNT NBR 14762:2010 apresenta em seu item 10.5 as prescrições para o dimensionamento das ligações com os parafusos auto-atarraxantes, tendo como base a norma americana AISI S100-2007.

No presente capítulo são apresentados um resumo das especificações da norma brasileira e algumas informações de interesse prático.

5.2 Especificação dos parafusos auto-atarraxantes estruturais

Os parafusos auto-atarraxantes mais utilizados com função estrutural têm as pontas tipo S12 ou TRAXX e cabeça do tipo sextavada HWH (Hex Washer Head) – neste trabalho denominada de HEX, cabeça do tipo oval ou do tipo plana (LATH). As fotos 5.1 apresentam alguns detalhes do parafuso com cabeça sextavada e ponta broca.



Fotos 5.1 – Parafusos auto-atarraxantes com cabeça do tipo HEX.

A tabela 5.1 apresenta algumas características importantes para o dimensionamento do parafuso auto-atarraxante estrutural, com a denominação por bitola e os respectivos diâmetros.

Tabela 5.1 - Bitolas e diâmetros dos parafusos auto-atarraxantes.

Bitola	Diâmetro (in)	Diâmetro (mm)
#8	0,164	4,2
#10	0,190	4,8
#12	0,216	5,5
¼	0,250	6,3

Segundo recomendações do fabricante (CISER, 2005), o comprimento da ponta broca deverá ser suficiente para evitar execução simultânea das operações de furar e rosquear. Para evitar bloqueio ou espanamento da rosca, a ponta broca deverá ter saído da chapa base quando estiver sendo iniciada a formação da rosca. Após concluído o rosqueamento, no mínimo três filetes deverão ultrapassar a chapa base para conferir o caráter auto-atarraxante do parafuso. Para isto, deve-se respeitar as dimensões apresentadas na figura 5.2 e na tabela 5.2.

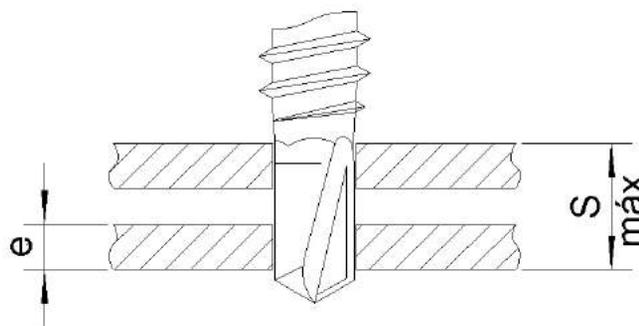


Figura 5.2 - Ponta broca e chapas conectadas.

Tabela 5.2 - Dimensões para as operações de furar e rosquear.

Bitola	Ponta N°	e (mm)	S máx. (mm)
ST 4,2	3	1,2 – 1,6	3,5
ST 4,8	3	1,4 – 3	4,5

A tabela 5.3 apresenta os comprimentos dos parafusos auto-atarraxantes comumente utilizados na fixação chapa-chapa do LSF, relacionando-os com os diâmetros apresentados na tabela 5.1.

Tabela 5.3 - Comprimentos dos parafusos auto-atarraxantes.

Bitola (#)	Comprimento (in)	Comprimento (mm)
8	½" a 1"	12,7 a 25,4
10, 12	½" a 1½"	12,7 a 38,1

A tabela 5.4 apresenta a nomenclatura dos parafusos auto-atarraxantes. Por exemplo, 8-18 x 5/8" significa: Bitola #8, 18 fios de rosca por polegada e 5/8" de comprimento.

Tabela 5.4 - Cabeça, bitola, ponta e nomenclatura dos parafusos auto-atarraxantes.

Cabeça	Bitola (#)	Descrição	Ponta (#)
Plana	8	8-18 x 5/8"	2
Hex	8	8-18 x 1/2"	2
		8-18 x 5/8"	
		8-18 x 3/4"	
		8-18 x 1"	
		8-18 x 1 1/2"	
	10	10-16 x 3/4"	3
		10-16 x 3/4" com serrilhado	
		10-16 x 1"	
		10-24 x 3/4"	
Oval	10	10-16 x 3/4"	3
		10-16 x 1"	
		10-16 x 1 1/4"	

5.3 Utilização dos parafusos auto-atarraxantes estruturais

A seguir são indicadas algumas sugestões de aplicação dos parafusos auto-atarraxantes estruturais, no que se refere à forma de sua cabeça:

- Ligação guia-montante: cabeça PLANA
- Ligação montante-montante: cabeça HEX
- Ligação cantoneira-montante: cabeça HEX
- Ligação cantoneira-verga: cabeça HEX
- Ligação verga-montante: cabeça HEX
- Ligação travamento da viga: cabeça HEX
- Ligação contraventamento-guia : cabeça PLANA ou OVAL
- Ligação contraventamento-montante: cabeça PLANA ou OVAL

- i) Ligação travamento-montante: cabeça PLANA ou OVAL
- j) Ligação tira metálica de travamento: cabeça HEX ou PLANA

5.4 Prescrições da ABNT NBR 14762:2010

As seguintes especificações são válidas para parafusos auto-atarraxantes, providos ou não de ponta broca, cujo diâmetro varia de 2,00 mm a 6,35 mm.

5.4.1 Notação

As seguintes notações são aplicáveis aos parafusos auto-atarraxantes (figura 5.3):

d é o diâmetro nominal do parafuso;

d_h é o diâmetro da cabeça ou do flange do parafuso;

d_w é o diâmetro da arruela;

d_{we} é o diâmetro efetivo associado ao rasgamento do metal-base (pull-over);

e é a distância, tomada na direção da força, do centro do furo à extremidade do elemento conectado;

t é a espessura do elemento conectado (t_1 ou t_2);

t_1 é a espessura do elemento conectado em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

t_2 é a espessura do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

t_w é espessura da arruela plana ou da arruela em domo;

t_c é a profundidade de penetração ou a espessura t_2 , o que for menor;

f_u é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado sujeito ao rasgamento entre furo e borda;

f_{u1} é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

f_{u2} é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

$F_{v,Rd}$ é a força de cisalhamento resistente de cálculo por parafuso (menor valor entre $F_{c,Rd}$ e $F_{ss,Rd}$);

$F_{c,Rd}$ é a força de cisalhamento resistente de cálculo por parafuso, associada à resistência do metal-base;

$F_{ss,Rk}$ é a força de cisalhamento resistente nominal do parafuso, fornecida pelo fabricante ou determinada por ensaio;

$F_{ss,Rd}$ é a força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso;

$F_{t,Rd}$ é a força de tração resistente de cálculo por parafuso (menor valor entre $F_{a,Rd}$; $F_{r,Rd}$ e $F_{ts,Rd}$);

$F_{a,Rd}$ é a força de tração resistente de cálculo, associada ao arrancamento do parafuso (pull-out);

$F_{r,Rd}$ é a força de tração resistente de cálculo, associada ao rasgamento do metal-base (pull-over);

$F_{ts,Rk}$ é a força de tração resistente nominal do parafuso, fornecida pelo fabricante ou determinada por ensaio;

$F_{ts,Rd}$ é a força de tração resistente de cálculo do parafuso;

γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 2,00 (exceto em 5.4.5 ou quando determinado por ensaio conforme permitido em 5.4.3.2 e 5.4.4.3).

As dimensões dos elementos conectados são apresentadas na figura 5.3.

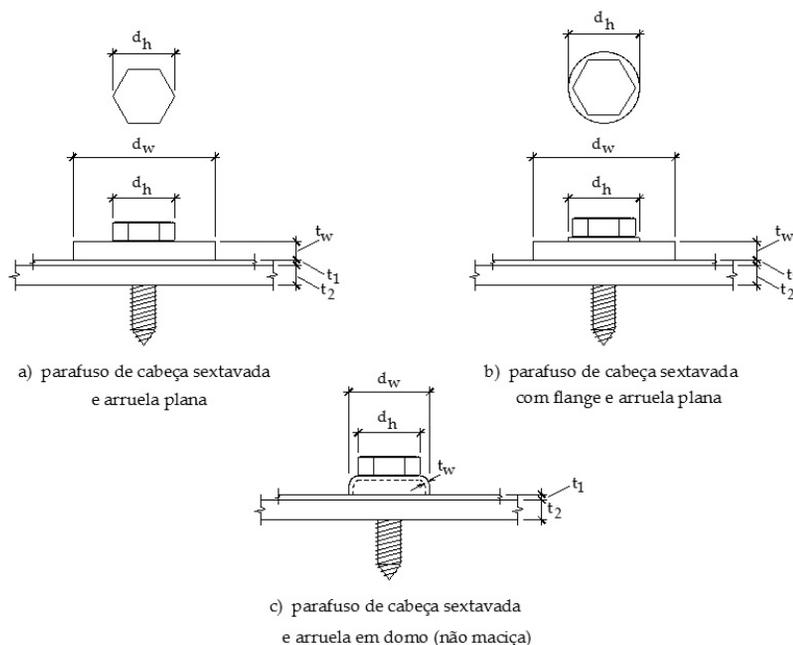


Figura 5.3 – Dimensões dos elementos conectados.

5.4.2 Disposições construtivas

Considerando d o diâmetro nominal do parafuso auto-atarraxante, deve-se ter:

- distância entre centros de parafusos auto-atarraxantes adjacentes não deve ser inferior a $3d$;
- distância do centro do parafuso auto-atarraxante à borda de qualquer elemento ligado não deve ser inferior a $1,5 d$.

5.4.3 Força de cisalhamento resistente de cálculo

A força de cisalhamento resistente de cálculo por parafuso ($F_{v,Rd}$) é o menor valor obtido em 5.4.3.1 e 5.4.3.2.

5.4.3.1 Resistência do metal-base

a) para $t_2/t_1 \leq 1,0$, $F_{c,Rd}$ é o menor dos valores:

$$F_{c,Rd} = 4,2(t_2^3 d)^{0,5} f_{u2} / \gamma \quad (5.1)$$

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_1 d f_{u1} / \gamma \quad (5.2)$$

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_2 d f_{u2} / \gamma \quad (5.3)$$

b) para $t_2/t_1 \geq 2,5$, $F_{c,Rd}$ é o menor dos valores:

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_1 d f_{u1} / \gamma \quad (5.4)$$

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_2 d f_{u2} / \gamma \quad (5.5)$$

c) para $1,0 < t_2/t_1 < 2,5$, $F_{c,Rd}$ deve ser determinada por interpolação linear.

Se a distância entre o parafuso e a extremidade de um elemento conectado é paralela à direção da força, estando portanto a ligação sujeita ao estado-limite último de rasgamento entre furo e borda, adicionalmente, o valor de $F_{c,Rd}$ não deve ser superior a:

$$F_{c,Rd} = t e f_u / \gamma$$

5.4.3.2 Resistência do parafuso ao cisalhamento

A força de cisalhamento resistente de cálculo do parafuso deve ser tomada como:

$$F_{ss,Rd} = F_{ss,Rk} / \gamma \quad (5.6)$$

onde $F_{ss,Rk}$ é a força de cisalhamento resistente nominal do parafuso, fornecida pelo fabricante ou determinada por ensaio; γ é o coeficiente de ponderação da resistência, tomado igual a 2,00 ou determinado com base em ensaios conforme seção 11 da ABNT NBR 14762:2010. Nesse caso, deve-se multiplicar o valor calculado de γ por 1,25, não sendo necessário adotar valor superior a 2,00.

5.4.4 Força de tração resistente de cálculo

A força de tração resistente de cálculo por parafuso $F_{t,Rd}$ é o menor valor obtido em 5.4.4.1, 5.4.4.2 e 5.4.4.3.

5.4.4.1 Resistência ao arrancamento do parafuso (pull-out)

A força de tração resistente de cálculo, associada ao arrancamento do parafuso (figura 5.4), deve ser calculada por:

$$F_{a,Rd} = 0,85t_c d f_{u2} / \gamma \quad (5.7)$$

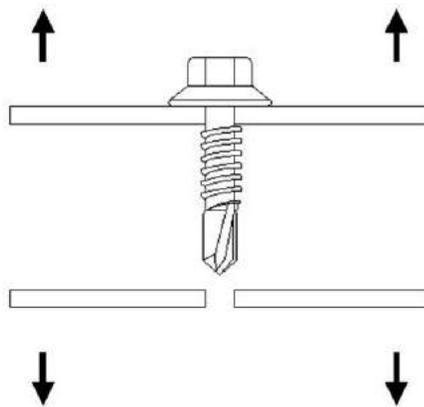


Figura 5.4 – Pull-out, ou arrancamento do parafuso.

5.4.4.2 Resistência ao rasgamento do metal-base (pull-over)

A força de tração resistente de cálculo, associada ao rasgamento do metal-base (figura 5.5), deve ser calculada por:

$$F_{r,Rd} = 1,5t_1 d_{we} f_{u1} / \gamma \quad (5.8)$$

onde d_{we} é o diâmetro efetivo associado ao rasgamento do metal-base, calculado por:

a) parafuso de cabeça circular, ou hexagonal, ou hexagonal com flange, com arruela independente sob a cabeça do parafuso (figura 5.3.a):

$$d_{we} = d_h + 2t_w + t_1 \leq d_w$$

b) parafuso de cabeça circular, ou hexagonal, ou hexagonal com flange, sem arruela independente sob a cabeça do parafuso (figura 5.3.b):

$$d_{wc} = d_h, \text{ porém não maior que } 12,7 \text{ mm}$$

c) arruela em domo, não maciça e independente sob a cabeça do parafuso (figura 5.3.c):

$$d_{wc} = d_h + 2t_w + t_1 \leq d_w$$

com d_h , $2t_w$ e t_1 definidos na figura 5.3 e $d_{wc} \leq 16 \text{ mm}$.

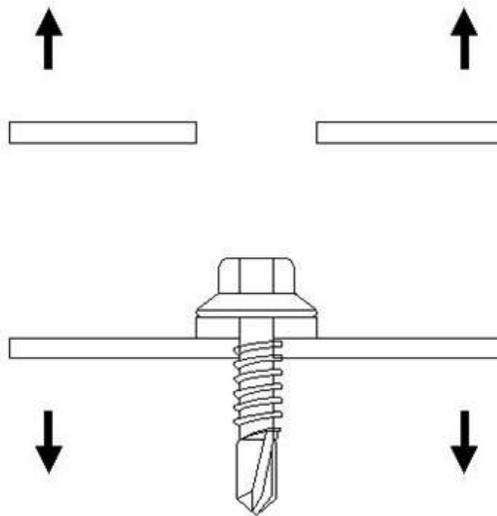


Figura 5.5 – Pull-over, ou rasgamento da chapa.

5.4.4.3 Resistência do parafuso à tração

A força de tração resistente de cálculo do parafuso deve ser tomada como:

$$F_{ts,Rd} = F_{ts,Rk} / \gamma \quad (5.9)$$

onde $F_{ts,Rk}$ é a força de tração resistente nominal do parafuso, fornecida pelo fabricante ou determinada por ensaio; γ é o coeficiente de ponderação da resistência, tomado igual a 2,00 ou determinado com base em ensaios conforme seção 11 da ABNT NBR 14762:2010. Nesse caso, deve-se multiplicar o valor calculado de γ por 1,25, não sendo necessário adotar valor superior a 2,00.

5.4.5 Força de cisalhamento e rasgamento do metal base (pull-over) combinados

Para parafusos sujeitos à combinação de força de cisalhamento e força de tração, deve ser satisfeita a seguinte expressão de interação:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{c0,Rd}} + 0,71 \frac{F_{t,Sd}}{F_{r0,Rd}} \leq 1,10 \quad (5.10)$$

Onde $F_{v,Sd}$ é a força de cisalhamento solicitante de cálculo no parafuso; $F_{t,Sd}$ é a força de tração solicitante de cálculo no parafuso.

$$F_{c0,Rd} = 2,7t_1df_{ul} / \gamma \quad (\gamma = 1,55) \quad (5.11)$$

$$F_{r0,Rd} = 1,5t_1d_wf_{ul} / \gamma \quad (\gamma = 1,55) \quad (5.12)$$

Se não houver arruela, considerar $d_w = d_h$.

A expressão de interação é válida desde que sejam atendidos os seguintes limites:

- $0,72 \text{ mm} \leq t_1 \leq 1,13 \text{ mm}$;
- parafusos providos de ponta broca, com ou sem arruelas, e com diâmetro igual a 5,5 mm ou 6,3 mm;
- $d_w \leq 19 \text{ mm}$;
- $f_{ul} \leq 483 \text{ MPa}$;
- $t_2/t_1 \geq 2,5$.

5.5 Resultados de ensaio

A título de ilustração, nas tabelas 5.5 e 5.6 são apresentados alguns resultados de ensaios de ligações com parafusos auto-atarraxantes (CISER,2005). Os ensaios foram realizados com chapas de aço de baixo carbono.

Nos projetos deverão ser aplicados coeficientes de segurança adequados às condições de utilização e montagem.

Tabela 5.5 - Resistência do parafuso ao cisalhamento simples (CISER,2005). Em kN (*)

Parafuso Diâmetro	Ponta (#)	Chapa Espessura (mm)				
		0,91	1,21	1,52	1,90	2,66
(# 8-18) 4,2 mm	3	3,30	4,73	4,81	----	----
(# 10-16) 4,8 mm	3	3,25	5,60	6,87	6,92	----
(# 12-14) 5,5mm	3	----	----	----	8,78	8,86

(*) tabela ilustrativa

Tabela 5.6 - Resistência ao arrancamento do parafuso (pull-out) (CISER,2005). Em kN (*)

Parafuso Diâmetro	Ponta (#)	Chapa Espessura (mm)				
		0,91	1,21	1,52	1,90	2,66
(# 8-18) 4,2 mm	3	1,32	2,20	2,80	----	----
(# 10-16) 4,8 mm	3	1,33	2,22	3,00	4,40	6,80
(# 12-14) 5,5mm	3	----	----	----	4,80	6,80

(*) tabela ilustrativa

Nas tabelas 5.7 a 5.10 são também apresentados como ilustrativos os resultados obtidos a partir dos ensaios em corpos de prova (CP) realizados no Instituto de Pesquisa Tecnológicas de São Paulo (IPT, 2005), sendo apresentadas as médias dos resultados de três CP realizados por cada conjunto.

Cada conjunto era formado por duas chapas e 1 parafuso. Nos ensaios, as chapas foram nomeadas seguindo o esquema da figura 5.6: chapa 1 (grossa) e chapa 2 (fina).

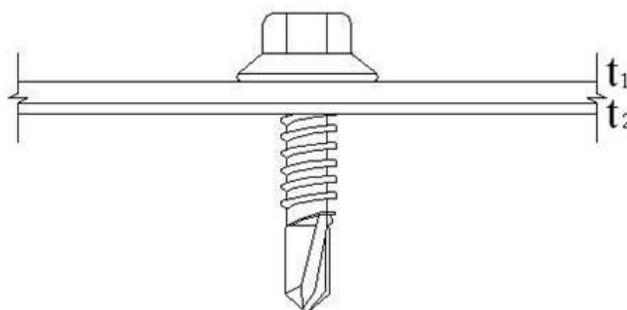


Figura 5.6 – Espessuras das chapas t1 e t2.

Conforme declarado pelo fabricante CISER, todos os parafusos ensaiados eram de aço carbono cementado e temperado, auto-atarraxantes e com ponta broca. Os parafusos com diâmetro de 4,2 mm eram do tipo ST 4,2, código 217, cabeça flangeada, fenda Phillips, com comprimento aproximado de 13 mm. Os parafusos com diâmetro de 4,8 mm eram do tipo ST 4,8, código 220, cabeça sextavada flangeada, com comprimento aproximado de 18 mm.

Os ensaios foram realizados com chapas de aço galvanizado, de baixo carbono, com espessuras nominais de 0,80 mm, 0,95mm e 1,25mm, resistência ao escoamento variando de 318 a 340 MPa e resistência à ruptura na tração variando de 392 a 401 MPa.

Tabela 5.7 - Resistência média ao arrancamento do parafuso (pull-out) (IPT, 2005).
Diâmetro do parafuso 4,2 mm – Cabeça flangeada. - Em kN - (*)

Espessura da Chapa (mm)		Resistência Média ao Pull-out (kN)
2	1	
0,80	0,80	1,26
0,80	0,95	1,40
0,80	1,25	1,85
0,95	0,95	1,58
0,95	1,25	2,13
1,25	1,25	2,06

(*) Tabela ilustrativa

Tabela 5.8- Resistência média ao arrancamento do parafuso (pull-out) (IPT, 2005).
Diâmetro do parafuso 4,8 mm – Cabeça sextavada. - Em kN - (*)

Espessura da Chapa (mm)		Resistência Média ao Pull-out (kN)
2	1	
0,80	0,80	1,25
0,80	0,95	1,60
0,80	1,25	2,21
0,95	0,95	1,65
0,95	1,25	2,33
1,25	1,25	2,38

(*) Tabela ilustrativa

Tabela 5.9- Resistência média do parafuso ao cisalhamento (IPT, 2005). Diâmetro do parafuso
4,2 mm – Cabeça flangeada. - Em kN - (*)

Espessura da Chapa (mm)		Resistência Média ao Cisalhamento(kN)
2	1	
0,80	0,80	2,43
0,80	0,95	2,72
0,80	1,25	3,65
0,95	0,95	3,32
0,95	1,25	3,55
1,25	1,25	4,79

(*) Tabela ilustrativa

Tabela 5.10 - Resistência média do parafuso ao cisalhamento (IPT, 2005). Diâmetro do parafuso 4,8 mm – Cabeça sextavada. - Em kN - (*)

Espessura da Chapa (mm)		Resistência Média ao Cisalhamento(kN)
2	1	
0,80	0,80	2,53
0,80	0,95	3,11
0,80	1,25	4,12
0,95	0,95	3,48
0,95	1,25	4,27
1,25	1,25	5,03

(*) Tabela ilustrativa





CAPÍTULO 6

Exemplos de Dimensionamento



6.1 Premissas do cálculo

Neste capítulo são apresentados exemplos visando à aplicação prática das prescrições da ABNT NBR 14762:2010, conforme apresentadas e comentadas nos capítulos 4 e 5, para o dimensionamento de barras de uma estrutura projetada segundo o Light Steel Framing e de uma ligação entre fita e montante de um painel de estabilização do sistema estrutural.

São consideradas algumas das prescrições da norma brasileira relacionadas com a flambagem local e a flambagem distorcional do perfil, consideradas pelos autores como as mais significativas para o conhecimento do fenômeno da flambagem local e de sua interação com os modos de flambagem global elástica dos PFF. Essas prescrições são utilizadas na solução parcial dos exemplos de cálculo apresentados neste capítulo e não dispensam a realização de outras verificações aplicáveis em cada caso.

Primeiramente, apresenta-se a análise estrutural de uma edificação residencial com 2 pavimentos (térreo e um pavimento superior). São dadas as premissas de cálculo, faz-se o pré-dimensionamento com o uso dos gráficos apresentados no item 7.2, e em seguida, com os resultados da análise da estrutura, são apresentados três exemplos, sendo uma viga em perfil Ue 140x40x12x0,95, um montante em perfil Ue 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, outro montante em perfil Ue 90x40x12x0,95 com abertura na alma do perfil e uma ligação.

A viga, escolhida para o exemplo de dimensionamento, pertence ao sistema de entrelaçado da estrutura em LSF do prédio de dois pavimentos, com espaçamento de 400 mm entre barras, tem comprimento total de 2400 mm e comprimento destravado de 1200 mm para flambagem lateral com torção. Para garantir o comprimento destravado da viga foram utilizados bloqueadores e fitas de aço, conforme mostram os detalhes da foto 6.1 e da figura 6.1. Os montantes foram considerados travados lateralmente com bloqueadores e fitas de aço instalados à meia-altura do perfil, conforme detalha a figura 6.2.

Nos exemplos foi considerado o aço ZAR 230, com resistência ao escoamento $f_y = 230$ MPa.



Foto 6.1 – Travamento horizontal da laje de piso por meio de bloqueadores e fitas de aço (Fonte: arquivo dos autores)

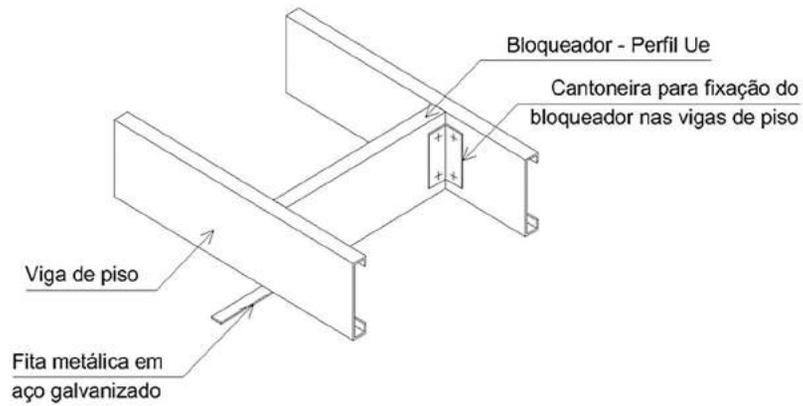


Figura 6.1 – Sistema de travamento lateral de vigas, com bloquedor e fita de aço
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA)

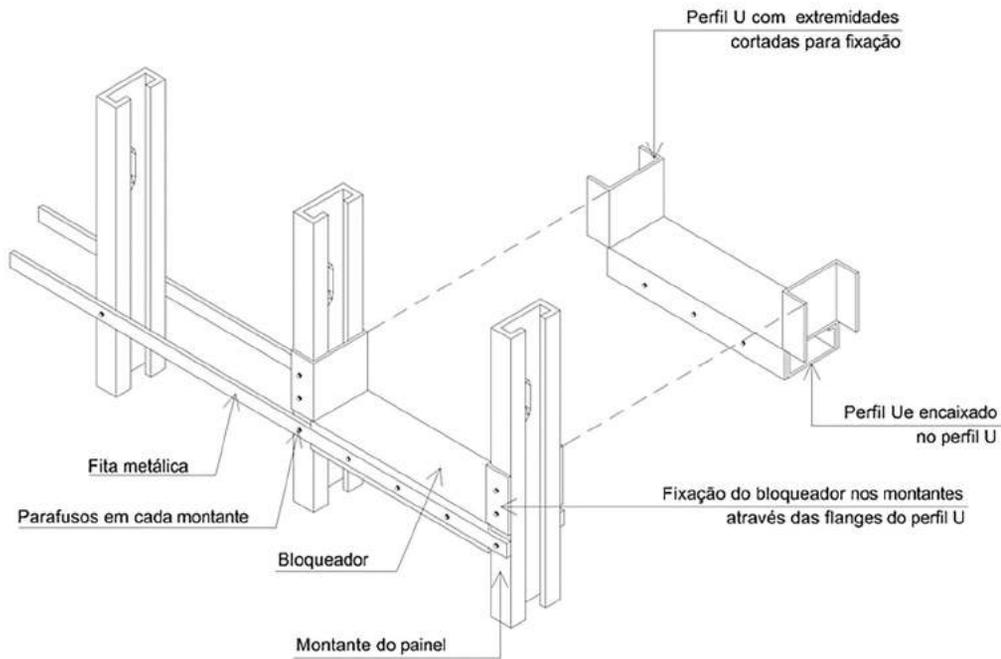


Figura 6.2 – Esquema de travamento horizontal dos montantes, utilizando bloquedor e fitas de aço (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA)

A figura 6.3 apresenta em elevação o painel considerado para os exemplos de dimensionamento.

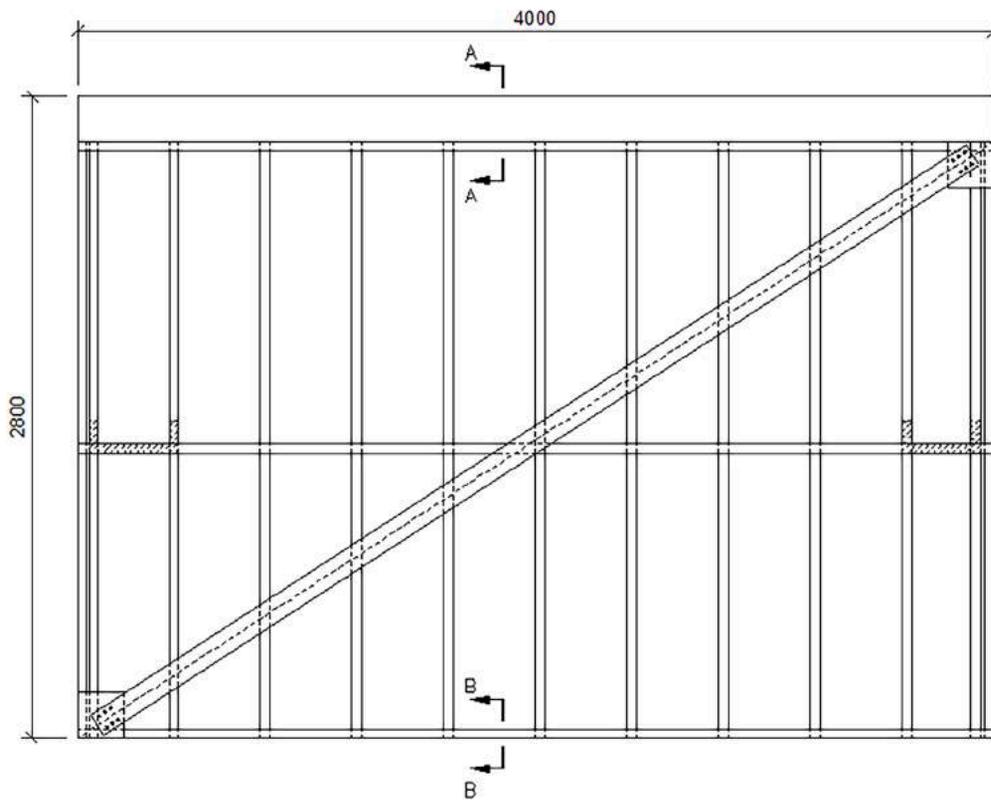


Figura 6.3 – Painel contraventado com fita de aço.

A laje de piso do pavimento superior é composta por placas de gesso acartonado junto à mesa inferior das vigas e placas de OSB junto à mesa superior, para receber posteriormente piso do tipo porcelanato ou flutuante. No espaço entre as placas de gesso e de OSB tem-se a aplicação de lã de vidro que promove os isolamentos térmico e acústico. A laje de cobertura (teto do pavimento superior) também é composta por placas de gesso na parte inferior, lã de rocha no interior e placas de OSB na parte superior, sobrepostas por manta asfáltica e vermiculita expandida para garantir o conforto térmico.

Os painéis internos são compostos por placas de gesso acartonado nas duas faces. Para os painéis externos, aplica-se uma placa cimentícia na face externa e uma placa de gesso acartonado na face interna. Para os painéis das paredes da cozinha e do banheiro, utiliza-se na face molhada uma placa cimentícia sobreposta por revestimento em porcelanato. Todos os painéis são preenchidos com lã de vidro.

A Figura 6.4 apresenta um esquema da arquitetura do pavimento térreo. O pavimento superior possui a mesma geometria. No esquema não é apresentada a escada que dá acesso ao pavimento superior.



Figura 6.4 – Arquitetura do pavimento térreo e superior (dimensões em cm)

Nas figuras 6.5 a 6.7 apresenta-se a estrutura completa a ser analisada. Os montantes e vigas estão espaçados a cada 400 mm. Todas as vigas foram consideradas biapoiadas.

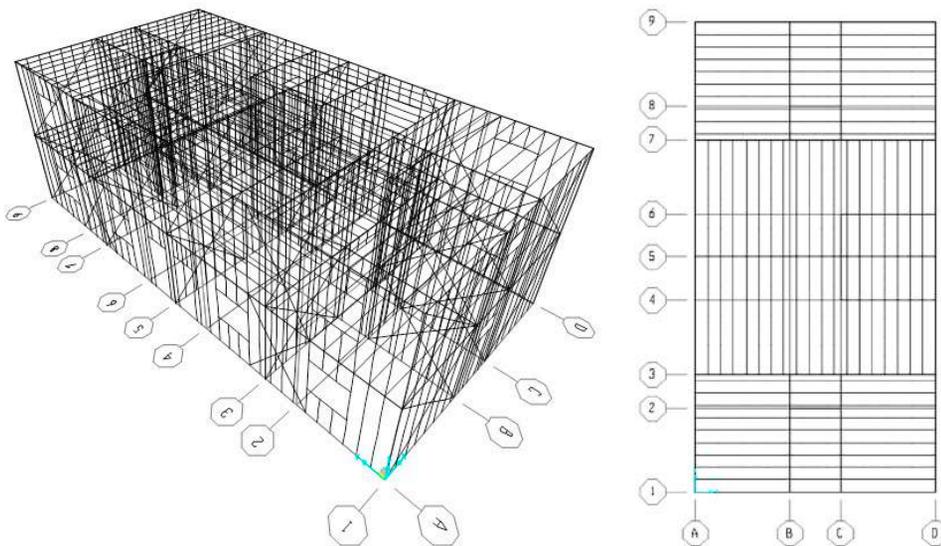


Figura 6.5 – Vista 3D e plano das vigas do piso e da cobertura do pavimento superior

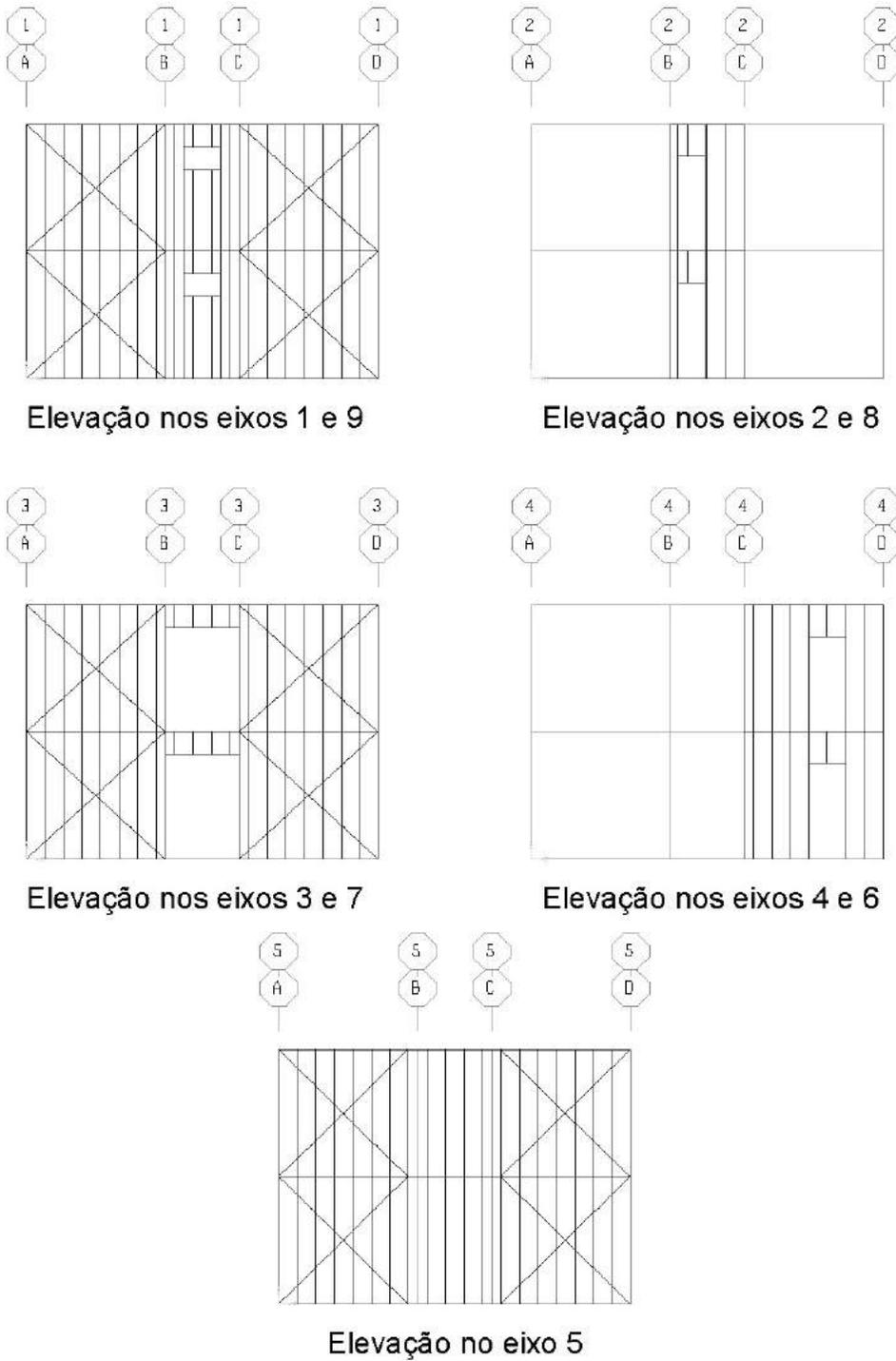


Figura 6.6 – Elevações nos eixos 1 a 9

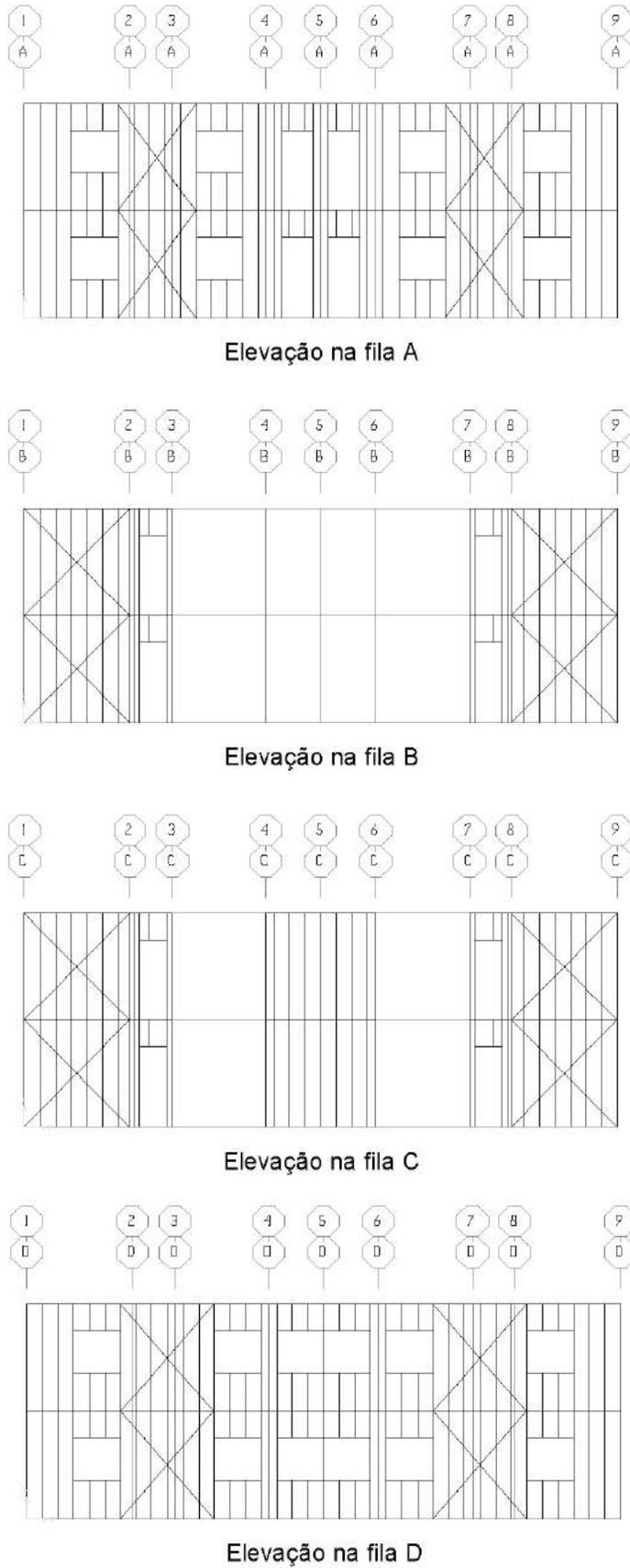


Figura 6.7 – Elevações nas filas A a D (Continuação).

Para a análise da estrutura foram consideradas as seguintes ações:

a) Carga permanente e sobrecarga conforme a tabela 6.1:

Tabela 6.1 - Carga permanente e sobrecarga adotadas para o exemplo de dimensionamento.

	Carga Permanente (CP)	Sobrecarga (SC)
Laje de piso	<ul style="list-style-type: none"> - Placa de OSB^a com espessura de 14mm: $0,014 \times 6,4 = 0,0896 \text{ kN/m}^2$ - Placa de gesso com espessura de 12mm: $0,12 \text{ kN/m}^2$ - Lã de vidro^b com espessura de 50 mm: $0,006 \text{ kN/m}^2$ - Revestimento^c: $0,5 \text{ kN/m}^2$ - Total = $0,7156 \text{ kN/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - Área de serviço: $2,0 \text{ kN/m}^2$ - Demais cômodos: $1,5 \text{ kN/m}^2$
Laje de cobertura	<ul style="list-style-type: none"> - Placa de OSB com espessura de 14mm: $0,014 \times 6,4 = 0,0896 \text{ kN/m}^2$ - Placa de gesso com espessura de 12 mm: $0,12 \text{ kN/m}^2$ - Lã de vidro com espessura de 50 mm: $0,006 \text{ kN/m}^2$ - Manta asfáltica: $0,04 \text{ kN/m}^2$ - Vermiculita expandida com espessura de 50 mm^d: $0,05 \times 1,6 = 0,08 \text{ kN/m}^2$ - Total = $0,3356 \text{ kN/m}^2$ 	<ul style="list-style-type: none"> - Em toda a cobertura: $0,5 \text{ kN/m}^2$ - Caixas d'água ao longo de 4 m do painel que divide as unidades residenciais (eixo 5, a partir da fila D), totalizando 40 kN
Vedações (paredes) externas	<ul style="list-style-type: none"> - Placa cimentícia^e com espessura de 12 mm: $0,012 \times 17 = 0,204 \text{ kN/m}^2$ - Placa de gesso com espessura de 12 mm: $0,12 \text{ kN/m}^2$ - Lã de vidro^b com espessura de 50 mm: $0,006 \text{ kN/m}^2$ Total = $0,33 \text{ kN/m}^2$ 	
Vedações internas ou externas com revestimento em uma das faces (paredes da cozinha e banheiro)	<ul style="list-style-type: none"> - Placa cimentícia com espessura de 12 mm: $0,204 \text{ kN/m}^2$ - Revestimento de porcelanato: $0,3 \text{ kN/m}^2$ - Placa de gesso ou cimentícia: $0,204 \text{ kN/m}^2$ - Lã de vidro^b com espessura de 50 mm: $0,006 \text{ kN/m}^2$ Total = $0,714 \text{ kN/m}^2$ 	
<p>Notas:</p> <p>^a peso específico da placa de OSB: $6,4 \text{ kN/m}^3$;</p> <p>^b peso específico da lã de vidro: $0,12 \text{ kN/m}^3$;</p> <p>^c peso específico considerando o pior caso entre porcelanato ($0,30 \text{ kN/m}^2$) e piso flutuante ($0,07 \text{ kN/m}^2$) mais $0,20 \text{ kN/m}^2$ para regularização ou impermeabilização, onde necessário;</p> <p>^d peso específico da vermiculita expandida: $1,6 \text{ kN/m}^3$;</p> <p>^e peso específico da placa cimentícia: 17 kN/m^3.</p>		

b) Vento:

Velocidade básica do vento: $V_0 = 40 \text{ m/s}$

$S_1=1,0$; $S_2 =$ (Categoria IV - Classe A) e $S_3= 1,0$

c) Força nocional igual a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo totais aplicadas no andar (carga permanente, sobrecarga e peso próprio da estrutura multiplicado por 1,2 para consideração das ligações e perfis adicionais) nas direções x e y, Figura 6.4. Observa-se que essas forças são pequenas, iguais a 0,85 kN no piso do pavimento superior e 0,67 kN na laje de cobertura sendo desprezáveis quando combinadas com o vento. Neste exemplo, esta carga foi aplicada nas extremidades dos montantes.

A figura 6.8 apresenta os esforços solicitantes na estrutura da edificação. Considerando as combinações de ações para os estados limites últimos, o esforço solicitante de cálculo q_{vd} , linearmente distribuído na viga de entrepiso, representa a contribuição de todas as ações permanentes (peso próprio do perfil, placas de gesso e de OSB, preenchimento com lã de vidro e revestimento superior do piso) e sobrecarga atuantes na barra, segundo sua área de influência. A força axial de compressão solicitante de cálculo, N_d , é a resultante de todos os carregamentos transmitidos ao montante através da viga do entrepiso e dos correspondentes montantes dos painéis superiores. Esta força absorvida pelo montante será transmitida à fundação do edifício.

O esforço solicitante de cálculo q_{hd} , linearmente distribuído, é devido à pressão dinâmica do vento na estrutura, considerando a área de influência do montante analisado.

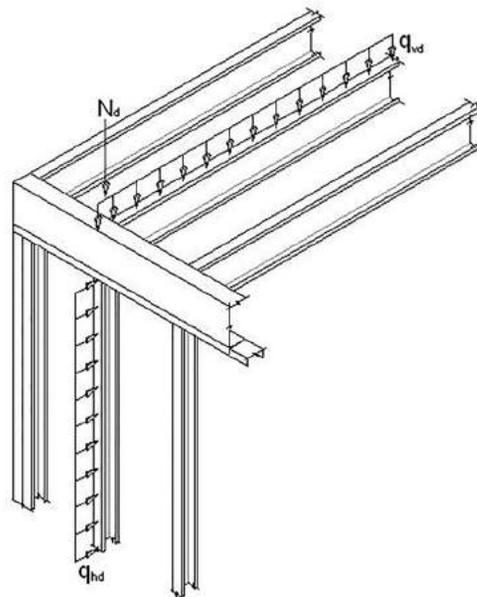


Figura 6.8 – Esforços solicitantes na estrutura

As figuras 6.9 e 6.10 apresentam a nomenclatura empregada quanto aos parâmetros geométricos da seção transversal do perfil.

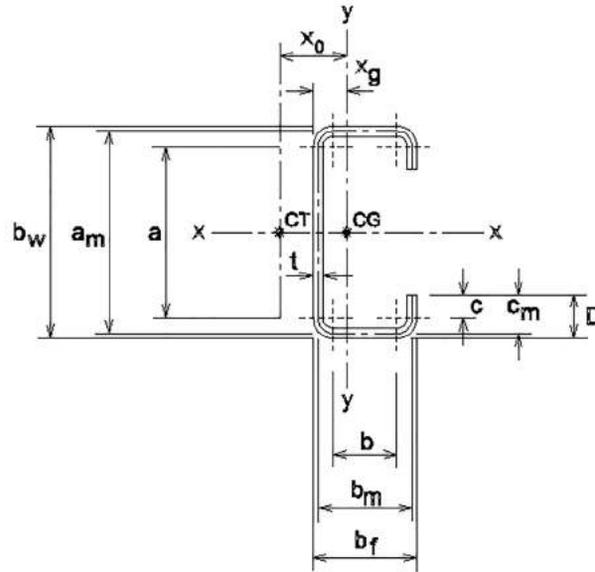


Figura 6.9 – Perfil U enrijecido

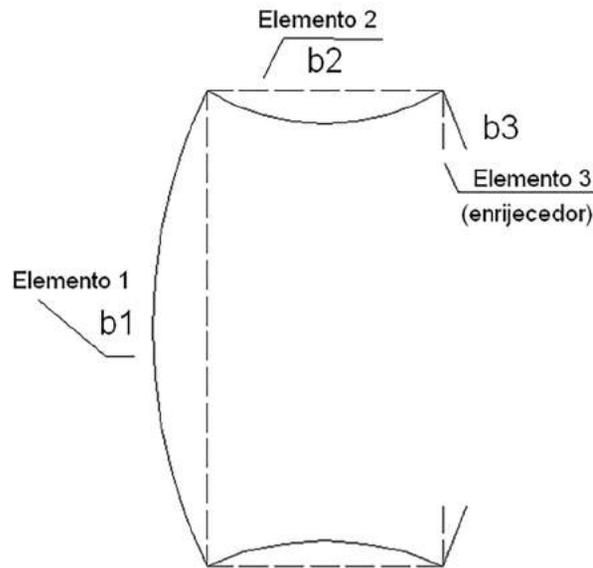


Figura 6.10 – Elementos da seção transversal do perfil Ue

6.2 Pré-dimensionamento e análise estrutural

Neste item, faz-se o pré-dimensionamento dos perfis a serem utilizados na análise da estrutura do edifício residencial de dois pavimentos mostrado nas Figuras 6.4 a 6.7.

Para o pré-dimensionamento dos montantes, em geral, tomou-se um elemento, do pavimento térreo, da fila A próximo ao eixo 9 que recebe vigas de 3 m de vão da laje de piso e de cobertura.

O peso próprio dos elementos estruturais foi tomado igual a 0,015 kN/m (equivalente a um perfil Ue 140x40x12x0,8, considerado como uma estimativa inicial para os montantes e vigas). Para o vento foi considerada uma pressão de 0,72 kN/m² obtida da análise das cargas de vento na edificação.

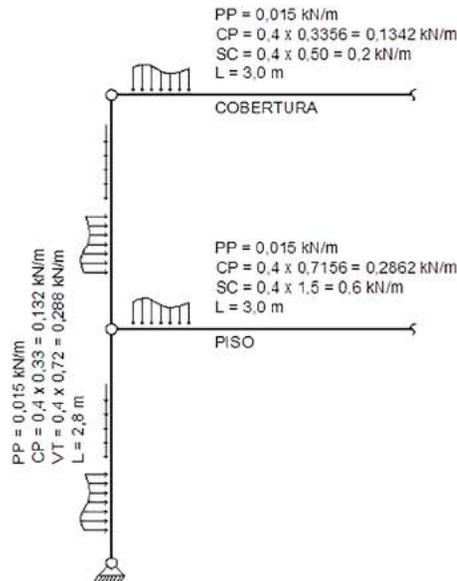


Figura 6.11 – Cargas em um dos montantes da fila A próximo ao eixo 9 que recebe vigas de 3 m de vão

Na Figura 6.11: PP significa peso próprio; CP significa carga permanente; SC significa sobrecarga; VT significa vento e L é o comprimento da barra (montante ou viga).

Com base na Figura 6.11, tem-se a carga distribuída de cálculo em todas as vigas do piso, que independe do vão:

$$q_{sd} = 1,25 \times 0,015 + 1,35 \times 0,2862 + 1,5 \times 0,6 = 1,30 \text{ kN/m}$$

Pelo Gráfico 7.7, para as vigas com vão de 1,4 a 1,6 m será utilizado o perfil Ue 90x40x12x0,80 com um travamento ao longo do vão.

Pelo Gráfico 7.8, para as vigas com vão de 2,4 a 3 m será utilizado o perfil Ue 140x40x12x0,95 com um travamento ao longo do vão.

Pelo Gráfico 7.12, para as vigas com vão de 3,8 m será utilizado o perfil Ue 200x40x12x0,95 com dois travamentos ao longo do vão.

As mesmas vigas da laje de piso do pavimento superior serão adotadas para a laje de cobertura.

As forças normais solicitantes características de compressão no montante do pavimento térreo são:

$$\begin{aligned} PP &= 0,015 \times (2 \times 3,0 / 2 + 5,6) = 0,129 \text{ kN} \\ CP &= 1,5 \times (0,2862 + 0,1342) + 5,6 \times 0,132 = 1,37 \text{ kN} \\ SC &= 1,5 \times (0,6 + 0,2) = 1,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tomando a sobrecarga como ação variável principal, a força axial de compressão e a carga lateral distribuída solicitantes de cálculo no montante do pavimento térreo são:

$$\begin{aligned} N_{c,Sd} &= 1,25 \times 0,129 + 1,35 \times 1,37 + 1,5 \times 1,2 = 3,81 \text{ kN} \\ q_{Sd} &= 0,84 \times 0,288 = 0,242 \text{ kN / m} \end{aligned}$$

Tomando o vento como ação variável principal, a força axial de compressão e a carga lateral distribuída solicitantes de cálculo no montante do pavimento térreo são:

$$\begin{aligned} N_{c,Sd} &= 1,25 \times 0,129 + 1,35 \times 1,37 + 0,75 \times 1,2 = 2,91 \text{ kN} \\ q_{Sd} &= 1,4 \times 0,288 = 0,403 \text{ kN / m} \end{aligned}$$

Pelo Gráfico 7.14, para o montante com comprimento de 2,8 m será utilizado o perfil Ue 90x40x12x0,95 com um travamento ao longo da altura. Observa-se que o perfil está folgado e poderia ser utilizado o perfil Ue 90x40x12x0,8.

Para os montantes do eixo 5 que sustentam as caixas d'água, a Figura 6.12 apresenta as cargas atuantes.

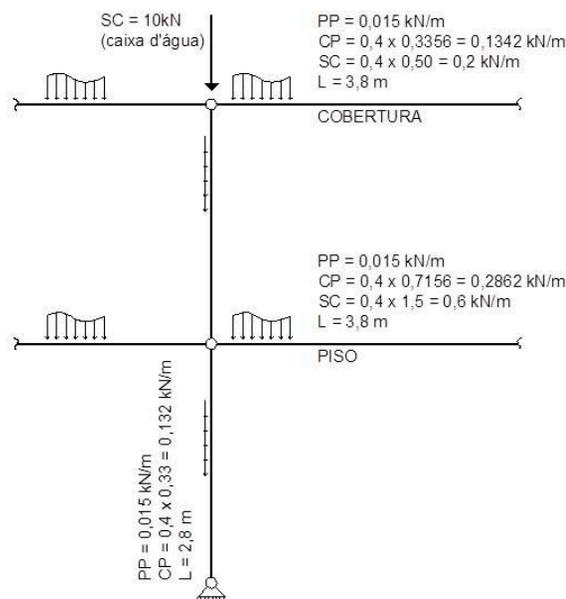


Figura 6.12 – Cargas em um dos montantes do eixo 5 que sustenta as caixas d'água

As forças normais solicitantes características de compressão no montante do pavimento térreo são:

$$PP = 0,015 \times (4 \times 3,8 / 2 + 5,6) = 0,198\text{kN}$$

$$CP = 3,8 \times (0,1342 + 0,2862) + 5,6 \times 0,132 = 2,34\text{kN}$$

$$SC = 10 + 3,8 \times (0,6 + 0,2) = 13,04\text{kN}$$

A força axial de compressão solicitante de cálculo no montante do pavimento térreo é:

$$N_{c,Sd} = 1,25 \times 0,198 + 1,35 \times 2,34 + 1,5 \times 13,04 = 22,97\text{kN}$$

Pelo Gráfico 7.1, para o montante com comprimento de 2,8 m será utilizado um perfil caixa formado por dois perfis Ue 90x40x12x0,95 com um travamento ao longo da altura.

Os mesmos perfis adotados para os montantes do pavimento térreo foram repetidos no pavimento superior.

Para os contraventamentos foram consideradas fitas com 75 mm de largura e 1,25 mm de espessura.

Definidos os perfis que compõem a estrutura, procedeu-se à análise estrutural conforme o item 4.1. As barras foram divididas em 4 elementos e uma restrição que considera o plano que contém as vigas como um diafragma foi considerada. Observou-se que a estrutura é de grande deslocabilidade. Os estados limites de serviço foram verificados, com os deslocamentos obtidos da análise multiplicados por 0,8.

A seguir tem-se a verificação de alguns elementos, com os seus respectivos esforços solicitantes de cálculo, obtido da análise estrutural.

6.3 – Viga Ue 140x40x12x0,95

Dados gerais:

Perfil Ue 140 x 40 x 12 e $t = 0,95\text{mm}$

Esforço de cálculo considerado: momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x,

$$M_{x,Sd} = 93,89 \text{ kN.cm}$$

Comprimentos efetivos de flambagem global da barra considerando $K=1$, conforme permitido em 8.1 da ABNT 14762:2010, e com o travamento horizontal da viga de entrepiso executado por meio de bloqueadores e fitas de aço (foto 6.1 e figura 6.1):

$$K_x L_x = 2400 \text{ mm}; \quad K_y L_y = 1200 \text{ mm} \quad \text{e} \quad K_z L_z = 1200 \text{ mm}.$$

Propriedades geométricas:

$$\begin{aligned} A_g &= 2,17 \text{ cm}^2 & W_x &= 8,96 \text{ cm}^3 & I_y &= 4,51 \text{ cm}^4 \\ J &= 0,0060 \text{ cm}^4 & C_w &= 179,14 \text{ cm}^6 & r_0 &= 6,17 \text{ cm} \end{aligned}$$

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado em 6.1.1, 6.1.2 e 6.1.3, isto é: com base no início do escoamento da seção efetiva, com base na flambagem lateral com torção e para a flambagem distorcional, respectivamente.

6.3.1 – Momento calculado com base no início do escoamento da seção efetiva

Neste procedimento o momento fletor resistente de cálculo é determinado com base na resistência ao escoamento do aço, f_y , e no módulo resistente elástico da seção efetiva, W_{ef} , quando uma fibra extrema tracionada ou uma comprimida, ou ambas, atingem f_y .

6.3.1.1 – Método da largura efetiva

Para um perfil solicitado à flexão, quando a linha neutra se encontra mais próxima da mesa tracionada, a tensão máxima ocorre na mesa comprimida, e sua largura efetiva é determinada com $\sigma = f_y$. A mesma consideração deve ser feita quando a linha neutra é equidistante das mesas comprimida e tracionada, que é o caso deste exemplo (perfil com seção monossimétrica).

a) Verificação da mesa comprimida (elemento 2)

O cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda é feito considerando-se as prescrições constantes em 4.3.2 e a simbologia apresentada na figura 6.13.

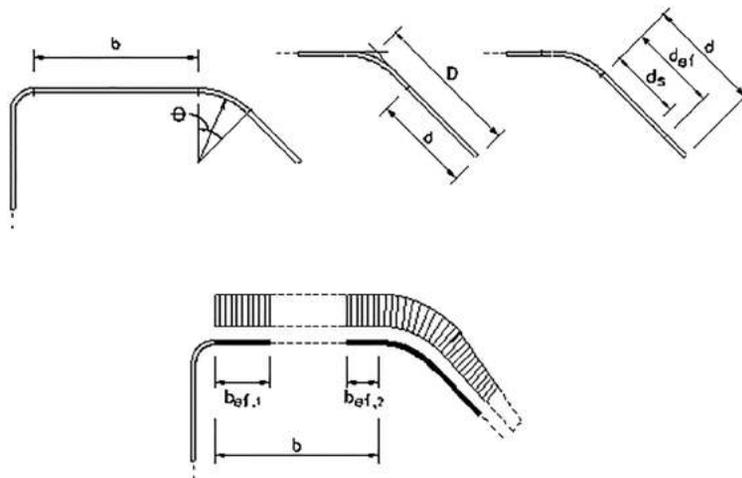


Figura 6.13 - Elemento uniformemente comprimido com enrijecedor de borda

Na figura 6.13, b é a largura do elemento (dimensão plana do elemento sem incluir as dobras da seção). Em geral, considera-se que nos cantos em ângulo reto da seção transversal dos perfis o raio interno de dobramento, r_i , tem valor igual ao da espessura da chapa, excluindo o revestimento metálico. Assim, para a alma (elemento 1) ou mesa (elemento 2) de um perfil Ue , que tem 2 dobras em ângulo reto, a dimensão plana do elemento é dada por:

$$b = 4,0 - 4t = 4,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 3,634 \text{ cm.}$$

O valor 0,0036 cm corresponde à espessura do revestimento metálico (sendo 0,0018 cm em cada face da chapa) que deve ser considerada para a determinação da espessura de cálculo do elemento, t .

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{p0}) é calculado conforme equação 4.7.

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20000}{23,00} \right)} \right]} = 2,164$$

$$\lambda_{p0} \geq 0,673$$

Para o enrijecedor (elemento 3) de um perfil Ue , que tem uma dobra em ângulo reto, a dimensão plana do elemento é dada por:

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm.}$$

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centróide e é paralelo ao elemento a ser enrijecido. A região da dobra entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não deve ser considerada parte integrante do enrijecedor.

$$I_a = 399 t^4 [0,487 \lambda_{p0} - 0,328]^3 = 399 \times 0,0914^4 \times [0,487 \times 2,164 - 0,328]^3 = 0,0106 \text{ cm}^4$$

$$I_a \leq t^4 [56 \lambda_{p0} + 5] = 0,0914^4 \times [56 \times 2,164 + 5] = 0,0088 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 0,0088 \text{ cm}^4$$

I_a é momento de inércia de referência do enrijecedor de borda. Ou seja, I_a é o momento de inércia do enrijecedor ideal para dar apoio ao elemento 2.

$$n = (0,582 - 0,122 \lambda_{p0}) \geq 1/3$$

$$n = (0,582 - 0,122 \times 2,164) = 0,3180 < 1/3$$

$$n = 0,3333$$

$$D = 1,2 - 0,0036 = 1,1964 \text{ cm} \quad b = 3,634 \text{ cm}$$

D é a largura nominal do enrijecedor de borda, incluindo a dobra.

$$\frac{D}{b} = \frac{1,1964}{3,634} = 0,329$$

$$0,25 < \frac{D}{b} \leq 0,80$$

$$I_s/I_a \leq 1$$

$$I_s/I_a = 0,0080/0,0088 = 0,9091$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$$k = (4,82 - 5 D/b) (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,329) \times 0,9091^{0,333} + 0,43 = 3,51$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,51 \times 20000}{23,00} \right)} \right]} = 0,758 \quad (\text{Ver equação 4.5})$$

Como $\lambda_p > 0,673$, poderá ocorrer flambagem local na mesa superior do perfil. Portanto, deve ser calculada a largura efetiva deste elemento, b_{ef} , que é definida para elementos AA (elementos com bordas vinculadas), conforme segue:

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \leq b \quad (\text{Ver equação 4.2})$$

$$b_{ef} = 3,634 \times \frac{1}{0,758} \times \left(1 - \frac{0,22}{0,758} \right) = 3,403 \text{ cm} \leq b = 3,634 \text{ cm}$$

$b_{ef} = 3,403 \text{ cm}$

b) Verificação do Enrijecedor de borda (Elemento 3)

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm.}$$

d é a largura do enrijecedor de borda.

Na primeira iteração do cálculo por aproximações sucessivas, considera-se que o enrijecedor de borda está submetido a um diagrama de tensão uniforme, de valor igual ao da tensão que solicita a mesa do perfil.

$k = 0,43$, conforme caso “a” da tabela 4.3.

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{23,00}\right)}\right]} = 0,606 \quad (\text{Ver equação 4.5})$$

Como $\lambda_p = 0,606 < 0,673$, não haverá flambagem local.

$d_{ef} = 1,017$ cm (largura efetiva do enrijecedor de borda)

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}, \quad (\text{Ver equação 4.14})$$

d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0088}\right) \times 1,017 = 0,925 \leq d_{ef} = 1,017$$

$d_s = 0,925$ cm

c) Verificação da alma (elemento 1)

Nesta etapa, a posição da Linha Neutra da Seção Efetiva (LN_e) é determinada considerando-se um processo iterativo, conseguindo-se a convergência quando a posição da LN_e de uma iteração não diferenciar mais do que 5% da posição da LN_e da iteração anterior.

Os cálculos das propriedades da seção efetiva do perfil são realizados empregando-se o “método linear”, isto é, todo o material é admitido como concentrado na linha média da seção (linha do esqueleto) e os elementos são tratados - isoladamente - como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras). Os valores assim obtidos são multiplicados pela espessura t , de maneira a se obter as propriedades geométricas desejadas.

O Teorema do Eixo Paralelo é utilizado para os cálculos do momento de inércia da seção efetiva.

Primeira iteração: considerando a alma totalmente efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)
Mesa Superior	3,403	0,046	0,157
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,925	0,645	0,597
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	13,634	7,000	95,438
Mesa Inferior	3,634	13,954	50,709
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990
Soma	23,473	-	166,456

$$y_{cg} = \frac{166,456}{23,473} = 7,091 \text{ cm}$$

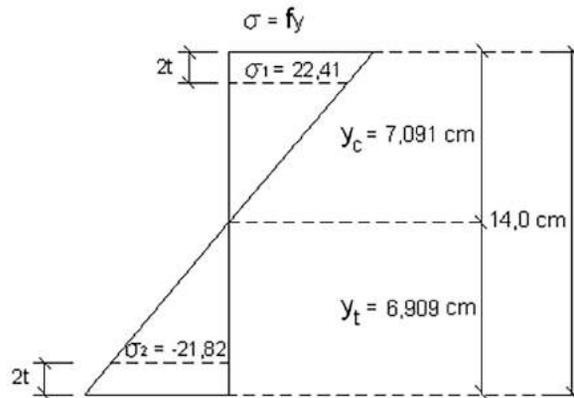


Figura 6.14 – Tensões na alma do perfil (elemento1)

Considerando-se a semelhança entre triângulos retângulos, determina-se:

$$\sigma_1 = 23,0 \times \frac{(7,091 - 0,1828)}{7,091} = 22,41 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = 23,0 \times \frac{(6,909 - 0,1828)}{7,091} = -21,82 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-21,82}{22,41} = -0,97$$

Onde Ψ é a relação σ_2/σ_1 empregada no cálculo do coeficiente de flambagem local k .

$$k = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi) \quad (\text{Caso "d" na tabela 4.2})$$

$$k = 4 + 2 \times (1 + 0,97)^3 + 2 \times (1 + 0,97) = 23,23$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1} \right)} \right]} = \frac{\frac{13,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{23,23 \times 20000}{22,41} \right)} \right]} = 1,091 \quad (\text{Ver equação 4.5})$$

Como $\lambda_p > 0,673$, poderá ocorrer flambagem local na alma do perfil. Portanto, deve ser calculada a largura efetiva deste elemento, b_{ef} , conforme segue:

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \leq b$$

(Ver equação 4.2)

$$b_{ef} = 13,634 \times \frac{1}{1,091} \times \left(1 - \frac{0,22}{1,091} \right) = 9,977 \text{ cm} \leq b = 13,634 \text{ cm}$$

$$b_c = 7,091 - 2 \times 0,0914 = 6,908 \text{ cm}$$

b_c é a largura da região comprimida da alma, calculada com base na seção efetiva (figura 6.15).

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = \frac{9,977}{(3 + 0,97)} = 2,513 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} = 0,5 b_{ef} = 0,5 \times 9,977 = 4,989 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 2,513 + 4,989 = 7,502 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} \leq b_c = 6,908 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 6,908 \text{ cm}$$

$b_{ef,1}$ e $b_{ef,2}$ são as larguras efetivas indicadas na figura 6.15.

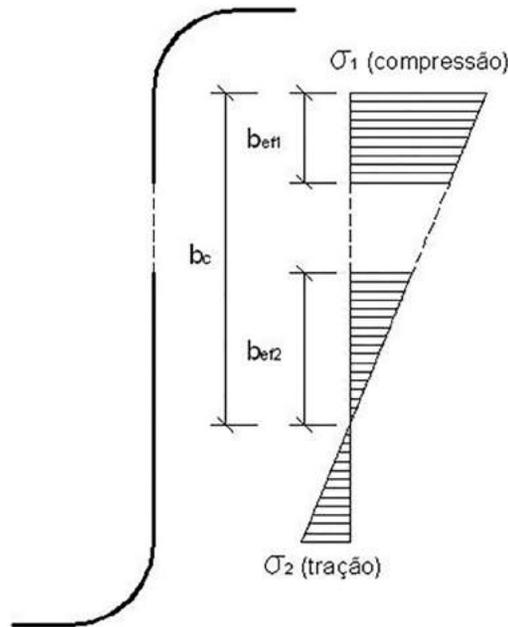


Figura 6.15 – Larguras efetivas para o elemento 1 sollicitado por um gradiente de tensão

A parte inefetiva da alma é:

$$b_{\text{inef}} = (b_{\text{ef1}} + b_{\text{ef2}}) - b_c = 6,908 - 6,908 = 0,000 \text{ cm}$$

Como não há parte inefetiva da alma, a posição da linha neutra não sofre alteração. Logo, a convergência é obtida.

Calculando as propriedades da seção efetiva, tem-se:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)	Ly ² (cm ³)	I _x ' (cm ³)
Mesa Superior	3,403	0,046	0,157	0,007	-
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Enrijecedor Superior	0,925	0,645	0,597	0,385	0,06595
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Alma	13,634	7,000	95,438	668,066	211,1974
Mesa Inferior	3,634	13,954	50,709	707,593	-
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535	180,137	0,08766
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990	41,576	0,00038
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990	41,576	0,00038
Soma	23,473	-	166,456	1639,344	211,353

$$I_x = \Sigma Ly^2 + \Sigma I_x' - [(y_{cg})^2 \Sigma L] = 1639,344 + 211,353 - [(7,091)^2 \times 23,473] = 670,4210 \text{ cm}^3$$

$$I_x = I_x t = 670,4210 \times 0,0914 = 61,276 \text{ cm}^4$$

I_x é o momento de inércia da seção efetiva considerando-se o “método linear”.

I_x é o momento de inércia da seção efetiva do perfil.

O módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida é calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme segue:

$$W_{ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{61,276}{7,091} = 8,64138 \text{ cm}^3$$

Sendo assim, o momento fletor resistente calculado com base no início do escoamento da seção efetiva é:

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{8,64138 \times 23,00}{1,1} \quad (\text{Ver equação 4.40})$$

$$\therefore M_{Rd} = 180,68 \text{ kN.cm}$$

6.3.1.2 – Método da seção efetiva

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo com base no início do escoamento, tem-se pelo método da seção efetiva que:

$$t_r = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,00 - t_r = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 140,00 - t_r = 139,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,00 - t_r = 11,964 \text{ mm}$$

Onde b_f , b_w , D são as dimensões nominais dos elementos que compõem o perfil e t_r é a espessura do revestimento metálico (sendo 0,018 mm em cada face da chapa).

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{39,964}{139,964} = 0,2855$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{11,964}{139,964} = 0,0855$$

Uma vez que μ é menor do que 0,1, o método da seção efetiva não se aplica.

6.3.2 – Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT)

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado por:

$$M_{Rd} = \chi_{FLT} W_{c,ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (\text{Ver equação 4.45})$$

$W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema comprimida, calculado com base no método da largura efetiva, adotando $\sigma = \chi_{FLT} f_y$, ou no método da seção efetiva.

6.3.2.1 – Método da largura efetiva

Obtido o valor de σ , procede-se os cálculos de forma análoga à do item 6.3.1.1, utilizando-se o processo iterativo para a determinação da posição da LN_c da seção efetiva e das propriedades geométricas correspondentes.

a) Verificação da mesa comprimida (elemento 2)

Para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x) e, de acordo com as prescrições apresentadas no item 4.6.1.2, tem-se:

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (\text{Ver equação 4.54})$$

M_e é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico.

Conforme item 4.5.2.1, tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 4,51}{(1,00 \times 120)^2} = 61,82 \text{ kN} \quad (\text{Ver equação 4.31})$$

N_{ey} é a força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y.

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left\{ GJ + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right] \right\} \quad (\text{Ver equação 4.32})$$

onde $r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2$

$$N_{ez} = \frac{1}{(6,17)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,0060) + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 179,14}{(1,00 \times 120)^2} \right] \right\} = 65,72 \text{ kN}$$

N_{ez} é a força axial de flambagem global elástica por torção.

C_b é o coeficiente de equivalência de momento na flexão, que a favor da segurança é tomado igual a 1,0 neste exemplo.

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5}$$

$$M_e = 1,0 \times 6,17 \times (61,82 \times 65,72)^{0,5} = 393,28 \text{ kN.cm}$$

$$W_c = W_x = 8,96 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_0 = \left[\frac{(W_c f_y)}{M_e} \right]^{0,5} = \left[\frac{(8,96 \times 23,00)}{393,28} \right]^{0,5} = 0,724 \quad (\text{Ver equação 4.53})$$

$$\text{Para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336: \chi_{\text{FLT}} = 1,11 \times (1 - 0,278 \lambda_0^2)$$

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da barra associado à flambagem global.

$$\chi_{\text{FLT}} = 0,948$$

χ_{FLT} é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção da barra.

A tensão de compressão relacionada ao momento fletor de flambagem lateral com torção é:

$$\sigma = \chi_{\text{FLT}} f_y = 0,948 \times 23,00 = 21,80 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando-se esta tensão aplicada ao elemento 2, tem-se:

$$b = 4,0 - 4t = 4,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 3,634 \text{ cm}$$

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20000}{21,80} \right)} \right]} = 2,107$$

$$\lambda_{p0} > 0,673$$

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 399 t^4 [0,487 \lambda_{p0} - 0,328]^3 = 399 \times 0,0914^4 \times [0,487 \times 2,107 - 0,328]^3 = 0,00947 \text{ cm}^4$$

$$I_a \leq t^4 [56 \lambda_{p0} + 5] = 0,0914^4 \times [56 \times 2,107 + 5] = 0,00858 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 0,00858 \text{ cm}^4$$

$$n = (0,582 - 0,122 \lambda_{p0}) \geq 1/3$$

$$n = (0,582 - 0,122 \times 2,107) = 0,3249 < 1/3$$

$$n = 0,3333$$

$$D = 1,2 - 0,0036 = 1,1964 \text{ cm} \quad b = 3,634 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{b} = \frac{1,1964}{3,634} = 0,329$$

$$0,25 < \frac{D}{b} \leq 0,80$$

$$I_s/I_a \leq 1$$

$$I_s/I_a = 0,0080/0,0086 = 0,9302$$

$$k = (4,82 - 5 D/b) (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,329) \times 0,9302^{0,3333} + 0,43 = 3,53$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,53 \times 20000}{21,80} \right)} \right]} = 0,735 \quad (\text{Ver equação 4.5})$$

Como $\lambda_p > 0,673$, poderá ocorrer flambagem local na mesa superior do perfil. Portanto, deve ser calculada a largura efetiva deste elemento, b_{ef} , que é definida para elementos AA (elementos com bordas vinculadas), conforme segue:

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \leq b$$

$$b_{ef} = 3,634 \times \frac{1}{0,735} \times \left(1 - \frac{0,22}{0,735} \right) = 3,464 \text{ cm} \leq b = 3,634 \text{ cm}$$

$$b_{ef} = 3,464 \text{ cm}$$

b) Verificação do enrijecedor de borda (elemento 3)

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm.}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{21,80} \right)} \right]} = 0,590$$

Como $\lambda_p = 0,590 < 0,673$

$$d_{ef} = 1,017 \text{ cm}$$

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a} \right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0086} \right) \times 1,017 = 0,946 \leq d_{ef} = 1,017$$

$$d_s = 0,946 \text{ cm}$$

c) Verificação da alma (elemento 1)

Primeira iteração: considerando a alma totalmente efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)
Mesa Superior	3,464	0,046	0,159
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,946	0,656	0,621
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	13,634	7,000	95,438
Mesa Inferior	3,634	13,954	50,709
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990
Soma	23,555	-	166,482

$$y_{cg} = \frac{166,482}{23,555} = 7,068 \text{ cm}$$

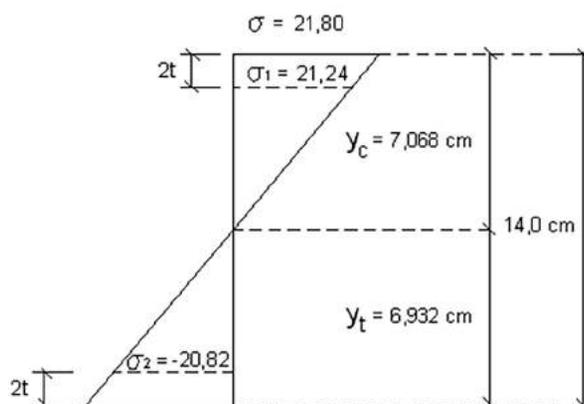


Figura 6.16 - Tensões na alma do perfil (elemento1)

Considerando-se a semelhança entre triângulos retângulos, tem-se:

$$\sigma_1 = 21,80 \times \frac{(7,068 - 0,1828)}{7,068} = 21,24 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = 21,80 \times \frac{(6,932 - 0,1828)}{7,068} = -20,82 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-20,82}{21,24} = -0,98$$

$$k = 4 + [2(1 - \Psi)^3] + [2(1 - \Psi)]$$

$$k = 4 + [2 \times (1 + 0,98)^3] + [2 \times (1 + 0,98)] = 23,48$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = \frac{\frac{13,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{23,48 \times 20000}{21,24}\right)}\right]} = 1,056$$

Como $\lambda_p > 0,673$, poderá ocorrer flambagem local na alma do perfil. Portanto, deve ser calculada a largura efetiva deste elemento b_{ef} , conforme segue:

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \leq b$$

$$b_{ef} = 13,634 \times \frac{1}{1,056} \times \left(1 - \frac{0,22}{1,056}\right) = 10,221 \text{ cm} \leq b = 13,634 \text{ cm}$$

$$b_c = 7,068 - 2 \times 0,0914 = 6,885 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = \frac{10,221}{(3 + 0,98)} = 2,568 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} = 0,5 b_{ef} = 0,5 \times 10,221 = 5,111 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 2,568 + 5,111 = 7,679 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} \leq b_c = 6,885 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 6,885 \text{ cm}$$

A parte inefetiva da alma é:

$$b_{inef} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = 6,885 - 6,885 = 0,000 \text{ cm}$$

Como não há parte inefetiva da alma, a posição da linha neutra não sofre alteração. Logo, a convergência é obtida.

Calculando as propriedades da seção efetiva, tem-se:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)	Ly ² (cm ³)	I _x ' (cm ³)
Mesa Superior	3,464	0,046	0,159	0,007	-
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Enrijecedor Superior	0,946	0,656	0,621	0,407	0,07055
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Alma	13,634	7,000	95,438	668,066	211,1974
Mesa Inferior	3,634	13,954	50,709	707,593	-
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535	180,137	0,08766
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990	41,576	0,00038
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990	41,576	0,00038
Soma	23,555	-	166,482	1639,366	211,3572

$$I_{x'} = \Sigma L_y^2 + \Sigma I_{x'}' - [(y_{cg}')^2 \Sigma L] = 1639,366 + 211,357 - [(7,068)^2 \times 23,555] = 673,995 \text{ cm}^3$$

$$I_x = I_{x'} t = 673,995 \times 0,0914 = 61,603 \text{ cm}^4$$

$$W_{c,ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{61,603}{7,068} = 8,7158 \text{ cm}^3$$

O momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção é:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} \times W_{ef} \times f_y}{\gamma} = \frac{0,948 \times 8,7158 \times 23,00}{1,1}$$

$$\therefore M_{Rd} = 172,76 \text{ kN.cm}$$

6.3.2.2 – Método da seção efetiva

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção, tem-se pelo método da seção efetiva que:

$$\chi_{FLT} = 0,948 \quad (\text{calculado anteriormente no item 6.3.2.1})$$

$$t_r = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,00 - t_r = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 140,00 - t_r = 139,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,00 - t_r = 11,964 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{39,964}{139,964} = 0,2855$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{11,964}{139,964} = 0,0855$$

Uma vez que μ é menor do que 0,1, o método da seção efetiva não se aplica.

6.3.3 – Momento calculado para a flambagem por distorção da seção transversal

Para as barras com seção transversal aberta sujeitas à flambagem distorcional, o momento fletor resistente de cálculo deve ser calculado pela expressão 4.58:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{dist} \times W \times f_y}{\gamma} \quad (\gamma = 1,10)$$

Onde:

χ_{dist} é o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional, calculado pelas expressões 4.59 e 4.60:

$$\chi_{dist} = \begin{cases} 1 & (\text{para } \lambda_{dist} \leq 0,673) \\ \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}} & (\text{para } \lambda_{dist} > 0,673) \end{cases}$$

λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional, dado por:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{dist}}}$$

$$W = W_x = 8,96 \text{ cm}^3$$

M_{dist} é o momento fletor de flambagem distorcional elástica, que deve ser calculado com base na análise de estabilidade elástica.

Um programa gratuito baseado no Método das Faixas Finitas, CUFSM 4.05 (Shafer, 2014), encontra-se disponível no site www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm. Este foi desenvolvido por Benjamin W. Schafer e é utilizado no presente trabalho para a determinação do momento fletor de flambagem distorcional elástica. Com base no programa, tem-se que:

$$M_{dist} = 274,23 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_{\text{dist}} = \sqrt{\frac{8,96 \times 23,00}{274,23}} = 0,867 \quad \therefore \quad \lambda_{\text{dist}} > 0,673$$

$$\chi_{\text{dist}} = \left(1 - \frac{0,22}{0,867}\right) \frac{1}{0,867} = 0,86$$

$$M_{\text{Rd}} = \frac{0,86 \times 8,96 \times 23,00}{1,10}$$

$$M_{\text{Rd}} = 161,12 \text{ kN.cm}$$

6.3.4 – Conclusão

O momento resistente de cálculo é o menor dos momentos determinados com base no início de escoamento, na flambagem lateral com torção e na flambagem distorcional.

Para a determinação do momento resistente de cálculo, com base no início do escoamento e na flambagem lateral com torção, foi utilizado o método da largura efetiva, obtendo-se os seguintes valores:

$$M_{\text{Rd}} = 172,76 \text{ kN.cm (FLT)} < M_{\text{Rd}} = 180,68 \text{ kN.cm (início de escoamento)}$$

Para a flambagem distorcional obteve-se:

$$M_{\text{Rd}} = 161,12 \text{ kN.cm}$$

Logo, o momento fletor resistente de cálculo da barra é:

$$M_{\text{Rd}} = 161,12 \text{ kN.cm}$$

6.4 – Montante Ue 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, submetido à flexão composta

Dados gerais:

Perfil Ue 90 x 40 x 12 e t = 0,95mm

Esforços de cálculo considerados:

Força axial de compressão solicitante de cálculo: $N_{\text{c,Sd}} = 3,69 \text{ kN}$

Momento fletor solicitante de cálculo em relação a x: $M_{x,Sd} = 42,63 \text{ kN}\cdot\text{cm}$

Momento fletor solicitante de cálculo em relação a y: $M_{y,Sd} = 0$

Comprimentos efetivos de flambagem global da barra considerando $K=1$, conforme permitido em 8.1 da ABNT 14762:2010 e considerando que os montantes estão travados lateralmente com bloqueadores e fitas de aço instalados à meia-altura do perfil, conforme detalha a figura 6.2:

$$K_x L_x = 2800 \text{ mm}; \quad K_y L_y = 1400 \text{ mm} \quad \text{e} \quad K_z L_z = 1400 \text{ mm}.$$

Propriedades geométricas:

$$A_g = 1,72 \text{ cm}^2 \quad I_x = 22,35 \text{ cm}^4 \quad I_y = 3,93 \text{ cm}^4 \quad W_x = 4,97 \text{ cm}^3$$

$$J = 0,0048 \text{ cm}^4 \quad C_w = 70,23 \text{ cm}^6 \quad x_0 = -3,19 \text{ cm} \quad r_0 = 5,05 \text{ cm}$$

Neste exemplo não é levada em consideração a presença das placas cimentícias especificadas para o revestimento externo da edificação analisada neste capítulo, quanto à sua provável participação no travamento dos montantes contra a flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo y e a flambagem global elástica por torção e quanto à sua provável contribuição na formação do painel de cisalhamento (diafragma vertical).

Existem outras indicações para os valores prováveis de K_z , quando são empregados bloqueadores e fitas de aço à meia-altura do montante. Um destes valores é igual a 0,80, que deve multiplicar a altura total do montante. YU (2000) indica que, teoricamente, para extremidades rotuladas $K_z = 1,0$ e para extremidades engastadas $K_z = 0,5$.

De modo prático, no presente exemplo considerou-se $K_z = 1,00$, resultando em um comprimento efetivo de flambagem por torção igual a 1400 mm. Isto porque o montante escolhido para dimensionamento tem bases rotuladas (foto 6.2) e pertence a um painel com travamento horizontal em seu plano nas extremidades e à meia-altura dos montantes, com bloqueadores e fitas de aço, conforme figura 6.2.

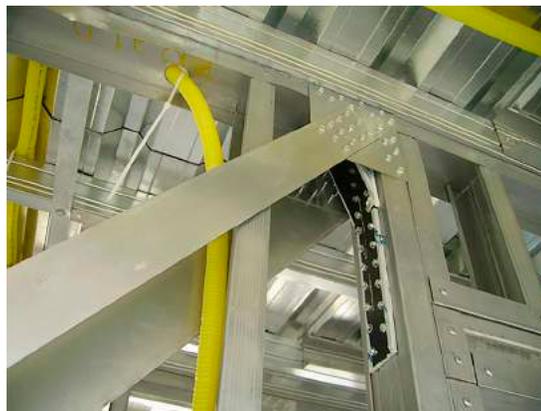


Foto 6.2 – Detalhe do sistema de contraventamento vertical com fitas de aço. (Fonte: arquivo dos autores).

Na figura 6.8 estão representados esquematicamente os esforços solicitantes na estrutura da edificação. A força axial de compressão solicitante de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo deverão satisfazer a equação de interação apresentada no item 4.7.

6.4.1 – Compressão

A força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser tomada como o menor valor calculado em 6.2.1.1 e 6.2.1.2, isto é: com base na flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção, e na flambagem distorcional.

6.4.1.1 – Determinação de $N_{c,Rd}$ com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção

A força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser calculada por:

$$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,2) \quad (\text{Ver equação 4.22})$$

6.4.1.1.1 – Método da largura efetiva

a) Determinação da Tensão $\sigma = \chi f_y$ a ser aplicada na seção transversal do perfil

A força axial de flambagem global elástica N_c de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos por flexão ou por flexo-torção.

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 22,35}{(280)^2} = 56,27 \text{ kN} \quad (\text{Ver equação 4.30})$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3,93}{(140)^2} = 39,58 \text{ kN} \quad (\text{Ver equação 4.31})$$

- Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left\{ GJ + \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} \right] \right\}, \text{ onde } r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2 \quad (\text{Ver equação 4.32})$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(5,05)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 70,23}{(140)^2} \right] \right\} = 29,18 \text{ kN}$$

- Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{\text{exz}} = \frac{N_{\text{ex}} + N_{\text{ez}}}{2 \left[1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{\text{ex}} N_{\text{ez}} \left[1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \right]}{(N_{\text{ex}} + N_{\text{ez}})^2}} \right] \quad (\text{Ver equação 4.35})$$

$$N_{\text{exz}} = \frac{56,27 + 29,18}{2 \times \left[1 - \left(\frac{-3,19}{5,05} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 56,27 \times 29,18 \times \left[1 - \left(\frac{-3,19}{5,05} \right)^2 \right]}{(56,27 + 29,18)^2}} \right]$$

$$N_{\text{exz}} = 22,91 \text{ kN}$$

Como $N_{\text{exz}} = 22,91 \text{ kN} < N_{\text{ey}} = 39,58 \text{ kN} \Rightarrow N_c = 22,91 \text{ kN}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,72 \times 23,00}{22,91}} = 1,31 \quad (\text{Ver equação 4.25})$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da barra associado à flambagem global.

$$\lambda_0 \leq 1,5 \Rightarrow \chi = 0,658 \lambda_0^2$$

$$\chi = 0,658^{1,31^2} = 0,49$$

χ é o fator de redução associado à flambagem global da barra.

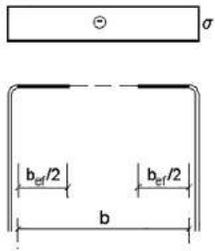
$$\sigma = \chi f_y = 0,49 \times 23,00 = 11,27 \text{ kN/cm}^2$$

b) Determinação da área efetiva A_{ef}

- Verificação da Alma (Elemento 1)

$$b = 9,0 - 4t = 9,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 8,634 \text{ cm}$$

$$k = 4 \text{ (caso "a" na tabela 4.2)}$$

Caso a		$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1,0$ $k = 4,0$
---------------	---	--

$$\lambda_p = \frac{b}{t} \left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right] = \frac{8,634}{0,0914} \left[0,95 \sqrt{\left(\frac{4 \times 20000}{11,27} \right)} \right] = 1,18 \quad (\text{Ver equação 4.5})$$

Como $\lambda_p > 0,673$, haverá flambagem local no elemento 1.

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \leq b \quad (\text{Ver equação 4.2})$$

$$b_{ef} = 8,634 \times \frac{1}{1,18} \times \left(1 - \frac{0,22}{1,18} \right) = 5,953 \text{ cm} \leq b = 8,634 \text{ cm}$$

$$b_{ef} = 5,953 \text{ cm}$$

- Verificação da Mesa (Elementos 2)

O cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda é feito considerando-se as prescrições constantes em 4.3.2 e as definições apresentadas na figura 6.17.

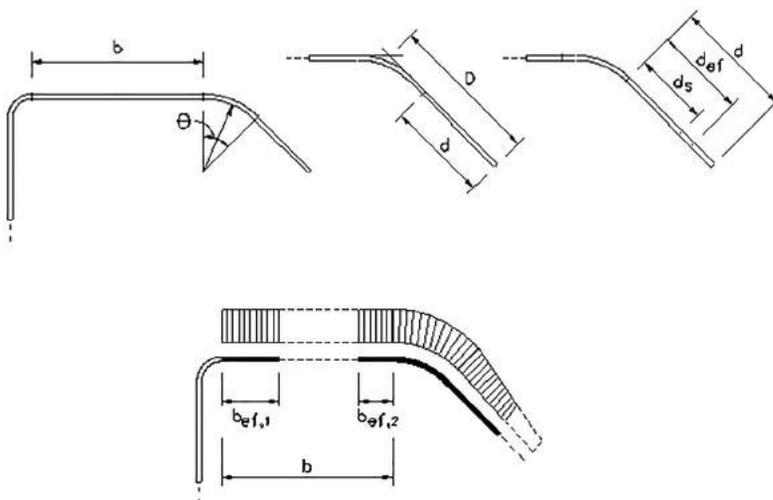


Figura 6.17 - Elemento uniformemente comprimido com enrijecedor de borda

b é a largura do elemento, dimensão plana sem incluir as dobras, dada por:

$$b = 4,0 - 4t = 4,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 3,634 \text{ cm.}$$

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{po}) é calculado conforme equação 4.7.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20000}{11,27}\right)}\right]} = 1,51$$

$$\lambda_{po} > 0,673$$

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centróide e é paralelo ao elemento a ser enrijecido. Para enrijecedor de borda, a região das dobras entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não deve ser considerada como parte integrante do enrijecedor.

$$I_a = 399 t^4 [0,487 \lambda_{po} - 0,328]^3 = 399 \times 0,0914^4 \times [0,487 \times 1,51 - 0,328]^3 = 0,00188 \text{ cm}^4$$

$$I_a \leq t^4 [56 \lambda_{po} + 5] = 0,0914^4 \times [56 \times 1,51 + 5] = 0,00625 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 0,00188 \text{ cm}^4$$

I_a é momento de inércia de referência do enrijecedor de borda. Ou seja, I_a é o momento de inércia do enrijecedor ideal para dar apoio ao elemento 2.

$$n = (0,582 - 0,122 \lambda_{po}) \geq 1/3$$

$$n = (0,582 - 0,122 \times 1,51) = 0,3978 > 1/3$$

$$n = 0,3978$$

$$D = 1,2 - 0,0036 = 1,1964 \text{ cm} \quad b = 3,634 \text{ cm}$$

D é a largura nominal do enrijecedor de borda, incluindo a dobra.

$$\frac{D}{b} = \frac{1,1964}{3,634} = 0,329$$

$$0,25 < \frac{D}{b} \leq 0,80$$

$$I_s/I_a \leq 1$$

$$I_s/I_a = 0,0080/0,0019 = 4,2105 > 1$$

$$I_s/I_a = 1$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$$k = (4,82 - 5 D/b) (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,329) \times 1^{0,3978} + 0,43 = 3,61$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,61 \times 20000}{11,27} \right)} \right]} = 0,523 < 0,673$$

Como $\lambda_p = 0,523 < 0,673$, não haverá flambagem local no elemento 2.

$$b_{ef} = 3,634 \text{ cm}$$

- Verificação do enrijecedor de borda (Elemento 3)

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

d é a largura da parte plana do enrijecedor de borda

k = 0,43 (coeficiente de flambagem local para o elemento 3, conforme caso "a" da tabela 4.3)

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{11,27} \right)} \right]} = 0,424$$

Como $\lambda_p = 0,424 < 0,673$ não haverá flambagem local do enrijecedor.

$$d_{ef} = 1,017 \text{ cm (largura efetiva do enrijecedor de borda)}$$

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a} \right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

Onde d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0019} \right) \times 1,017 = 4,282 > d_{ef} = 1,017$$

$$d_s = 1,017 \text{ cm}$$

$$A_{cf} = A_g - A_{inef}$$

$$A_g = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{inef} = [(8,634 - 5,953) + 2 \times (3,634 - 3,634) + 2 \times (1,017 - 1,017)] \times 0,0914 = 0,245 \text{ cm}^2$$

$$A_{cf} = 1,72 - 0,245 = 1,475 \text{ cm}^2$$

c) Determinação de $N_{c,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,49 \times 1,475 \times 23,00}{1,2}$$

$$N_{c,Rd} = 13,85 \text{ kN}$$

6.4.1.1.2 – Método da seção efetiva

Para o cálculo da força axial de compressão resistente de cálculo com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção, tem-se pelo método da seção efetiva que:

$$\chi = 0,49 \quad (\text{calculado anteriormente no item 6.4.1.1.1})$$

$$t_r = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,00 - t_r = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 90,00 - t_r = 89,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,00 - t_r = 11,964 \text{ mm}$$

Onde b_f , b_w , D são as dimensões nominais dos elementos que compõem o perfil e t_r é a espessura do revestimento metálico (sendo 0,018 mm em cada face da chapa).

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{39,964}{89,964} = 0,444$$

$$\frac{D}{b_w} = \frac{11,964}{89,964} = 0,133 \quad \rightarrow \quad 0,1 \leq \frac{D}{b_w} \leq 0,3$$

Com base na tabela 10 (caso b) da ABNT NBR 14762:2010, tem-se para o valor do coeficiente de flambagem local da seção completa k_ℓ em barras sob compressão centrada:

$$k_\ell = 5,484$$

A força axial de flambagem local elástica pode ser calculada por:

$$N_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} A = 5,484 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1-0,30^2)(8,9964/0,0914)^2} \times 1,72 = 17,60 \text{ kN}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi A f_y}{N_\ell}} = \sqrt{\frac{0,49 \times 1,72 \times 23,00}{17,60}} = 1,049$$

$$\lambda_p > 0,776$$

$$A_{\text{ef}} = \frac{A}{\lambda_p^{0,8}} \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_p^{0,8}} \right) = \frac{1,72}{1,049^{0,8}} \times \left(1 - \frac{0,15}{1,049^{0,8}} \right) = 1,416 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times A_{\text{ef}} \times f_y}{\gamma} = \frac{0,49 \times 1,416 \times 23,00}{1,2}$$

$$N_{c,Rd} = 13,30 \text{ kN}$$

6.4.1.2 – Determinação de $N_{c,Rd}$ com base na flambagem distorcional

Com o objetivo de simplificar o dimensionamento, no item 9.7.3 da ABNT NBR 14762:2010 são apresentadas algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem distorcional.

A tabela 11 da norma brasileira apresenta os valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U enrijecido (vide figura 6.9) submetidas à compressão centrada para dispensar a verificação da flambagem distorcional.

Para o perfil Ue 90x40x12x0,95, tem-se:

$$t_r = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,0 - 0,036 = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 90,0 - 0,036 = 89,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,0 - 0,036 = 11,964 \text{ mm}$$

$$t = 0,95 - 0,036 = 0,914 \text{ mm}$$

$$b_f / b_w = 0,444$$

$$b_w / t = 98,429$$

$$D/b_w = 0,133$$

Analisando as relações obtidas, pode-se concluir que fica dispensada a verificação da flambagem distorcional, por não corresponder esta ao modo crítico do perfil Ue 90x40x0,95 quando submetido à compressão centrada.

6.4.1.3 – Conclusão

A força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser tomada como o menor valor calculado em 6.4.1.1 e 6.4.1.2, isto é: com base na flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção e na flambagem distorcional.

Para a flambagem da barra por flexão, torção ou flexo-torção foram utilizados o método da largura efetiva e o método da seção efetiva. A ABNT NBR 14762:2010 permite a adoção de qualquer um destes dois resultados encontrados. Neste trabalho será considerado o valor de $N_{c,Rd} = 13,30 \text{ kN}$.

Uma vez que a flambagem distorcional não caracteriza o modo crítico do perfil, conforme visto no item 6.4.1.2, tem-se que:

$$N_{c,Rd} = 13,30 \text{ kN}$$

que corresponde à flambagem da barra por flexo-torção.

6.4.2 – Flexão

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado em 6.4.2.1 a 6.4.2.3.

6.4.2.1 – Momento calculado com base no início do escoamento

6.4.2.1.1 – Método da largura efetiva

a) Verificação da mesa comprimida (elemento 2)

O cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de

borda é feito considerando-se as prescrições constantes em 4.3.2 e as definições apresentadas na figura 6.13.

$$b = 4,0 - 4t = 4,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 3,634 \text{ cm.}$$

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento () é calculado conforme equação 4.7.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20000}{23,00} \right)} \right]} = 2,164$$

$$\lambda_{po} \geq 0,673:$$

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 399 t^4 [0,487 \lambda_{po} - 0,328]^3 = 399 \times 0,0914^4 \times [0,487 \times 2,164 - 0,328]^3 = 0,0106 \text{ cm}^4$$

$$I_a \leq t^4 [56 \lambda_{po} + 5] = 0,0914^4 \times [56 \times 2,164 + 5] = 0,0088 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 0,0088 \text{ cm}^4$$

$$n = (0,582 - 0,122 \lambda_{po}) \geq 1/3$$

$$n = (0,582 - 0,122 \times 2,164) = 0,3180 < 1/3$$

$$n = 0,3333$$

$$D = 1,2 - 0,0036 = 1,1964 \text{ cm} \quad b = 3,634 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{b} = \frac{1,1964}{3,634} = 0,329$$

$$0,25 < \frac{D}{b} \leq 0,80$$

$$I_s/I_a \leq 1$$

$$I_s/I_a = 0,0080/0,0088 = 0,9091$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$$k = (4,82 - 5 D/b) (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,329) \times 0,9091^{0,333} + 0,43 = 3,51$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,51 \times 20000}{23,00}\right)}\right]} = 0,758$$

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \leq b$$

$$b_{ef} = 3,634 \times \frac{1}{0,758} \times \left(1 - \frac{0,22}{0,758}\right) = 3,403 \text{ cm} \leq b = 3,634 \text{ cm}$$

$b_{ef} = 3,403 \text{ cm}$

b) Verificação do enrijecedor de borda (Elemento 3)

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm.}$$

d é a largura do enrijecedor de borda.

Na primeira iteração do cálculo por aproximações sucessivas, considera-se que o enrijecedor de borda está submetido a um diagrama de tensão uniforme, de valor igual ao da tensão que solicita a mesa do perfil.

$k = 0,43$, conforme tabela 4.3.

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{23,00}\right)}\right]} = 0,606$$

Como $\lambda_p = 0,606 < 0,673$, não haverá flambagem local.

$d_{ef} = 1,017 \text{ cm}$ (largura efetiva do enrijecedor de borda)

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0088}\right) \times 1,017 = 0,925 < d_{ef} = 1,017$$

$d_s = 0,925 \text{ cm}$

c) Verificação da alma (elemento 1)

Nesta etapa, a posição da Linha Neutra da Seção Efetiva (LNe) é determinada considerando-se um processo iterativo, conseguindo-se a convergência quando a posição da LNe de uma iteração não diferenciar mais do que 5% da posição da LNe da iteração anterior.

Os cálculos das propriedades da seção efetiva do perfil são realizados empregando-se o “método linear”, isto é, todo o material é admitido como concentrado na linha média da seção (linha do esqueleto) e os elementos são tratados isoladamente como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras). Os valores assim obtidos são multiplicados pela espessura t , de maneira a obter as propriedades geométricas desejadas.

O Teorema do Eixo Paralelo é utilizado para os cálculos do momento de inércia da seção efetiva.

Primeira iteração: considerando a alma totalmente efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)
Mesa Superior	3,403	0,046	0,157
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,925	0,645	0,597
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	8,634	4,500	38,853
Mesa Inferior	3,634	8,954	32,539
Enrijecedor Inferior	1,017	8,309	8,450
Canto Inferior Esquerdo	0,215	8,905	1,915
Canto Inferior Direito	0,215	8,905	1,915
Soma	18,473	-	84,466

$$y_{cg} = \frac{84,466}{18,473} = 4,572 \text{ cm}$$

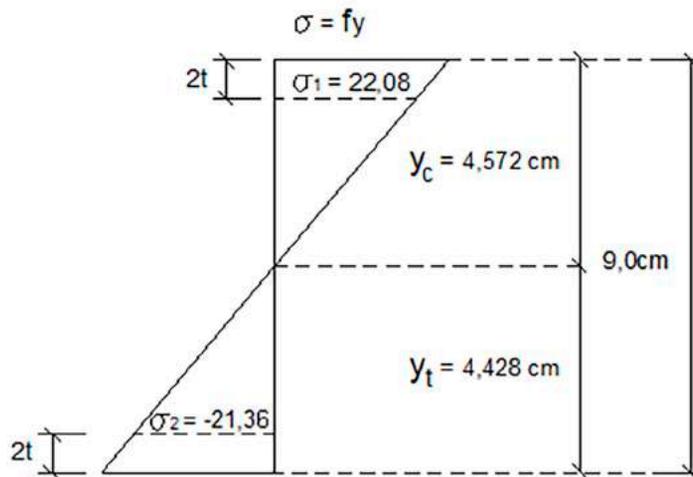


Figura 6.18 – Tensões na alma do perfil (elemento1)

Considerando-se a semelhança entre triângulos retângulos (figura 6.18), tem-se:

$$\sigma_1 = 23,0 \times \frac{(4,572 - 0,1828)}{4,572} = 22,08 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = 23,0 \times \frac{(4,428 - 0,1828)}{4,572} = -21,36 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0,97$$

Onde Ψ é a relação σ_2/σ_1 empregada no cálculo do coeficiente de flambagem local k .

$$k = 4 + 2(1 - \Psi)^3 + 2(1 - \Psi) \quad \text{(Caso "d" na tabela 4.2)}$$

$$k = 4 + 2 \times (1 + 0,97)^3 + 2 \times (1 + 0,97) = 23,23$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = \frac{\frac{8,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{23,23 \times 20000}{22,08}\right)}\right]} = 0,685$$

Como $\lambda_p > 0,673$, poderá ocorrer flambagem local na alma do perfil. Portanto, deve ser calculada a largura efetiva deste elemento, b_{ef} , conforme segue:

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) = 8,556 \text{ cm} < b = 8,634 \text{ cm}$$

$$b_c = y_{cg} - 2t = 4,572 - 0,1828 = 4,389 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = 2,155 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} = 0,5 b_{cf} = 4,278 \text{ cm}$$

b_{ef1} e b_{ef2} são as larguras efetivas indicadas na figura 6.15.

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 6,433 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} \leq b_c = 4,389 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 4,389 \text{ cm}$$

A parte inefetiva da alma é:

$$b_{inef} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = 0,000 \text{ cm}$$

Como não há parte inefetiva da alma, a posição da linha neutra não sofre alteração. Logo, a convergência é obtida.

Calculando as propriedades da seção efetiva, tem-se:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)	Ly ² (cm ³)	I _x ' (cm ³)
Mesa Superior	3,403	0,046	0,157	0,007	-
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Enrijecedor Superior	0,925	0,645	0,597	0,385	0,06595
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Alma	8,634	4,500	38,853	174,839	53,63582
Mesa Inferior	3,634	8,954	32,539	291,354	-
Enrijecedor Inferior	1,017	8,309	8,450	70,211	0,08766
Canto Inferior Esquerdo	0,215	8,905	1,915	17,053	0,00038
Canto Inferior Direito	0,215	8,905	1,915	17,053	0,00038
Soma	18,473	-	84,466	570,906	53,79095

$$I_{x'} = \Sigma Ly^2 + \Sigma I_x' - [(y_{cg})^2 \Sigma L] = 570,906 + 53,791 - [(4,572)^2 \times 18,473] = 238,552 \text{ cm}^3$$

$$I_x = I_{x'} t = 238,552 \times 0,0914 = 21,804 \text{ cm}^4$$

$I_{x'}$ é o momento de inércia da seção efetiva considerando-se o “método linear”.

I_x é o momento de inércia da seção efetiva do perfil.

O módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida é calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme segue:

$$W_{ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{21,804}{4,572} = 4,769 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{4,769 \times 23,00}{1,1}$$

(Ver equação 4.40)

$$\therefore M_{Rd} = 99,72 \text{ kN.cm}$$

6.4.2.1.2 – Método da seção efetiva

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo com base no início do escoamento, tem-se pelo método da seção efetiva que:

$$t_r = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,00 - t_r = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 90,00 - t_r = 89,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,00 - t_r = 11,964 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{39,964}{89,964} = 0,444$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{11,964}{89,964} = 0,133$$

Com base na tabela 13 (caso b) da ABNT NBR 14762:2010, tem-se para o valor do coeficiente de flambagem local da seção completa k_ℓ em barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia:

$$k_\ell = 22,116$$

O momento fletor de flambagem local elástica pode ser calculado por:

$$M_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} W_c = 22,116 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1-0,30^2)(8,9964/0,0914)^2} \times 4,97 = 205,081 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{W f_y}{M_\ell}} = \sqrt{\frac{4,97 \times 23,00}{205,081}} = 0,747$$

$$\lambda_p > 0,673$$

$$W_{ef} = \frac{W}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) = \frac{4,97}{0,747} \times \left(1 - \frac{0,22}{0,747} \right) = 4,694 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{4,694 \times 23,00}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 98,15 \text{ kN.cm}$$

6.4.2.2 – Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT)

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, deve ser calculado por:

$$M_{Rd} = [\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y] / \gamma \quad (\gamma = 1,1) \quad (\text{Ver equação 4.45})$$

$W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base no método da largura efetiva, adotando $\sigma = \chi_{FLT} f_y$, ou no método da seção efetiva.

6.4.2.2.1 – Método da largura efetiva

Obtido o valor de σ , procede-se os cálculos de forma análoga à do subitem 6.4.2.1.1, utilizando-se o processo iterativo para a determinação da posição da LN_c da seção efetiva e das propriedades geométricas correspondentes.

a) Verificação da mesa comprimida (elemento 2)

Para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x) e, de acordo com as prescrições apresentadas no item 4.6.1.2, tem-se:

$$M_c = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5} \quad (\text{Ver equação 4.54})$$

M_c é o momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico.

Conforme item 4.5.2.1, tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3,93}{(1,00 \times 140)^2} = 39,58 \text{ kN}$$

N_{ey} é a força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y.

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

$$\text{onde } r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(5,05)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 70,23}{(1,00 \times 140)^2} \right] \right\} = 29,18 \text{ kN}$$

N_{ez} é a força axial de flambagem elástica por torção

C_b é o coeficiente de equivalência de momento na flexão, que a favor da segurança é tomado igual a 1,0 neste exemplo.

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5}$$

$$M_e = 1,0 \times 5,05 \times (39,58 \times 29,18)^{0,5} = 171,62 \text{ kN.cm}$$

$$W_c = W_x = 4,97 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_0 = \left[\frac{(W_c f_y)}{M_e} \right]^{0,5} = \left[\frac{(4,97 \times 23,00)}{171,62} \right]^{0,5} = 0,816$$

$$\text{Para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336: \chi_{FLT} = 1,11 \times (1 - 0,278 \lambda_0^2)$$

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da barra associado à flambagem global.

$$\chi_{FLT} = 0,905$$

χ_{FLT} é o fator de redução associado à flambagem lateral com torção da barra.

A tensão de compressão associada ao momento fletor de flambagem lateral com torção é:

$$\sigma = \chi_{FLT} f_y = 0,905 \times 23,0 = 20,82 \text{ kN/cm}^2$$

Considerando-se esta tensão aplicada ao elemento 2, tem-se:

$$b = 4,0 - 4t = 4,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 3,634 \text{ cm}$$

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20000}{20,82} \right)} \right]} = 2,059$$

$$\lambda_{p0} > 0,673$$

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 399 t^4 [0,487\lambda_{po} - 0,328]^3 = 399 \times 0,0914^4 \times [0,487 \times 2,059 - 0,328]^3 = 0,00855 \text{ cm}^4$$

$$I_a \leq t^4 [56\lambda_{po} + 5] = 0,0914^4 \times [56 \times 2,059 + 5] = 0,00840 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 0,00840 \text{ cm}^4$$

$$n = (0,582 - 0,122\lambda_{po}) \geq 1/3$$

$$n = (0,582 - 0,122 \times 2,059) = 0,3308 < 1/3$$

$$n = 0,3333$$

$$D = 1,2 - 0,0036 = 1,1964 \text{ cm} \quad b = 3,634 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{b} = \frac{1,1964}{3,634} = 0,329$$

$$0,25 < \frac{D}{b} \leq 0,80$$

$$I_s/I_a \leq 1$$

$$I_s/I_a = 0,0080/0,0084 = 0,9524$$

$$k = (4,82 - 5 D/b) (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,329) \times 0,9524^{0,3333} + 0,43 = 3,55$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,55 \times 20000}{20,82}\right)}\right]} = 0,717$$

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \leq b$$

$$b_{ef} = 3,634 \times \frac{1}{0,717} \times \left(1 - \frac{0,22}{0,717}\right) = 3,513 \text{ cm} < b = 3,634 \text{ cm}$$

$$b_{ef} = 3,513 \text{ cm}$$

b) Verificação do enrijecedor de borda (elemento 3)

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm.}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{20,82} \right)} \right]} = 0,576$$

Como $\lambda_p = 0,576 < 0,673$, não haverá flambagem local no enrijecedor.

$$d_{ef} = 1,017 \text{ cm}$$

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a} \right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0084} \right) \times 1,017 = 0,969 \text{ cm} < d_{ef} = 1,017 \text{ cm}$$

$d_s = 0,969 \text{ cm}$

c) Verificação da alma (elemento 1)

Primeira iteração: considerando a alma totalmente efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)
Mesa Superior	3,513	0,046	0,162
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,969	0,667	0,646
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	8,634	4,500	38,853
Mesa Inferior	3,634	8,954	32,539
Enrijecedor Inferior	1,017	8,309	8,450
Canto Inferior Esquerdo	0,215	8,905	1,915
Canto Inferior Direito	0,215	8,905	1,915
Soma	18,627	-	84,520

$$y_{cg} = 84,520/18,627 = 4,537 \text{ cm}$$

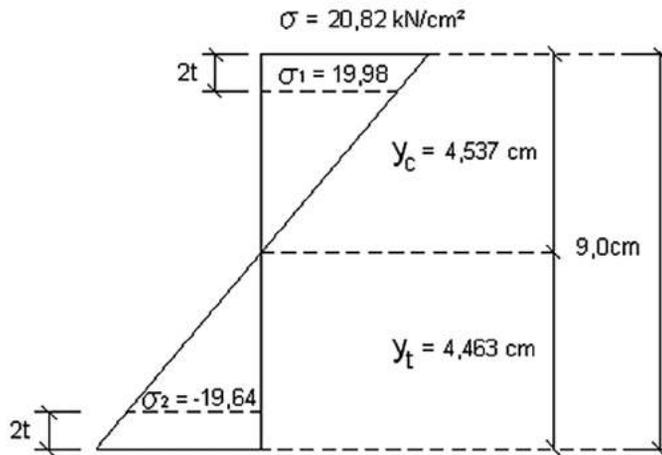


Figura 6.19 - Tensões na alma do perfil (elemento1)

Considerando-se a semelhança entre triângulos retângulos (figura 6.19), tem-se:

$$\sigma_1 = 20,82 \times \frac{(4,537 - 0,1828)}{4,537} = 19,98 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = 20,82 \times \frac{(4,463 - 0,1828)}{4,537} = -19,64 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-19,64}{19,98} = -0,98$$

$$k = 4 + [2(1 - \Psi)^3] + [2(1 - \Psi)]$$

$$k = 4 + [2 \times (1 + 0,98)^3] + [2 \times (1 + 0,98)] = 23,48$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = \frac{\frac{8,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{23,48 \times 20000}{19,98}\right)}\right]} = 0,649$$

Como $\lambda_p < 0,673 \Rightarrow$ não ocorre a flambagem local na alma

Uma vez que não há flambagem local no elemento 1 (alma), não há a necessidade de outra iteração. Logo, tem-se que:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)	Ly ² (cm ³)	I _x ' (cm ³)
Mesa Superior	3,513	0,046	0,162	0,007	-
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Enrijecedor Superior	0,969	0,667	0,646	0,431	0,07582
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00000
Alma	8,634	4,500	38,853	174,839	53,63582
Mesa Inferior	3,634	8,954	32,539	291,354	-
Enrijecedor Inferior	1,017	8,309	8,450	70,211	0,08766
Canto Inferior Esquerdo	0,215	8,905	1,915	17,053	0,00038
Canto Inferior Direito	0,215	8,905	1,915	17,053	0,00038
Soma	18,627	-	84,520	570,952	53,80082

$$y_{cg} = 4,537 \text{ cm}$$

$$I_{x'} = \Sigma L_y^2 + \Sigma I_x' - [(y_{cg})^2 \Sigma L] = 570,952 + 53,80082 - [(4,537)^2 \times 18,627] = 241,328 \text{ cm}^3$$

$$I_x = I_{x'} t = 241,328 \times 0,0914 = 22,057 \text{ cm}^4$$

$$W_{c,ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{22,057}{4,537} = 4,8616 \text{ cm}^3$$

O momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção é:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,905 \times 4,8616 \times 23,00}{1,1}$$

$$\therefore M_{Rd} = 91,99 \text{ kN.cm}$$

6.4.2.2.2 – Método da seção efetiva

Para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção, tem-se pelo método da seção efetiva que:

$$\chi_{FLT} = 0,905 \quad (\text{calculado anteriormente no item 6.4.2.2.1})$$

$$t_r = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,00 - t_r = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 90,00 - t_r = 89,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,00 - t_r = 11,964 \text{ mm}$$

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = \frac{39,964}{89,964} = 0,444$$

$$\mu = \frac{D}{b_w} = \frac{11,964}{89,964} = 0,133$$

Com base na tabela 13 (caso b) da ABNT NBR 14762:2010, tem-se para o valor do coeficiente de flambagem local da seção completa em barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia que:

$$k_\ell = 22,116$$

O momento fletor de flambagem local elástica pode ser calculado por:

$$M_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} W_c = 22,116 \times \frac{\pi^2 \times 20000}{12(1-0,30^2)(8,9964/0,0914)^2} \times 4,97 = 205,081 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi_{FLT} W_c f_y}{M_\ell}} = \sqrt{\frac{0,905 \times 4,97 \times 23,00}{205,081}} = 0,710$$

$$\lambda_p > 0,673$$

$$W_{ef} = \frac{W}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) = \frac{4,97}{0,710} \times \left(1 - \frac{0,22}{0,710}\right) = 4,831 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} \times W_{ef} \times f_y}{\gamma} = \frac{0,905 \times 4,831 \times 23,00}{1,1}$$

$$M_{Rd} = 91,42 \text{ kN.cm}$$

6.4.2.3 – Verificação da flambagem distorcional

Com o objetivo de simplificar o dimensionamento, no item 9.8.2.3 da ABNT NBR 14762:2010 são apresentadas algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem distorcional.

A tabela 14 da norma brasileira apresenta os valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U enrijecido e Z enrijecido submetidas à flexão simples em torno do eixo de maior inércia para dispensar a verificação da flambagem distorcional.

Para o perfil Ue 90x40x12x0,95, tem-se:

$$t_f = 0,036 \text{ mm}$$

$$b_f = 40,0 - 0,036 = 39,964 \text{ mm}$$

$$b_w = 90,0 - 0,036 = 89,964 \text{ mm}$$

$$D = 12,0 - 0,036 = 11,964 \text{ mm}$$

$$t = 0,95 - 0,036 = 0,914 \text{ mm}$$

$$b_f/b_w = 0,444$$

$$b_w/t = 98,429$$

$$D/b_w = 0,133$$

Analisando as relações obtidas, pode-se concluir que fica dispensada a verificação da flambagem distorcional, por não corresponder esta ao modo crítico do perfil Ue 90x40x0,95 quando submetido à flexão.

6.4.2.4 – Conclusão

O momento fletor resistente de cálculo é o menor dos momentos determinados com base no início de escoamento ou para a flambagem lateral com torção, uma vez que a flambagem distorcional não caracteriza o modo crítico do perfil, conforme visto no item 6.4.2.3.

Para a determinação do momento fletor resistente de cálculo com base no início de escoamento e na flambagem lateral com torção foram utilizados o método da largura efetiva e o método da seção efetiva. A ABNT NBR 14762:2010 permite a adoção de qualquer um destes dois métodos. Neste trabalho serão considerados os valores:

$$M_{Rd} = 91,42 \text{ kN.cm (FLT)} < M_{Rd} = 98,15 \text{ kN.cm (início de escoamento)}$$

Então:

$$M_{Rd} = 91,42 \text{ kN.cm}$$

6.4.3 – Flexão composta

A força axial solicitante de cálculo e o momento fletor solicitante de cálculo devem satisfazer a seguinte equação de interação:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (\text{Ver equação 4.61})$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo, considerada constante na barra;

$M_{x,Sd}$; $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos x e y, respectivamente;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo, conforme item 4.5;

$M_{x,Rd}$; $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados conforme item 4.6.

Para o montante considerado, a ação do vento gera momento apenas em relação ao eixo x, simplificando as verificações. Logo, para os cálculos, tem-se:

$$N_{c,Sd} = 3,69 \text{ kN}$$

$$M_{x,Sd} = 42,63 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,Sd} = 0$$

$$N_{c,Rd} = 13,30 \text{ kN}$$

$$M_{x,Rd} = 91,42 \text{ kN.cm}$$

Resultando:

$$\frac{3,69}{13,30} + \frac{42,63}{91,42} + 0 = 0,74 < 1,0 \quad \text{OK}$$

6.5 – Montante Ue 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, submetido a flexão composta, com aplicação do método da resistência direta

Dados gerais:

Perfil Ue 90 x 40 x 12 e t = 0,95mm

Esforços de cálculo considerados:

Força axial de compressão solicitante de cálculo: $N_{c,Sd} = 3,69 \text{ kN}$

Momento fletor solicitante de cálculo em relação a x: $M_{x,Sd} = 42,63 \text{ kN.cm}$

Momento fletor solicitante de cálculo em relação a y: $M_{y,Sd} = 0$

Comprimentos efetivos de flambagem global da barra considerando $K=1$, conforme permitido em 8.1 da ABNT 14762:2010 e considerando que os montantes estão travados lateralmente com bloqueadores e fitas de aço instalados à meia-altura do perfil, conforme detalha a figura 6.2:

$$K_x L_x = 2800 \text{ mm}; \quad K_y L_y = 1400 \text{ mm} \quad \text{e} \quad K_z L_z = 1400 \text{ mm}.$$

Propriedades geométricas:

$$A_g = 1,72 \text{ cm}^2 \quad I_x = 22,35 \text{ cm}^4 \quad I_y = 3,93 \text{ cm}^4 \quad W_x = 4,97 \text{ cm}^3$$

$$J = 0,0048 \text{ cm}^4 \quad C_w = 70,23 \text{ cm}^6 \quad x_0 = -3,19 \text{ cm} \quad r_0 = 5,05 \text{ cm}$$

Neste exemplo é dimensionado o mesmo montante apresentado em 6.4, para o qual será considerado o Método da Resistência Direta.

6.5.1 – Barra submetida à compressão centrada (ABNT NBR 14762:2010, item C.3)

O valor característico da força axial de compressão resistente $N_{c,Rk}$ deve ser tomado como o menor valor calculado para a flambagem global, local e distorcional, $N_{c,Re}$, $N_{c,Rl}$ e $N_{c,Rdist}$, respectivamente, os quais devem ser obtidos conforme em 6.5.1.1 a 6.5.1.3.

A força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ é dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{N_{c,Rk}}{\gamma} \quad (\gamma = 1,20)$$

6.5.1.1 – Flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção

$$N_{c,Re} = \begin{cases} (0,658^{\lambda_0^2}) A_g f_y & (\text{para } \lambda_0 \leq 1,5) \\ \left(\frac{0,877}{\lambda_0^2} \right) A_g f_y & (\text{para } \lambda_0 > 1,5) \end{cases}$$

Onde:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_c}}$$

λ_0 é o índice de esbelteza reduzido associado à flambagem global e N_c é a força axial de flambagem global elástica.

A força axial de flambagem global elástica N_c de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos por flexão em torno do eixo y ou por flexo-torção.

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 22,35}{(280)^2} = 56,27 \text{ kN}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3,93}{(140)^2} = 39,58 \text{ kN}$$

- Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left\{ GJ + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right] \right\}, \text{ onde } r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(5,05)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 70,23}{(140)^2} \right] \right\} = 29,18 \text{ kN}$$

- Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

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

$$N_{exz} = \frac{56,27 + 29,18}{2 \times \left[1 - \left(\frac{-3,19}{5,05} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 56,27 \times 29,18 \times \left[1 - \left(\frac{-3,19}{5,05} \right)^2 \right]}{(56,27 + 29,18)^2}} \right]$$

$$N_{exz} = 22,91 \text{ kN}$$

Como $N_{\text{exz}} = 22,91 \text{ kN} < N_{\text{ev}} = 39,58 \text{ kN} \Rightarrow N_e = 22,91 \text{ kN}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,72 \times 23,00}{22,91}} = 1,31$$

$$\lambda_0 < 1,5 \Rightarrow N_{\text{c,Re}} = (0,658^{1,31^2}) \times 1,72 \times 23,00$$

$$N_{\text{c,Re}} = 19,29 \text{ kN}$$

6.5.1.2 – Flambagem local

$$N_{\text{c,R}\ell} = \begin{cases} N_{\text{c,Re}} & (\text{para } \lambda_\ell \leq 0,776) \\ \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_\ell^{0,8}}\right) \frac{N_{\text{c,Re}}}{\lambda_\ell^{0,8}} & (\text{para } \lambda_\ell > 0,776) \end{cases}$$

Onde:

$$\lambda_\ell = \sqrt{\frac{N_{\text{c,Re}}}{N_\ell}}$$

λ_ℓ é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local e N_ℓ é a força axial de flambagem elástica local.

Um programa gratuito baseado no Método das Faixas Finitas, CUFSM 4.05 (Shafer, 2014), encontra-se disponível no site www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm. Este foi desenvolvido por Benjamin W. Schafer e é utilizado no presente trabalho para a determinação de N_ℓ . Com base no programa, tem-se que:

$$N_\ell = 18,15 \text{ kN}$$

$$\lambda_\ell = \sqrt{\frac{19,29}{18,15}} = 1,031$$

$$\lambda_\ell > 0,776 \Rightarrow N_{\text{c,R}\ell} = \left(1 - \frac{0,15}{1,031^{0,8}}\right) \frac{19,29}{1,031^{0,8}}$$

$$N_{\text{c,R}\ell} = 16,07 \text{ kN}$$

6.5.1.3 – Flambagem distorcional

$$N_{c,Rdist} = \begin{cases} A_g f_y & \text{(para } \lambda_{dist} \leq 0,561) \\ \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{A_g f_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} & \text{(para } \lambda_{dist} > 0,561) \end{cases}$$

Onde:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_{dist}}}$$

λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional e N_{dist} é a força axial de flambagem distorcional elástica.

Com base no programa CUFSM 4.05, tem-se que:

$$N_{dist} = 39,03 \text{ kN}$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{1,72 \times 23,00}{39,03}} = 1,007$$

$$\lambda_{dist} > 0,561 \Rightarrow N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{1,007^{1,2}}\right) \times \frac{1,72 \times 23,00}{1,007^{1,2}}$$

$$N_{c,Rdist} = 29,50 \text{ kN}$$

6.5.1.4 – Conclusão

$$N_{c,Rk} \leq \begin{cases} N_{c,Re} \\ N_{c,R\ell} \\ N_{c,Rdist} \end{cases}$$

$$N_{c,Rk} = 16,07 \text{ kN}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{16,07}{1,20}$$

$$N_{c,Rd} = 13,39 \text{ kN}$$

6.5.2 – Barra submetida à flexão simples (ABNT NBR 14762:2010, item C.4)

O valor característico do momento fletor resistente M_{Rk} deve ser tomado como o menor valor calculado para a flambagem global, local e distorcional, M_{Re} , M_{Rl} e M_{Rdist} , respectivamente. Esses valores devem ser obtidos conforme em 6.5.2.1 a 6.5.2.3.

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} \quad (\gamma = 1,10)$$

6.5.2.1 – Flambagem lateral com torção

$$M_{Re} = \begin{cases} W f_y & (\text{para } \lambda_0 \leq 0,6) \\ 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2)W f_y & (\text{para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336) \\ \frac{W f_y}{\lambda_0^2} & (\text{para } \lambda_0 \geq 1,336) \end{cases}$$

Onde:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W f_y}{M_e}}$$

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global e M_e é o momento fletor de flambagem lateral com torção em regime elástico.

Para barras com seção duplamente simétrica ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo de simetria (eixo x) e, de acordo com as prescrições apresentadas em 4.6.1.2, tem-se:

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{ez})^{0,5}$$

Conforme item 4.5.2.1, tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3,93}{(1,00 \times 140)^2} = 39,58 \text{ kN}$$

N_{ey} é a força axial de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y

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

$$\text{onde } r_0^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(5,05)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 70,23}{(1,00 \times 140)^2} \right] \right\} = 29,18 \text{ kN}$$

N_{ez} é a força axial de flambagem elástica por torção

C_b é o coeficiente de equivalência de momento na flexão, que a favor da segurança é tomado igual a 1,0 neste exemplo.

$$M_e = 1,0 \times 5,05 \times (39,58 \times 29,18)^{0,5} = 171,62 \text{ kN.cm}$$

$$W = W_x = 4,97 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_0 = \left[\frac{(4,97 \times 23,00)}{171,62} \right]^{0,5} = 0,816$$

$$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \Rightarrow M_{Re} = 1,11 (1 - 0,278 \times 0,816^2) \times 4,97 \times 23,00$$

$$M_{Re} = 103,40 \text{ kN.cm}$$

6.5.2.2 – Flambagem local

$$M_{R\ell} = \begin{cases} M_{Re} & \text{(para } \lambda_\ell \leq 0,776) \\ \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_\ell^{0,8}} \right) \frac{M_{Re}}{\lambda_\ell^{0,8}} & \text{(para } \lambda_\ell > 0,776) \end{cases}$$

Onde:

$$\lambda_\ell = \sqrt{\frac{M_{Re}}{M_\ell}}$$

λ_ℓ é o índice de esbelteza reduzido associado à flambagem local e M_ℓ é o momento fletor de flambagem local elástica.

Com base no programa CUFSM 4.05, tem-se que:

$$M_\ell = 224,10 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_\ell = \sqrt{\frac{103,40}{224,10}} = 0,679$$

$$\lambda_\ell < 0,776 \Rightarrow M_{R\ell} = 103,40 \text{ kN.cm}$$

6.5.2.3 – Flambagem distorcional

$$M_{Rdist} = \begin{cases} W f_y & (\text{para } \lambda_{dist} \leq 0,673) \\ \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{W f_y}{\lambda_{dist}} & (\text{para } \lambda_{dist} > 0,673) \end{cases}$$

Onde:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{W f_y}{M_{dist}}}$$

λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional e M_{dist} é o momento fletor de flambagem distorcional elástica.

Com base no programa CUFSM 4.05, tem-se que:

$$M_{dist} = 205,98 \text{ kN.cm}$$

$$W = W_x = 4,97 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{4,97 \times 23,00}{205,98}} = 0,745$$

$$\lambda_{dist} > 0,673 \Rightarrow M_{Rdist} = \left(1 - \frac{0,22}{0,745}\right) \times \frac{4,97 \times 23,00}{0,745}$$

$$M_{Rdist} = 108,13 \text{ kN.cm}$$

6.5.2.4 – Conclusão

$$M_{Rk} \leq \begin{cases} M_{Re} \\ M_{Rt} \\ M_{Rdist} \end{cases}$$

$$M_{Rk} = 103,40 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{103,40}{1,10}$$

$$M_{Rd} = 94,00 \text{ kN.cm}$$

6.5.3 – Flexão composta

A força axial de compressão solicitante de cálculo e o momento fletor solicitante de cálculo devem satisfazer a seguinte equação de interação:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força axial de compressão solicitante de cálculo, considerada constante na barra;

$M_{x,Sd}$; $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos x e y, respectivamente;

$N_{c,Rd}$ é a força axial de compressão resistente de cálculo, conforme item 4.5;

$M_{x,Rd}$; $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados conforme item 4.6.

Para o montante considerado, a ação do vento gera momento apenas em relação ao eixo x, simplificando as verificações. Logo, para os cálculos, tem-se:

$$N_{c,Sd} = 3,69 \text{ kN}$$

$$M_{x,Sd} = 42,63 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y,Sd} = 0$$

$$N_{c,Rd} = 13,39 \text{ kN}$$

$$M_{x,Rd} = 94,00 \text{ kN.cm}$$

Resultando:

$$\frac{3,69}{13,39} + \frac{42,63}{94,00} + 0 = 0,73 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

6.6 - Montante de 90x40x12x0,95 com abertura na alma, submetido à compressão centrada

Dados gerais:

Perfil Ue 90 x 40 x 12 e $t = 0,95\text{mm}$

Esforços de cálculo considerados:

Força axial solicitante de cálculo: $N_{c,Sd} = 3,69\text{ kN}$

Momento fletor solicitante de cálculo em relação a x: $M_{x,Sd} = 0$

Momento fletor solicitante de cálculo em relação a y: $M_{y,Sd} = 0$

Comprimentos efetivos de flambagem global da barra considerando $K=1$, conforme permitido em 8.1 da ABNT 14762:2010 e considerando que os montantes estão travados lateralmente com bloqueadores e fitas de aço instalados à meia-altura do perfil, conforme detalha a figura 6.2:

$$K_x L_x = 2800\text{mm}; \quad K_y L_y = 1400\text{ mm} \quad e \quad K_z L_z = 1400\text{ mm}.$$

Propriedades geométricas:

$$\begin{array}{llll} A_g = 1,72\text{ cm}^2 & I_x = 22,35\text{ cm}^4 & I_y = 3,93\text{ cm}^4 & W_x = 4,97\text{ cm}^3 \\ J = 0,0048\text{ cm}^4 & C_w = 70,23\text{ cm}^6 & x_0 = -3,19\text{ cm} & r_0 = 5,05\text{ cm} \end{array}$$

Dados da abertura (figura 6.20)

Largura da abertura: $d_h = 38\text{ mm}$

Comprimento da abertura: $L_h = 110\text{ mm}$

6.6.1 Compressão

6.6.1.1 Determinação de $N_{c,Rd}$

A força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser calculada por:

$$N_{c,Rd} = A_{ef} f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,2) \quad (\text{Ver equação 4.22})$$

a) Determinação da tensão $\sigma = f_y$ a ser aplicada na seção transversal do perfil

A força axial de flambagem elástica N_e de um perfil com seção monossimétrica, cujo eixo x é o eixo de simetria, é o menor valor dentre os obtidos por flexão ou por flexo-torção.

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 22,35}{(280)^2} = 56,27 \text{ kN}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3,93}{(140)^2} = 39,58 \text{ kN}$$

• Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left\{ GJ + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} \right] \right\}, \text{ onde } r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(5,05)^2} \times \left\{ (7700 \times 0,0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 70,23}{(140)^2} \right] \right\} = 29,18 \text{ kN}$$

• Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

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

$$N_{exz} = \frac{56,27 + 29,18}{2 \times \left[1 - \left(\frac{-3,19}{5,05} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 56,27 \times 29,18 \times \left[1 - \left(\frac{-3,19}{5,05} \right)^2 \right]}{(56,27 + 29,18)^2}} \right]$$

$$N_{exz} = 22,91 \text{ kN}$$

Como $N_{exz} = 22,91 \text{ kN} < N_{ey} = 39,58 \text{ kN} \Rightarrow N_e = 22,91 \text{ kN}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,72 \times 23,00}{22,91}} = 1,31$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da barra.

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

$$\chi = 0,658^{1,31^2} = 0,49$$

χ é o fator de redução associado à flambagem da barra.

$$\sigma = \chi f_y = 0,49 \times 23,00 = 11,27 \text{ kN/cm}^2$$

b) Determinação da área efetiva A_{ef}

- Verificação da alma (elemento 1)

Para o cálculo da largura efetiva do elemento 1 com um furo não circular situado à meia-altura do perfil, recorre-se ao item B2.2 das prescrições da norma AISI S100-12, que trata dos elementos enrijecidos uniformemente comprimidos e com furos circulares ou não circulares.

A figura 6.20 ilustra um elemento enrijecido uniformemente comprimido com furos não circulares. Neste caso, considera-se a alma do perfil como sendo constituída por dois elementos não enrijecidos (AL) adjacentes à abertura, para os quais $k=0,43$. Esta consideração somente pode ser aplicada dentro dos seguintes limites:

- o espaçamento entre os centros das aberturas, S , deve ser igual ou maior do que 610 mm;
- a distância da borda da abertura até a extremidade do perfil, S_e , deve ser igual ou maior do que 254 mm;
- a largura da abertura, d_h , deve ser igual ou menor do que 63,5 mm;
- o comprimento da abertura, L_h , deve ser igual ou menor do que 114 mm;
- a razão d_h/b_w deve ser igual ou menor do que 0,5.

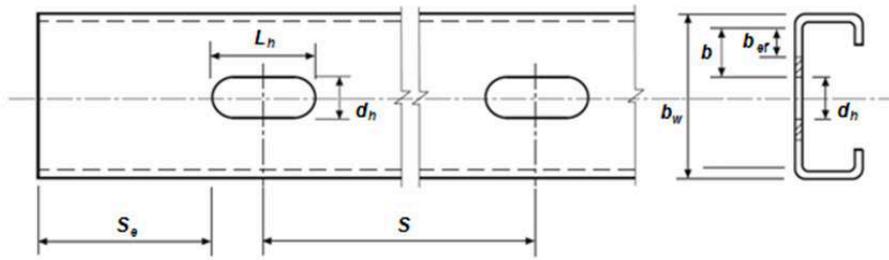


Figura 6.20 – Elemento enrijecido uniformemente comprimido com aberturas não circulares

Uma vez que a abertura neste exemplo se trata de um único furo não circular, com largura de 38 mm e comprimento de 110 mm, situado à meia altura do perfil, as quatro primeiras condições ficam atendidas. Para a última condição, tem-se:

$$b_w = 90 - 0,036 = 89,964 \text{ cm}$$

$$d_h/b_w = 38/89,964 = 0,42 < 0,5$$

Logo, pode-se calcular:

$$b = [9 - 4t - d_h]/2 = [9 - 4 \times (0,095 - 0,0036) - 3,8]/2 = 2,417 \text{ cm}$$

$$k = 0,43$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{2,417}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{11,27}\right)}\right]} = 1,01 \quad (\text{Ver equação 4.5})$$

Como $\lambda_p > 0,673$, haverá flambagem local.

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right) \leq b \quad (\text{Ver equação 4.2})$$

$$b_{ef} = 2,417 \times \frac{1}{1,01} \times \left(1 - \frac{0,22}{1,01}\right) = 1,872 \text{ cm} \leq b = 2,417 \text{ cm}$$

$$\mathbf{b_{ef} = 1,872 \text{ cm}}$$

- Verificação da mesa (elemento 2)

O cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda é feito considerando-se as prescrições constantes em 4.3.2 e as definições apresentadas na figura 6.17.

b é a largura do elemento, dimensão plana sem incluir as dobras, dada por:

$$b = 4,0 - 4t = 4,0 - [4 \times (0,095 - 0,0036)] = 3,634 \text{ cm.}$$

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{po}) é calculado conforme equação 4.7.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20000}{11,27}\right)}\right]} = 1,51$$

$$\lambda_{po} > 0,673$$

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centróide e é paralelo ao elemento a ser enrijecido. Para enrijecedor de borda, a região das dobras entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não deve ser considerada como parte integrante do enrijecedor.

$$I_a = 399 t^4 [0,487 \lambda_{po} - 0,328]^3 = 399 \times 0,0914^4 \times [0,487 \times 1,51 - 0,328]^3 = 0,00188 \text{ cm}^4$$

$$I_a \leq t^4 [56 \lambda_{po} + 5] = 0,0914^4 \times [56 \times 1,51 + 5] = 0,00625 \text{ cm}^4$$

$$I_a = 0,00188 \text{ cm}^4$$

I_a é momento de inércia de referência do enrijecedor de borda. Ou seja, I_a é o momento do enrijecedor ideal para dar apoio ao elemento 2.

$$n = (0,582 - 0,122 \lambda_{po}) \geq 1/3$$

$$n = (0,582 - 0,122 \times 1,51) = 0,3978 > 1/3$$

$$n = 0,3978$$

$$D = 1,2 - 0,0036 = 1,1964 \text{ cm} \quad b = 3,634 \text{ cm}$$

D é a largura nominal do enrijecedor de borda, incluindo a dobra.

$$\frac{D}{b} = \frac{1,1964}{3,634} = 0,329$$

$$0,25 < \frac{D}{b} \leq 0,80$$

$$I_s/I_a \leq 1$$

$$I_s/I_a = 0,0080/0,0019 = 4,2105 > 1$$

$$I_s/I_a = 1$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$$k = (4,82 - 5 D/b) (I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4$$

$$k = (4,82 - 5 \times 0,329) \times 1^{0,3978} + 0,43 = 3,61$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,61 \times 20000}{11,27} \right)} \right]} = 0,523 < 0,673$$

Como $\lambda_p = 0,523 < 0,673$, não haverá flambagem local no elemento 2.

$$b_{ef} = 3,634 \text{ cm}$$

- Verificação do enrijecedor de borda (elemento 3)

$$d = 1,2 - 2t = 1,2 - [2 \times (0,095 - 0,0036)] = 1,017 \text{ cm}$$

d é a largura da parte plana do enrijecedor de borda

k = 0,43 (coeficiente de flambagem local para o elemento 3, conforme caso "a" da tabela 4.3)

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20000}{11,27} \right)} \right]} = 0,424$$

Como $\lambda_p = 0,424 < 0,673$ não haverá flambagem local do enrijecedor.

$d_{ef} = 1,017$ cm (largura efetiva do enrijecedor de borda)

$$d_s = \left(\frac{l_s}{l_a} \right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

Onde d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0019} \right) \times 1,017 = 4,282 > d_{ef} = 1,017$$

$d_s = 1,017$ cm

c) Determinação de $N_{c,Rd}$

$$A_{ef} = A_g - A_{inef}$$

$$A_g = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{inef} = [2 \times (2,417 - 1,872) + 3,8 + 2 \times (3,634 - 3,634) + 2 \times (1,017 - 1,017)] \times 0,0914 = 0,447 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef} = 1,72 - 0,447 = 1,273 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi A_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0,49 \times 1,273 \times 23,00}{1,2}$$

$$N_{c,Rd} = 11,96 \text{ kN} > N_{c,Sd} = 3,69 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

6.7 - Dimensionamento de uma ligação

Neste item é realizado o dimensionamento da ligação de um dos painéis da estrutura de aço da edificação relacionada com os exemplos desenvolvidos no presente capítulo. Os cálculos foram realizados para a fita de aço utilizada no contraventamento do painel analisado, conforme figura 6.3. A figura 6.21 e a foto 6.2 apresentam os detalhes da fixação da fita no painel por Chapa de Gusset.

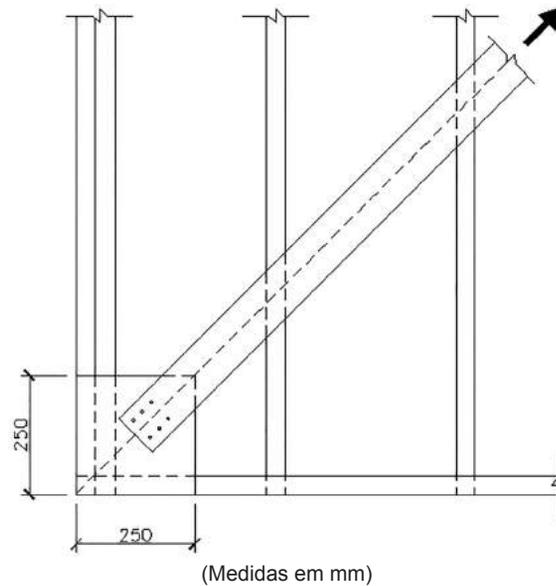


Figura 6.21 – Detalhe da ligação para a diagonal de contraventamento em fita de aço

Dados:

- Fita de aço galvanizado: 70 x 0,95 mm
- Chapa de Gusset: espessura nominal = 1,25 mm
- Aço ZAR 230 MPa
- Parafuso auto-atarraxante estrutural cabeça sextavada: bitola #10, diâmetro nominal $d = 4,8$ mm
- Fios por polegada: 16
- Comprimento do parafuso = 19 mm
- Ponta TRAXX #3
- Capacidade máxima de perfuração = 4,60 mm
- Espessura de atarraxamento = 8,30 mm
- Distâncias do centro dos furos de extremidade às respectivas bordas, na direção perpendicular à solicitação: $e_1 = e_2 = 20$ mm
- Espaçamento dos parafusos na direção perpendicular à solicitação: $g = 30$ mm

- Espaçamento dos parafusos na direção da solicitação: $s = 30 \text{ mm}$

Durante a instalação das fitas de aço galvanizado é importante que estas sejam previamente tensionadas, a fim de evitar folgas que comprometam sua eficiência na transmissão da força axial solicitante de tração e que não ocorra deformação dos painéis aos quais estão fixadas antes das fitas começarem a atuar (Garner, 2004).

Disposições construtivas

A distância entre centros de parafusos adjacentes de 30,00 mm é maior do que $3d = 14,40 \text{ mm}$, e a distância do centro dos parafusos de extremidade às respectivas bordas do elemento conectado igual a 20,00 mm é maior do que $1,5d = 7,20 \text{ mm}$. Logo, as disposições construtivas estão de acordo com as prescrições normativas da ABNT NBR 14762:2010.

Verificação da força axial de tração resistente de cálculo

- a) Força axial de tração resistente de cálculo da fita de aço (ABNT NBR 14762:2010, item 9.6)

A força axial de tração resistente de cálculo $N_{t,Rd}$ deve ser tomada como o menor valor entre:

$$N_{t,Rd} = A f_y / \gamma \quad (\gamma = 1,10)$$

$$N_{t,Rd} = C_t A_n f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,65)$$

$$N_{t,Rd} = A_{n0} f_u / \gamma \quad (\gamma = 1,35)$$

Onde A é a área bruta da seção transversal da barra; A_n é a área líquida da seção transversal da barra na região da ligação e A_{n0} é a área líquida da seção transversal da barra fora da região da ligação.

Uma vez que a fita de aço não possui furos ou recortes fora da região de ligação, basta apenas realizar a verificação das duas primeiras equações (relacionadas ao escoamento da seção bruta e à ruptura da seção líquida efetiva na região de ligação, respectivamente) para a determinação da força resistente à tração deste componente de contraventamento.

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = (7 \times 0,0914) \times 23 / 1,10$$

$$N_{t,Rd} = 13,38 \text{ kN}$$

- Ruptura da seção líquida efetiva na região de ligação:

Para ligações parafusadas, devem ser analisadas as prováveis linhas de ruptura (figura 6.22), sendo a seção crítica aquela correspondente ao menor valor da área líquida. A área líquida da seção de ruptura analisada deve ser calculada por:

$$A_n = 0,9 (A - n_f d_f t + \Sigma t s^2 / 4g)$$

d_f é a dimensão do furo, que no caso de um parafuso auto-atarraxante é o próprio diâmetro nominal deste ($d = 4,8$ mm);

n_f é a quantidade de furos contidos na linha de ruptura analisada;

s é o espaçamento dos furos na direção da solicitação (figura 6.22);

g é o espaçamento dos furos na direção perpendicular à solicitação (figura 6.22);

t é a espessura da parte conectada analisada;

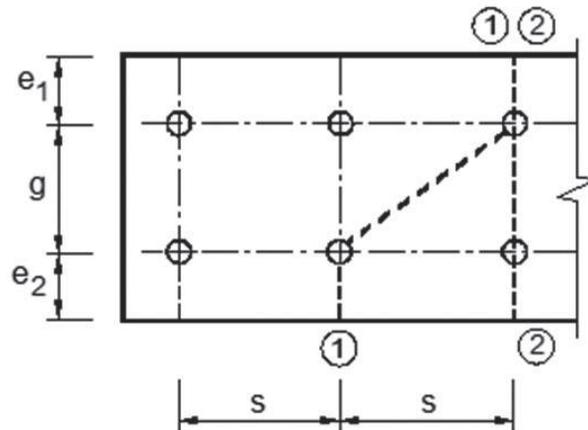


Figura 6.22 - Linhas de ruptura e grandezas para cálculo do coeficiente C_t

$$A_n \leq \begin{cases} A_{n1} \\ A_{n2} \end{cases}$$

$$A_{n1} = 0,9x[(7x0,0914) - 2x0,48x0,0914 + 0,0914x3^2/(4x3)] = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{n2} = 0,9x[(7x0,0914) - 2x0,48x0,0914] = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 0,50 \text{ cm}^2$$

C_t é o coeficiente de redução da área líquida.

Para três parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag, C_t é dado por:

$$C_t = 0,67 + 0,83(d/g) \leq 1,0$$

Segundo a NBR 14762:2010, nos casos em que o espaçamento entre furos g for inferior à soma entre os centros dos furos de extremidade às respectivas bordas, na direção perpendicular à solicitação ($e_1 + e_2$), C_t deve ser calculado substituindo g por $e_1 + e_2$.

$$e_1 + e_2 = 20 + 20 = 40 \text{ mm} > g = 30 \text{ mm}$$

$$C_t = 0,67 + 0,83(4,8/40)$$

$$C_t = 0,770$$

$$N_{t,Rd} = 0,770 \times 0,50 \times 40 / 1,65$$

$$N_{t,Rd} = 9,33 \text{ kN}$$

b) Resistência do metal-base ao cisalhamento (ABNT NBR 14762:2010, item 10.5.2.1)

$$t_1 = 0,0950 - 0,0036 = 0,0914 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,1250 - 0,0036 = 0,1214 \text{ cm}$$

Onde:

t_1 é a espessura do elemento conectado em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

t_2 é a espessura do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

$F_{c,Rd}$ é a força de cisalhamento resistente de cálculo por parafuso, associada à resistência do metal-base;

d é o diâmetro nominal do parafuso;

f_{u1} é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

f_{u2} é a resistência à ruptura na tração do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso;

γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 2,00;

$$t_2/t_1 = 0,1214/0,0914 = 1,33$$

- Para $t_2/t_1 \leq 1,00$, $F_{c,Rd}$ é o menor dos valores:

$$F_{c,Rd} = 4,2 (t_2^3 d)^{0,5} f_{u2} / \gamma = 4,2 \times (0,1214^3 \times 0,48)^{0,5} \times 40 / 2,00 = 2,46 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_1 d f_{u1} / \gamma = 2,7 \times 0,0914 \times 0,48 \times 40 / 2,00 = 2,37 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_2 d f_{u2} / \gamma = 2,7 \times 0,1214 \times 0,48 \times 40 / 2,00 = 3,15 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = 2,37 \text{ kN}$$

- Para $t_2/t_1 \geq 2,50$, $F_{c,Rd}$ é o menor dos valores:

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_1 d f_{u1} / \gamma = 2,7 \times 0,0914 \times 0,48 \times 40 / 2,00 = 2,37 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = 2,7 t_2 d f_{u2} / \gamma = 2,7 \times 0,1214 \times 0,48 \times 40 / 2,00 = 3,15 \text{ kN}$$

$$F_{c,Rd} = 2,37 \text{ kN}$$

- Para $1,00 < t_2/t_1 < 2,50$, $F_{c,Rd}$ deve ser obtida por interpolação linear. Logo, tem-se que:

$$F_{c,Rd} = 2,37 \text{ kN}$$

Assim, para seis parafusos tem-se a força resistente de cálculo total de $6 \times 2,37 = 14,22 \text{ kN}$.

c) Resistência do parafuso auto-atarraxante ao cisalhamento (ABNT NBR 14762:2010, item 10.5.2.2)

Considerando os valores informados no capítulo 5 pelo fabricante (CISER, 2005), que são utilizados neste exemplo apenas a título de ilustração, a resistência experimental ao cisalhamento simples de um parafuso auto-atarraxante ligando duas chapas de 0,95 mm é de 3,25 kN. Assim, para seis parafusos tem-se a resistência total de $6 \times 3,25 = 19,50 \text{ kN}$.

Segundo a ABNT NBR 14762 (2010), a resistência ao cisalhamento deve ser dividida pelo fator de resistência γ igual a 2,00.

Resulta então, para seis parafusos auto-atarraxantes, a resistência de cálculo ao cisalhamento simples de 9,75 kN.

Conclusão:

Para a ligação em estudo, sua resistência ao cisalhamento simples deve ser tomada como o menor valor entre:

- Escoamento por tração da seção bruta da fita: $N_{t,Rd} = 13,38$ kN
- Ruptura por tração da seção líquida efetiva da fita na região da ligação: $N_{t,Rd} = 9,33$ kN
- Ruptura do metal-base ao cisalhamento: $N_{t,Rd} = 14,22$ kN
- Ruptura dos parafusos, por ensaio: $N_{t,Rd} = 9,75$ kN

A resistência de $N_{t,Rd} = 9,33$ kN é compatível com os valores máximos encontrados para a força axial de tração solicitante de cálculo, $N_{t,Sd}$, nos estudos realizados para a elaboração das tabelas de pré-dimensionamento apresentadas no capítulo 7.

Os valores encontrados para a força $N_{t,Sd}$ nas fitas diagonais de aço galvanizado são devidos à ação do vento nos painéis estruturais de contraventamento projetados para a estabilização global da edificação analisada no presente capítulo.



CAPÍTULO 7

Tabelas e gráficos de pré-dimensionamento do sistema LSF



7.1 Tabelas

7.1.1 Generalidades

O presente capítulo apresenta as tabelas mais importantes para o pré-dimensionamento da estrutura de aço de edificações residenciais com até 2 pavimentos, projetadas segundo os conceitos do Sistema LSF em perfis formados a frio (PFF) de aço zincado.

O sistema LSF pode também ser empregado em edificações com mais de dois pavimentos. No entanto, e principalmente nestes casos, o dimensionamento deve ser realizado empregando-se as normas brasileiras específicas para os PFF.

Destaca-se que as informações contidas nas tabelas de pré-dimensionamento não substituem a participação de profissionais especialistas necessários no dimensionamento e projeto da estrutura em PFF e seus elementos constituintes, inclusive nas edificações com 1 ou 2 pavimentos.

A tabela 7.1 apresenta a densidade superficial de massa de alguns materiais utilizados no sistema construtivo LSF.

Tabela 7.1 – Densidade superficial de massa de alguns materiais para o LSF.

Material	Espessura (mm)	Densidade superficial de área (kN/m ²)
Gesso acartonado (1)	12,50	0,08 a 0,12
Lã de vidro para isolamento acústico (1)	50,00	0,01 a 0,02
Placas de OSB (2)	8,00	0,05
	12,00	0,08
	15,00	0,10
	18,00	0,12
	25,00	0,15
Placa cimentícia Superboard (3)	6,00	0,08
	8,00	0,11
	10,00	0,13
	15,00	0,20

(1) Dados fornecidos pelo fabricante Knauf (IPT, 2002).

(2) Dados fornecidos pelo fabricante Masisa (MASISA, 2006).

(3) Dados fornecidos pelo fabricante Fireboard (FIREBOARD, 2006).

De acordo com os dados fornecidos pelo fabricante (MASISA, 2006), a densidade do OSB para as placas com espessura de 6mm a 18mm é de $6,40 \text{ kN/m}^3 \pm 0,40 \text{ kN/m}^3$. Para as placas com espessura de 19 mm a 38 mm a densidade é de $6,00 \text{ kN/m}^3 \pm 0,40 \text{ kg/m}^3$.

7.1.2 Edificações com piso úmido

As tabelas apresentadas neste capítulo foram verificadas considerando as prescrições da ABNT NBR14762:2010 e das demais normas brasileiras aplicáveis, com as seguintes premissas de cálculo:

1 - Cargas permanentes:

- a. Telhado: $0,18 \text{ kN/m}^2$ (estrutura de aço e painéis de vedação);
- b. Laje de forro: forro de gesso acartonado com 12,5 mm de espessura e estrutura de aço;
- c. Laje de piso: $2,62 \text{ kN/m}^2$ (forro de gesso acartonado com 12,5 mm de espessura, estrutura de aço do entrepiso, piso úmido - constituído por uma camada com espessura média de 6 cm de concreto moldada sobre fôrma de aço, e os revestimentos usuais de piso). Ver figura 7.1.

2 – Sobrecargas:

- a. Telhado: $0,25 \text{ kN/m}^2$
- b. Laje de forro: $0,50 \text{ kN/m}^2$
- c. Laje de piso: $1,50 \text{ kN/m}^2$

3 – Vento

- a. Velocidade básica do vento: $V_0 = 40 \text{ m/s}$
- b. $S1=1,0$; $S2 = (\text{Categoria IV} - \text{Classe A})$ e $S3= 1,0$

4 – Material

Os PFF devem ser fabricados a partir de bobinas de aço com resistência ao escoamento, f_y , não inferior a 230 MPa e revestidas com zinco ou liga alumínio-zinco pelo processo contínuo de imersão a quente (ABNT NBR 15253:2014).

Referindo-se às figuras 7.2, nos cálculos foram consideradas as seguintes definições:

Largura da edificação: dimensão paralela à das vigas de piso suportadas pelas paredes autoportantes.

Comprimento da edificação: dimensão perpendicular à das vigas de piso, vigas de cobertura/forro ou tesouras do telhado.

Foram dimensionadas as estruturas de edificações com 1 ou 2 pavimentos (vide figuras 7.2), com dimensões Largura x Comprimento, em metro, iguais a: 8x20, 8x22, 9x22, 9x24 e 9x25 e pé-direito máximo de 2800 mm por pavimento.

Para o espaçamento entre montantes e entre vigas foram adotados os valores de 400 mm ou de 600 mm.

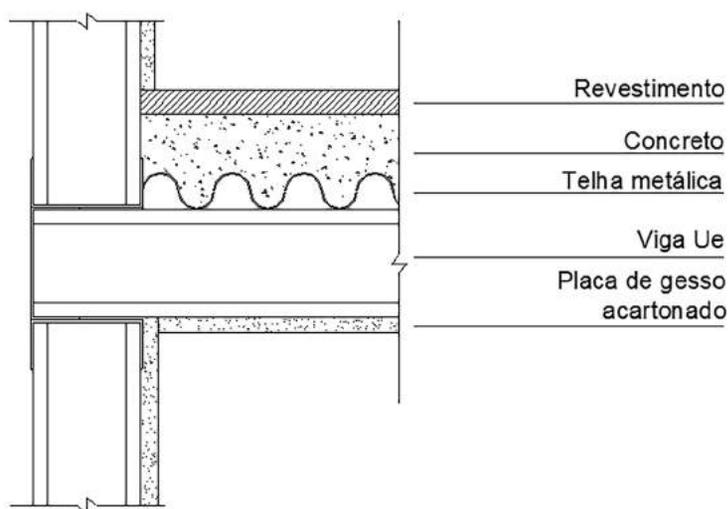


Figura 7.1 - Configuração de piso úmido.

Para as vigas, todas contínuas e lançadas paralelamente à largura da edificação, foi adotado o vão máximo de 4000 mm. Visando obter maior momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, que é determinado considerando-se o trecho compreendido entre seções com contenção lateral, foram utilizados bloqueadores nas seções centrais das vigas com vãos de 2500 mm, 3000 mm, 3500 mm e 4000 mm. Desta forma, os cálculos foram feitos considerando-se os comprimentos destravados de 1250 mm, 1500 mm, 1750 mm e 2000 mm, respectivamente.

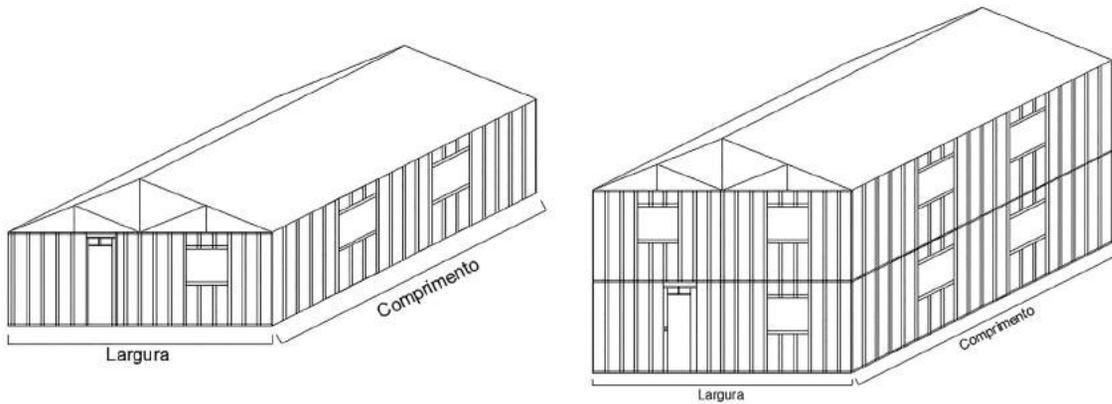


Figura 7.2 – Edificações analisadas (perspectivas esquemáticas).

A figura 7.3 apresenta o tipo de tesoura adotado para estruturação dos telhados das edificações analisadas, tendo sido considerado para o ângulo de inclinação θ a relação 30/100. Os montantes, as diagonais e as cordas superiores foram dimensionados considerando-se para seus comprimentos efetivos de flambagem global e o comprimento máximo destravado valores não maiores que 2000 mm.

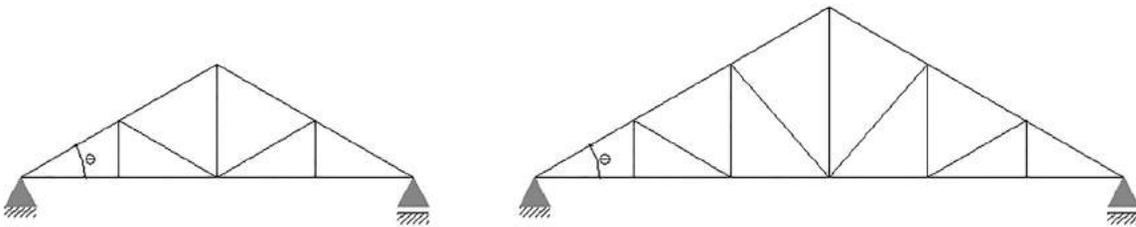


Figura 7.3 – Tesouras do tipo Howe utilizadas para a estrutura dos telhados das edificações analisadas.

Para os montantes e barras da estrutura do telhado foram utilizados perfis Ue 90x40x12x t_n e Ue 140x40x12x t_n , sendo t_n igual a 0,95mm ou 1,25mm. Para as vigas foram considerados perfis Ue 90x40x12x t_n , Ue 140x40x12x t_n e Ue 200x40x12x t_n , sendo t_n igual a 0,95mm, 1,25mm, 1,55mm, 2,25mm e 2,46mm.

As tabelas 7.2 a 7.6 apresentam os resultados das diversas simulações numéricas que podem ser utilizados para o pré-dimensionamento estrutural.

Tabela 7.2 – Vãos máximos para vigas de piso (mm). Vigas contínuas, sem enrijecedores de alma nos apoios. Peso próprio do sistema de piso = 2,62 kN/m².

Aço 230 MPa

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m ²	
	Espaçamento entre vigas (mm)	
	400	600
Ue 90 x 40 x 1,25	2500	NA
Ue 90 x 40 x 1,55	2500	2500
Ue 140 x 40 x 0,95	2500	2500
Ue 140 x 40 x 1,25	3000	2500
Ue 140 x 40 x 1,55	3000	3000
Ue 140 x 40 x 2,25	4000	3500
Ue 140 x 40 x 2,46	4000	3500
Ue 200 x 40 x 1,25	3500	3000
Ue 200 x 40 x 1,55	4000	3500
Ue 200 x 40 x 2,25	4000	4000
Ue 200 x 40 x 2,46	4000	4000

N.A.: Não aplicável, por não apresentar força resistente de cálculo suficiente.

Tabela 7.3 – Vãos máximos para vigas de forro (mm). Vigas contínuas, sem enrijecedores de alma nos apoios. Peso próprio do sistema de forro = 0,12 kN/m².

Aço 230 MPa

Designação	Sobrecarga de 0,5 kN/m ²	
	Espaçamento entre vigas (mm)	
	400	600
Ue 90 x 40 x 0,95	3500	3000
Ue 90 x 40 x 1,25	4000	3500
Ue 90 x 40 x 1,55	4000	4000
Ue 140 x 40 x 0,95	4000	4000
Ue 140 x 40 x 1,25	4000	4000
Ue 140 x 40 x 1,55	4000	4000
Ue 140 x 40 x 2,25	4000	4000
Ue 140 x 40 x 2,46	4000	4000
Ue 200 x 40 x 1,25	4000	4000
Ue 200 x 40 x 1,55	4000	4000
Ue 200 x 40 x 2,25	4000	4000
Ue 200 x 40 x 2,46	4000	4000

Tabela 7.4 - Montantes para pé-direito de 2800 mm, com bloqueador à meia-altura, suportando somente telhado e forro. Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos.

Vento $V_0 = 40$ m/s

Aço 230 MPa

Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)				
		Dimensões da edificação (m x m)				
		8 x 20	8 x 22	9 x 22	9 x 24	9 x 25
Ue 90 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95

Tabela 7.5 - Montantes para pé-direito de 2800 mm, com bloqueador à meia-altura, suportando um pavimento, telhado e forro. Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos.

Vento $V_0 = 40$ m/s

Aço 230 MPa

Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)				
		Dimensões da edificação (m x m)				
		8 x 20	8 x 22	9 x 22	9 x 24	9 x 25
Ue 90 x 40 x 12 x t	400	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
	600	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	600	0,95	0,95	0,95	1,25	1,25

Tabela 7.6 – Perfis para estrutura de telhado. Cobertura de um pavimento ou do segundo pavimento de uma residência de dois pavimentos.

Vento $V_0 = 40$ m/s

Aço 230 MPa

Designação		Espaça- -mento (mm)	Espessura dos perfis (mm)				
			Dimensões da edificação (m x m)				
			8 x 20	8 x 22	9 x 22	9 x 24	9 x 25
Montante	Ue 90 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
		600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
		600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Diagonal	Ue 90 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
		600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
	Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
		600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
Corda Superior	Ue 90 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
		600	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
	Ue 140 x 40 x 12 x t	400	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
			0,95	0,95	0,95	0,95	0,95

7.1.3 Edificações com piso seco

As tabelas apresentadas neste item foram adaptadas do documento Prescriptive Method For Residential Cold-Formed Steel Framing, do NASFA (2000) para a elaboração do documento da Caixa Econômica Federal (CAIXA, 2003) - revisão de 15/07/2005.

Para as verificações das forças resistentes de cálculo dos perfis, foram consideradas as prescrições da ABNT NBR14762:2010.

No documento do NASFA (2000) foram consideradas as seguintes premissas de cálculo:

1 - Cargas permanentes:

- a) Telhados em geral: $0,72 \text{ kN/m}^2$ (estrutura de aço e painéis de vedação);
- b) Telhados com função apenas de vedação: $0,34 \text{ kN/m}^2$

- c) Telhados para regiões de sismo (zona 4): $0,43 \text{ kN/m}^2$
- d) Forro: $0,24 \text{ kN/m}^2$ (forro de gesso acartonado com 12,5 mm de espessura e estrutura de aço);
- e) Piso: $0,48 \text{ kN/m}^2$ (forro de gesso acartonado com 12,5 mm de espessura, estrutura de aço do entrepiso, piso seco e revestimentos usuais de piso). Ver figura 7.4.
- f) Paredes: $0,48 \text{ kN/m}^2$

2 – Sobrecargas:

- a) Telhado: $3,35 \text{ kN/m}^2$
- b) Laje de forro: $1,44 \text{ kN/m}^2$
- c) Laje de piso: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Destaca-se que, além das cargas permanentes e sobrecargas máximas indicadas nas tabelas de dimensionamento, foi considerada a carga acidental devida à deposição de neve, no valor máximo de $3,35 \text{ kN/m}^2$.

Quanto à ação do vento, foram assumidos valores para sua velocidade básica, V_0 , iguais a 30 m/s, 35 m/s, 40 m/s, 45 m/s e 50 m/s, sendo consideradas as seguintes categorias de terreno:

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos; campos de aviação.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sabes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.

Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos; subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas

Para as dimensões da largura da edificação e da distância entre os montantes foram considerados valores inteiros, sempre os menores, tomados a partir da conversão de unidades do Sistema Inglês para o Sistema Internacional de Medidas (SI), considerando-se ainda as possíveis modulações das edificações.

Foram dimensionadas estruturas de edificações com 1 ou 2 pavimentos (vide figuras 7.2), com largura e comprimento máximos de 11m e 18m, respectivamente, e pé-direito de 3 m.

Para o espaçamento entre montantes e entre vigas foram adotados os valores de 400 mm e de 600 mm.

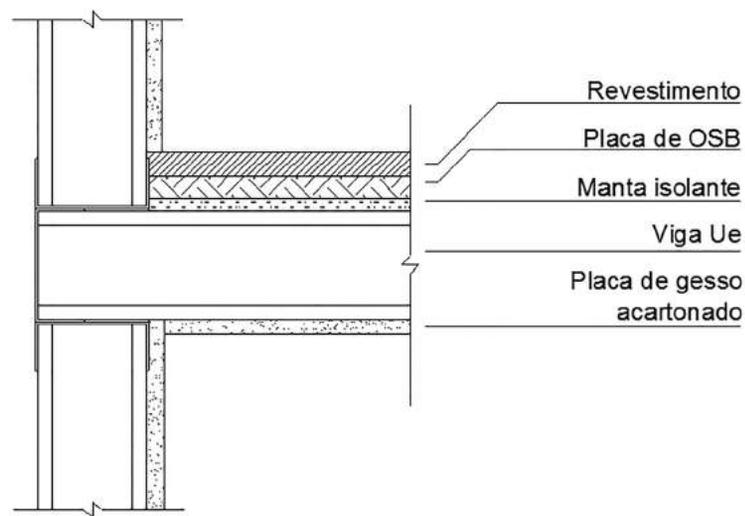


Figura 7.4 - Configuração de piso seco.

Tabela 7.7 – Vãos máximos para vigas de piso (mm).

Vãos simples com enrijecedores de alma nos apoios (Peso próprio do piso = 0,48 kN/m²)

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m ²				Sobrecarga de 2,0 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	300	400	500	600	300	400	500	600
Ue 140 x 40 x 0,95	3530	3225	3022	2768	3225	2921	2743	2463
Ue 140 x 40 x 1,25	3860	3505	3302	3048	3505	3175	2997	2768
Ue 140 x 40 x 1,55	4140	3759	3530	3276	3759	3403	3200	2971
Ue 140 x 40 x 2,25	4445	4038	3784	3505	4038	3657	3454	3200
Ue 140 x 40 x 2,46	4927	4495	4216	3911	4495	4064	3835	3556
Ue 200 x 40 x 0,95	4775	4089	3733	3352	4267	3657	3352	2794
Ue 200 x 40 x 1,25	5207	4724	4445	4140	4724	4292	4038	3733
Ue 200 x 40 x 1,55	5588	5080	4800	4445	5080	4622	4343	4038
Ue 200 x 40 x 2,25	5994	5461	5130	4749	5461	4953	4673	4318
Ue 200 x 40 x 2,46	6705	6096	5740	5308	6096	5537	5207	4826
Ue 250 x 40 x 1,25	6248	5689	5181	4648	5689	5080	4648	4140
Ue 250 x 40 x 1,55	6731	6121	5740	5334	6121	5562	5232	4851
Ue 250 x 40 x 2,25	7213	6553	6172	5740	6553	5969	5613	5207
Ue 250 x 40 x 2,46	8077	7340	6908	6400	7340	6654	6273	5816
Ue 300 x 40 x 1,25	7137	6172	5638	5054	6375	5537	5054	4064
Ue 300 x 40 x 1,55	7848	7112	7213	5969	7112	6477	6553	5334
Ue 300 x 40 x 2,25	8432	7645	7213	6680	7645	6959	6553	6070
Ue 300 x 40 x 2,46	9423	8559	8051	7467	8559	7772	7315	6781

Tabela 7.8 – Vãos máximos para vigas de piso (mm).

Vãos múltiplos com enrijecedores de alma nos apoios (Peso próprio do piso = 0,48 kN/m²)

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m ²				Sobrecarga de 2,0 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	300	400	500	600	300	400	500	600
Ue 140 x 40 x 0,95	3911	3403	3098	2768	3505	3022	2768	2413
Ue 140 x 40 x 1,25	4775	4114	3759	3352	4267	3683	3352	2997
Ue 140 x 40 x 1,55	5359	4648	4241	3784	4800	4165	3784	3403
Ue 140 x 40 x 2,25	5943	5232	4775	4267	5384	4673	4267	3810
Ue 140 x 40 x 2,46	6629	6019	5664	5080	6019	5461	5130	4572
Ue 200 x 40 x 0,95	4394	3556	3098	2616	3733	2997	2616	2184
Ue 200 x 40 x 1,25	5918	5080	4673	3810	5308	4343	4191	3251
Ue 200 x 40 x 1,55	7010	6070	5537	4953	6248	5410	4953	4419
Ue 200 x 40 x 2,25	7874	6832	6223	5562	7061	6096	5562	4978
Ue 200 x 40 x 2,46	8991	8178	7518	6705	8178	7366	6705	5994
Ue 250 x 40 x 1,25	6553	5461	4800	4089	5715	4673	4089	3454
Ue 250 x 40 x 1,55	7772	6731	6146	5486	6959	6019	5486	4724
Ue 250 x 40 x 2,25	9296	8051	7975	6578	8331	7213	5613	5867
Ue 250 x 40 x 2,46	10820	9728	8864	7924	9829	8686	7924	7086
Ue 300 x 40 x 1,25	6502	5257	4597	3860	5537	4445	3860	3225
Ue 300 x 40 x 1,55	8432	7239	6654	5435	7543	6197	5842	4622
Ue 300 x 40 x 2,25	9931	8610	7848	7010	8890	7696	7035	6273
Ue 300 x 40 x 2,46	12573	11176	10210	9144	11480	10007	9144	8178

Tabela 7.9 – Vãos máximos para vigas de piso (mm).

Vãos simples sem enrijecedores de alma nos apoios (Peso próprio do piso = 0,48 kN/m²)

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m ²				Sobrecarga de 2,0 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	300	400	500	600	300	400	500	600
Ue 140 x 40 x 0,95	2489	1879	1549	1244	1981	1498	1244	990
Ue 140 x 40 x 1,25	3860	3505	3302	2413	3505	2921	2413	1930
Ue 140 x 40 x 1,55	4140	3759	3276	3530	3759	3403	3200	2971
Ue 140 x 40 x 2,25	4445	4038	3784	3505	4038	3657	3454	3200
Ue 140 x 40 x 2,46	4927	4495	4216	3911	4495	4368	3835	3556
Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 200 x 40 x 1,25	4216	3175	2641	2108	3378	2540	2108	1676
Ue 200 x 40 x 1,55	5588	5080	4470	3556	5080	4470	3708	2971
Ue 200 x 40 x 2,25	5994	5461	5130	4749	5461	4953	4673	4318
Ue 200 x 40 x 2,46	6705	6096	5740	5308	6096	5537	5207	4826
Ue 250 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 250 x 40 x 1,55	6527	4902	4064	3251	5207	3911	3251	2590
Ue 250 x 40 x 2,25	7239	6553	6172	5588	6553	5969	5613	4470
Ue 250 x 40 x 2,46	8077	7340	6908	6400	7340	6654	6273	5816
Ue 300 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 1,55	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 2,25	8432	7645	6502	5207	7645	6248	5207	4165
Ue 300 x 40 x 2,46	9423	8559	8051	7467	8559	7772	7315	6781

Tabela 7.10 – Vãos máximos para vigas de piso (mm).

Vãos múltiplos sem enrijecedores de alma nos apoios (Peso próprio do piso = 0,48 kN/m²)

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m ²				Sobrecarga de 2,0 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	300	400	500	600	300	400	500	600
Ue 140 x 40 x 0,95	2514	2006	1727	1422	2108	1676	1422	1168
Ue 140 x 40 x 1,25	3556	2870	2489	2082	3022	2413	2082	1752
Ue 140 x 40 x 1,55	4470	3657	3225	2743	3835	3124	2743	2311
Ue 140 x 40 x 2,25	5588	48234	4114	3530	4826	3987	3530	3022
Ue 140 x 40 x 2,46	6629	6019	5664	4953	6019	5461	4953	4292
Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 200 x 40 x 1,25	3759	2997	2565	2133	3149	2489	2133	1752
Ue 200 x 40 x 1,55	5105	4114	3556	2997	4318	3454	2997	2489
Ue 200 x 40 x 2,25	6578	5384	4724	4013	5638	4597	4013	3403
Ue 200 x 40 x 2,46	8991	7747	6883	6578	8051	6705	5969	5130
Ue 250 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 250 x 40 x 1,55	5156	4114	3556	2946	4343	3429	2946	2438
Ue 250 x 40 x 2,25	7137	5791	5029	4241	6070	4876	4241	3556
Ue 250 x 40 x 2,46	10414	8636	7670	6578	9017	7467	6578	5638
Ue 300 x 40 x 1,25	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 1,55	-	-	-	-	-	-	-	-
Ue 300 x 40 x 2,25	7239	5816	5054	4241	6121	4902	4241	3530
Ue 300 x 40 x 2,46	11379	9398	8280	7086	9804	7747	7086	6019

Tabela 7.11 – Montantes para pé-direito de 2450mm, suportando somente telhado e forro.

(Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos)

Aço 230 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
50	45	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
	50	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	2,25	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25

Tabela 7.12 - Montantes para pé-direito de 2450mm, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos)

Aço 230 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	1,25	1,25
45	40	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,55	1,55
			600	2,25	2,25	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
	50	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	1,25
			600	1,25	1,55	1,55	1,55

Tabela 7.13 - Montantes para pé-direito de 2700mm, suportando somente telhado e forro. (Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos)

Aço 230 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
50	45	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	2,25	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25
	50	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25

Tabela 7.14 - Montantes para pé-direito de 2700mm, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos)

Aço 230 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	1,25
			600	1,25	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
40	35	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25
45	40	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,55
			600	2,25	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,55	1,55	1,55
	50	Ue 90 x 40	400	2,25	2,25	2,25	2,25
			600	2,46	2,46	2,46	-
		Ue 140 x 40	400	0,95	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55

Tabela 7.15 - Montantes para pé-direito de 3000mm, suportando somente telhado e forro. (Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos)

Aço 230 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	2,25	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
	50	Ue 90 x 40	400	2,25	2,25	2,25	2,25
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,55	1,55	1,55	1,55

Tabela 7.16 - Montantes para pé-direito de 3000mm, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos)

Aço 230 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
35	30	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25
40	35	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,55
			600	2,25	2,25	2,25	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,55
45	40	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	2,25	2,25	2,25	2,25
			600	2,46	-	-	-
		Ue 140 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	2,25
	50	Ue 90 x 40	400	2,25	2,46	2,46	2,46
			600	-	-	-	-
		Ue 140 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	2,25	2,25	2,25	2,25

Tabela 7.17 - Montantes para pé-direito de 2450mm, suportando somente telhado e forro. (Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos)

Aço 345 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
50	45	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
	50	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95

Tabela 7.18 - Montantes para pé-direito de 2450mm, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos)

Aço 345 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
50	45	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	1,25	1,25
	50	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25

Tabela 7.19 - Montantes para pé-direito de 2700mm, suportando somente telhado e forro. (Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos)

Aço 345 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
50	45	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
	50	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95

Tabela 7.20 - Montantes para pé-direito de 2700mm, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos)

Aço 345 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
	50	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,55	1,55
			600	2,25	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25

Tabela 7.21 - Montantes para pé-direito de 3000mm, suportando somente telhado e forro. (Residência de um pavimento ou o segundo andar de uma residência de dois pavimentos)

Aço 345 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
45	40	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
50	45	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
	50	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,55
			600	2,25	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25

Tabela 7.22 - Montantes para pé-direito de 3000mm, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos)

Aço 345 MPa

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
35	30	Ue 90 x 40	400	0,95	0,95	0,95	1,25
			600	1,25	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	0,95
40	35	Ue 90 x 40	400	0,95	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	1,55	1,55	1,55
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25
45	40	Ue 90 x 40	400	1,25	1,25	1,25	1,25
			600	1,55	2,25	2,25	2,25
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
50	45	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,25	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	1,25	1,25	1,25	1,25
	50	Ue 90 x 40	400	1,55	1,55	1,55	1,55
			600	2,46	2,46	2,46	2,46
		Ue 140 x 40	400	0,95	0,95	0,95	1,25
			600	1,25	1,55	1,55	1,55

Tabela 7.23- Vãos máximos de vergas suportando somente telhado e forro.

Aço 230 MPa

Designação	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x 0,95	1193	1117	1041	990
2 Ue 90 x 40 x 1,25	1447	1346	1270	1219
2 Ue 90 x 40 x 1,55	1625	1524	1447	1371
2 Ue 90 x 40 x 2,25	1828	1701	1600	1524
2 Ue 90 x 40 x 2,46	2159	2032	1905	1803
2 Ue 140 x 40 x 0,95	1193	1041	914	838
2 Ue 140 x 40 x 1,25	1955	1524	1727	1651
2 Ue 140 x 40 x 1,55	2209	1778	1955	1854
2 Ue 140 x 40 x 2,25	2489	2336	2184	2082
2 Ue 140 x 40 x 2,46	2971	2768	2616	2489
2 Ue 200 x 40 x 0,95	914	812	711	635
2 Ue 200 x 40 x 1,25	2032	1778	1574	1422
2 Ue 200 x 40 x 1,55	2895	2692	2540	2413
2 Ue 200 x 40 x 2,25	3251	3048	2870	2717
2 Ue 200 x 40 x 2,46	3911	3632	3429	3251
2 Ue 250 x 40 x 1,25	1701	1473	1320	1193
2 Ue 250 x 40 x 1,55	3200	2946	2616	2362
2 Ue 250 x 40 x 2,25	3835	3581	3378	3200
2 Ue 250 x 40 x 2,46	4622	4318	4064	3860
2 Ue 300 x 40 x 1,25	1447	1270	1117	990
2 Ue 300 x 40 x 1,55	2895	2514	2235	1981
2 Ue 300 x 40 x 2,25	4089	3835	3606	3429
2 Ue 300 x 40 x 2,46	5308	4953	4368	4445

Tabela 7.24 - Vãos máximos de vergas suportando um pavimento, telhado e forro.

Aço 230 MPa

Designação	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x 0,95	685	-	-	-
2 Ue 90 x 40 x 1,25	1016	939	889	838
2 Ue 90 x 40 x 1,55	1143	1066	1016	965
2 Ue 90 x 40 x 2,25	1270	1193	1143	1066
2 Ue 90 x 40 x 2,46	1498	1422	1346	1270
2 Ue 140 x 40 x 0,95	-	-	-	-
2 Ue 140 x 40 x 1,25	1270	1143	1016	914
2 Ue 140 x 40 x 1,55	1549	1447	1371	1295
2 Ue 140 x 40 x 2,25	1727	1625	1549	1473
2 Ue 140 x 40 x 2,46	2057	1930	1828	1752
2 Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-
2 Ue 200 x 40 x 1,25	990	863	787	711
2 Ue 200 x 40 x 1,55	1955	1727	1244	1397
2 Ue 200 x 40 x 2,25	2260	2133	1701	1930
2 Ue 200 x 40 x 2,46	2717	2540	2108	2311
2 Ue 250 x 40 x 1,25	812	736	660	609
2 Ue 250 x 40 x 1,55	1625	1447	1295	1168
2 Ue 250 x 40 x 2,25	2667	2514	2387	2260
2 Ue 250 x 40 x 2,46	3200	3022	2844	2717
2 Ue 300 x 40 x 1,25	711	635	-	-
2 Ue 300 x 40 x 1,55	1397	1244	1117	1016
2 Ue 300 x 40 x 2,25	2819	2489	2235	2032
2 Ue 300 x 40 x 2,46	3683	3479	3276	3124

Tabela 7.25 - Vãos máximos de vergas suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos, com viga estrutural central)

Aço 230 MPa

Designação	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x 0,95	863	762	609	-
2 Ue 90 x 40 x 1,25	1143	1066	1016	965
2 Ue 90 x 40 x 1,55	1270	1219	1143	1092
2 Ue 90 x 40 x 2,25	1422	1346	1270	1219
2 Ue 90 x 40 x 2,46	1676	1600	1524	1447
2 Ue 140 x 40 x 0,95	736	660	-	-
2 Ue 140 x 40 x 1,25	1066	1549	1447	1295
2 Ue 140 x 40 x 1,55	1727	1625	1549	1473
2 Ue 140 x 40 x 2,25	1955	1828	1752	1676
2 Ue 140 x 40 x 2,46	2336	2184	2082	1981
2 Ue 200 x 40 x 0,95	-	-	-	-
2 Ue 200 x 40 x 1,25	1270	990	990	914
2 Ue 200 x 40 x 1,55	2260	2133	1981	1828
2 Ue 200 x 40 x 2,25	2540	2413	2286	2159
2 Ue 200 x 40 x 2,46	3048	2971	2743	2590
2 Ue 250 x 40 x 1,25	1041	914	838	1066
2 Ue 250 x 40 x 1,55	2082	1219	1676	1524
2 Ue 250 x 40 x 2,25	2997	2844	2717	2565
2 Ue 250 x 40 x 2,46	3606	3403	3225	3073
2 Ue 300 x 40 x 1,25	889	787	711	635
2 Ue 300 x 40 x 1,55	1778	1574	1422	1295
2 Ue 300 x 40 x 2,25	3200	3048	2870	2590
2 Ue 300 x 40 x 2,46	4165	3911	3708	3556

Tabela 7.26 – Vergas em cantoneira dupla, suportando somente telhado e forro.

Designação	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2L 150 x 40 x 1,25	1422	1320	1244	1193
2L 150 x 40 x 1,55	1625	1498	1422	1346
2L 150 x 40 x 2,25	1854	1727	1625	1524
2L 200 x 40 x 1,25	1879	1727	1625	1549
2L 200 x 40 x 1,55	2108	1981	1854	1752
2L 200 x 40 x 2,25	2413	2235	2108	1981
2L 250 x 40 x 1,25	2057	1930	1803	1701
2L 250 x 40 x 1,55	2616	2184	2032	1930
2L 250 x 40 x 2,25	2946	2743	2590	2184

Tabela 7.27 – Vergas em cantoneira dupla, suportando um pavimento, telhado e forro.

Designação	Espessura dos perfis (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2L 150 x 40 x 1,25	965	914	838	812
2L 150 x 40 x 1,55	1092	1016	965	914
2L 150 x 40 x 2,25	1244	1168	1092	1041
2L 200 x 40 x 1,25	1270	1168	1117	1041
2L 200 x 40 x 1,55	1422	1346	1270	1193
2L 200 x 40 x 2,25	1625	1524	1422	1346
2L 250 x 40 x 1,25	1397	1295	1219	1168
2L 250 x 40 x 1,55	1574	1473	1397	1320
2L 250 x 40 x 2,25	1778	1676	1574	1498

7.2 Gráficos

São apresentados a seguir alguns gráficos para o pré-dimensionamento de montantes e vigas do reticulado metálico do sistema LSF. Foram desenvolvidos para os perfis Ue 90x40x12, Ue 140x40x12 e Ue 200x40x12 com espessuras nominais de 0,8 mm, 0,95 mm e 1,25 mm e aço com resistência ao escoamento igual a 230 MPa. Podem ser verificadas as capacidades resistentes à compressão axial, à flexão simples e à flexo-compressão.

7.2.1 Gráficos L x NSd - Barras submetidas à força axial de compressão

Os gráficos são dados pelos pares $L \times N_{sd}$, onde L é o comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação ao eixo x , ou seja, $L = K_x L_x$. Foram desenvolvidos gráficos para os casos em que $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ e para o caso em que $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$. O valor de N_{sd} é igual a máxima força axial de compressão solicitante de cálculo que pode ser aplicada na barra. Esse valor é igual à força axial de compressão resistente de cálculo, obtida conforme a ABNT NBR 14762:2010 considerando a flambagem local com base no método da largura efetiva (MLE) e a flambagem global por flexão ou flexo-torção. A flambagem distorcional não foi considerada.

Conforme apresentado em 6.1, os montantes de um painel podem ser travados lateralmente com bloqueadores e fitas de aço instalados ao longo de sua altura, conforme detalha a figura 6.2, para a diminuição dos comprimentos efetivos de flambagem global por flexão, por torção ou por flexo-torção.

A seguir são apresentados os gráficos 7.1 a 7.3 com as relações $L \times N_{sd}$ de pré-dimensionamento das barras submetidas à força axial de compressão com apenas um travamento ao longo do vão, ou seja, $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$.

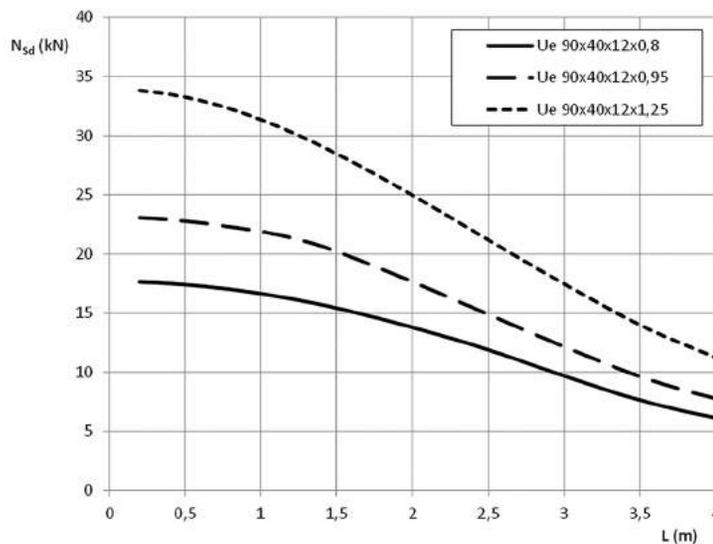


Gráfico 7.1 - Barras submetidas à força axial de compressão: Perfil Ue 90x40x12; $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$.

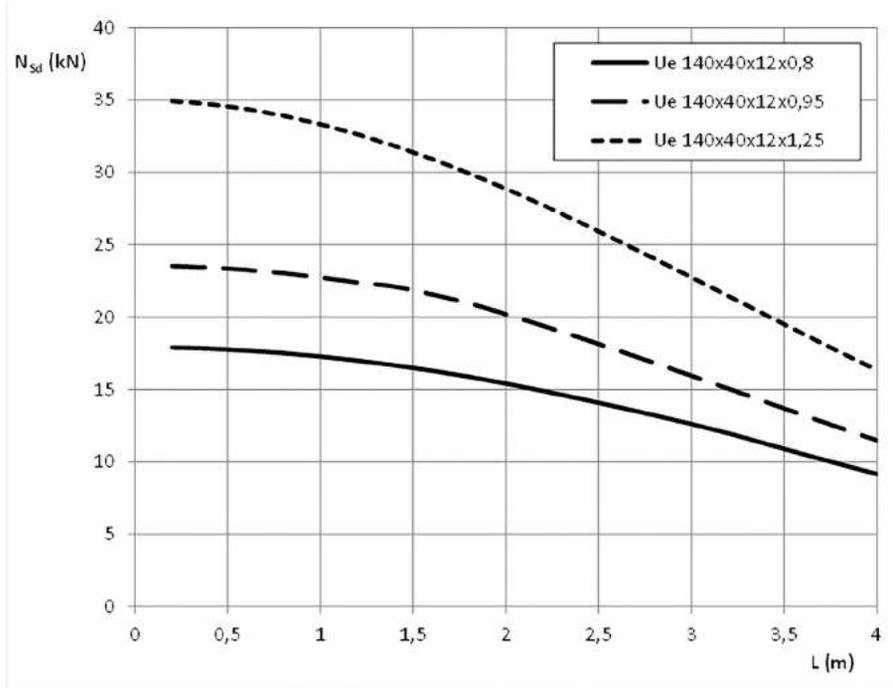


Gráfico 7.2 - Barras submetidas à força axial de compressão: Perfil Ue 140x40x12; $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$.

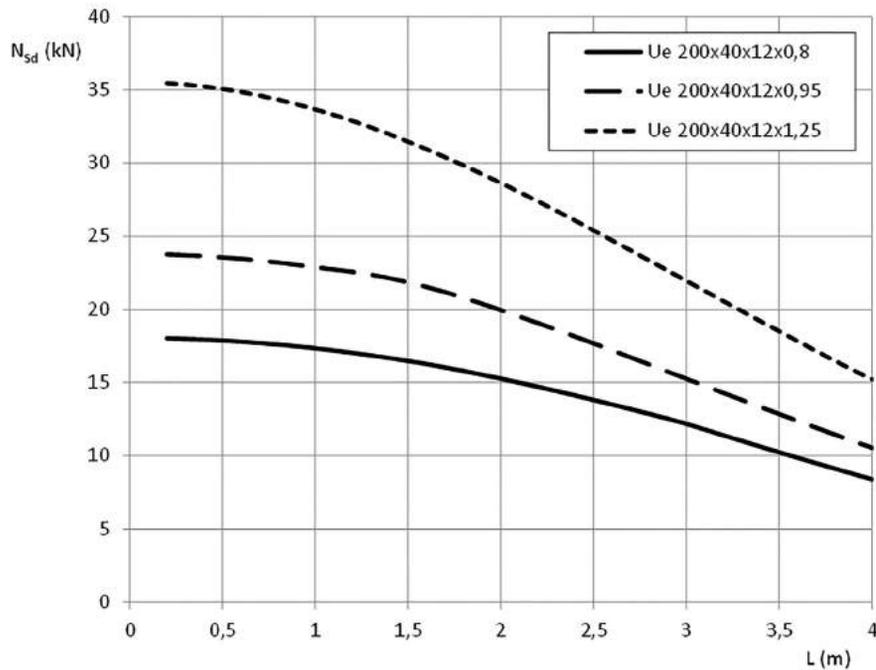


Gráfico 7.3 - Barras submetidas à força axial de compressão: Perfil Ue 200x40x12; $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$.

A seguir são apresentados os gráficos 7.4 a 7.6 com as relações $L \times N_{sd}$ de pré-dimensionamento das barras submetidas à força axial de compressão com dois travamentos ao longo do vão, ou seja, $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$.

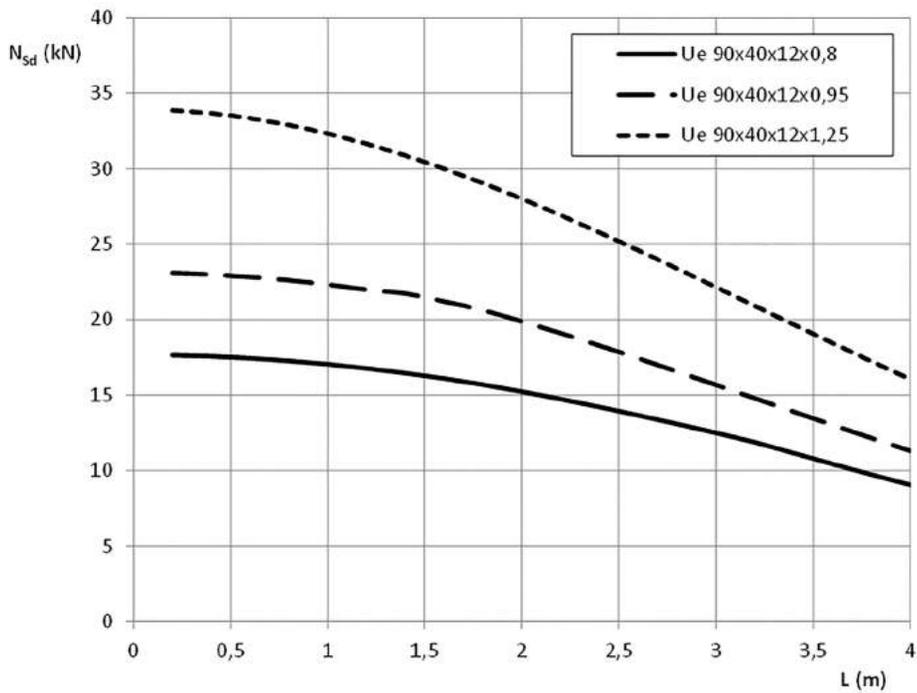


Gráfico 7.4 - Barras submetidas à força axial de compressão: Perfil Ue 90x40x12;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$.

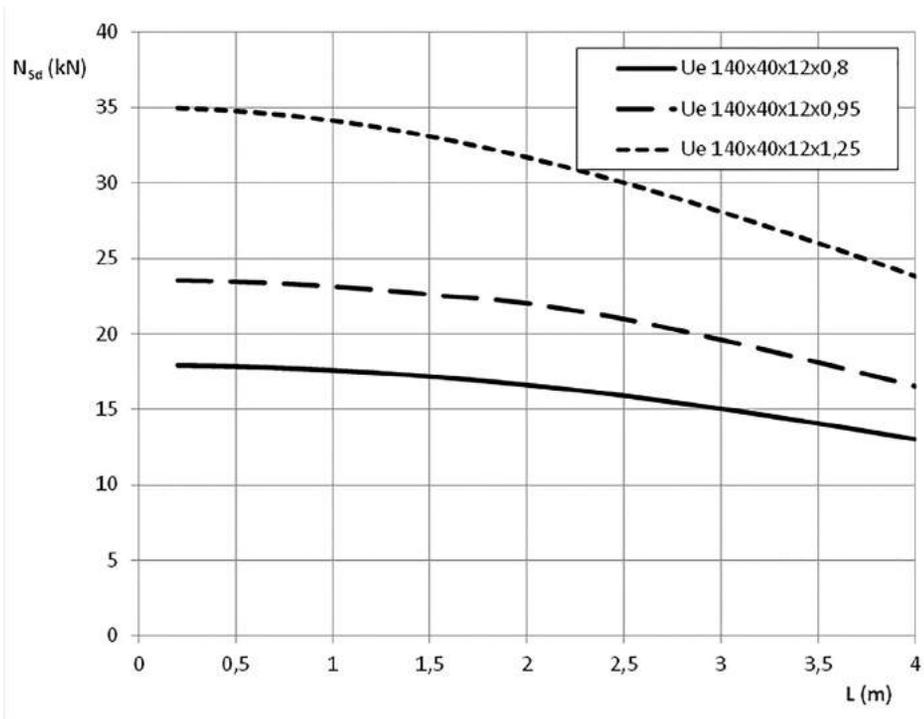


Gráfico 7.5 - Barras submetidas à força axial de compressão: Perfil Ue 140x40x12;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$.

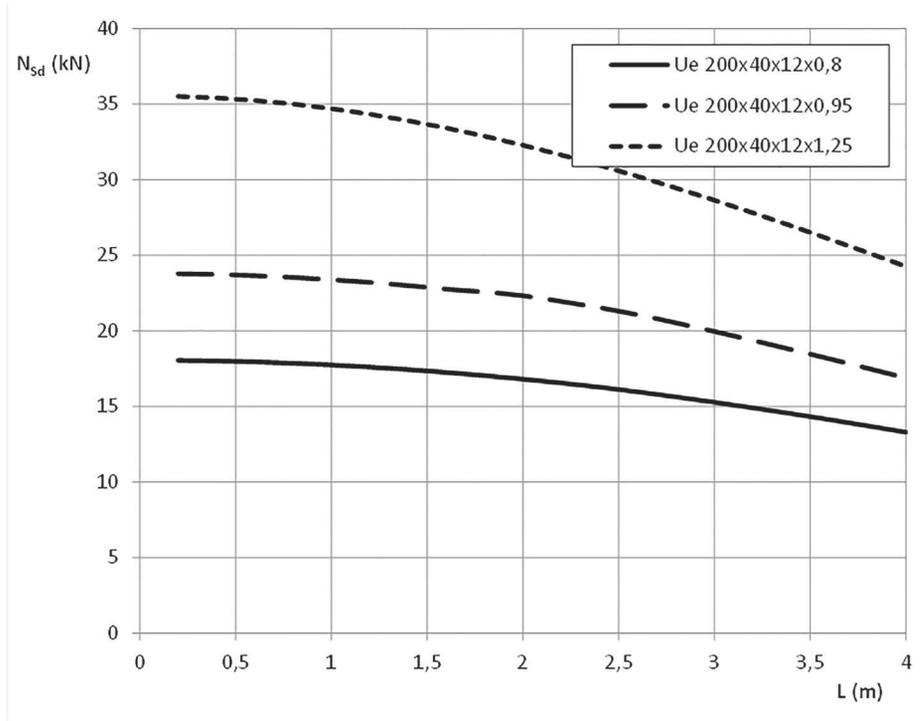


Gráfico 7.6 - Barras submetidas à força axial de compressão: Perfil Ue 200x40x12;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$.

7.2.2 Gráficos $q_{sd} \times L$ - Barras submetidas à flexão simples

Os gráficos são dados pelos pares $q_{sd} \times L$, onde L é o vão entre apoios, para flexão em relação ao eixo x , ou seja, $L = L_x$. Foram desenvolvidos gráficos para os casos em que $L_z = L_y = L_x / 2$ e para o caso em que $L_z = L_y = L_x / 3$.

Conforme apresentado em 6.1, as vigas de entrepiso podem ser travadas lateralmente contra a flambagem lateral com torção com bloqueadores e fitas de aço instalados ao longo de seu vão, conforme detalha a foto 6.1 e a figura 6.1, para a diminuição dos comprimentos destravados.

O valor de q_{sd} é igual a máxima carga de cálculo, distribuída ao longo do vão que pode ser aplicada na barra dado por

$$q_{sd} \leq \begin{cases} \frac{8M_{Rd}}{L^2} \\ \frac{2V_{Rd}}{L} \\ 1,4 \left(\frac{384}{5} \right) \frac{EI_{ef}}{350L^3} \end{cases}$$

O cálculo de q_{sd} leva em conta o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}), a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) e o deslocamento máximo ($L/350$) para vigas biapoiadas.

O momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) foi obtido conforme a ABNT NBR 14762:2010 considerando o início do escoamento da seção efetiva obtida com base no MLE e a flambagem lateral com torção; neste caso, C_b foi tomado igual a 1,0. A flambagem distorcional não foi considerada.

A força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) foi obtida conforme a ABNT NBR 14762:2010 considerando a alma das barras sem enrijecedores transversais.

Em relação ao deslocamento máximo de $L/350$, o momento de inércia I_{ef} foi obtido com base no MLE considerando $\sigma = f_y$. Também se considerou que q_{sd} é igual a 1,4 vezes a carga distribuída característica.

A seguir são apresentados os gráficos 7.7 a 7.9 com as relações $q_{sd} \times L$ de pré-dimensionamento das barras submetidas à flexão simples com apenas um travamento ao longo do vão, ou seja, $L_z = L_y = L_x / 2$.

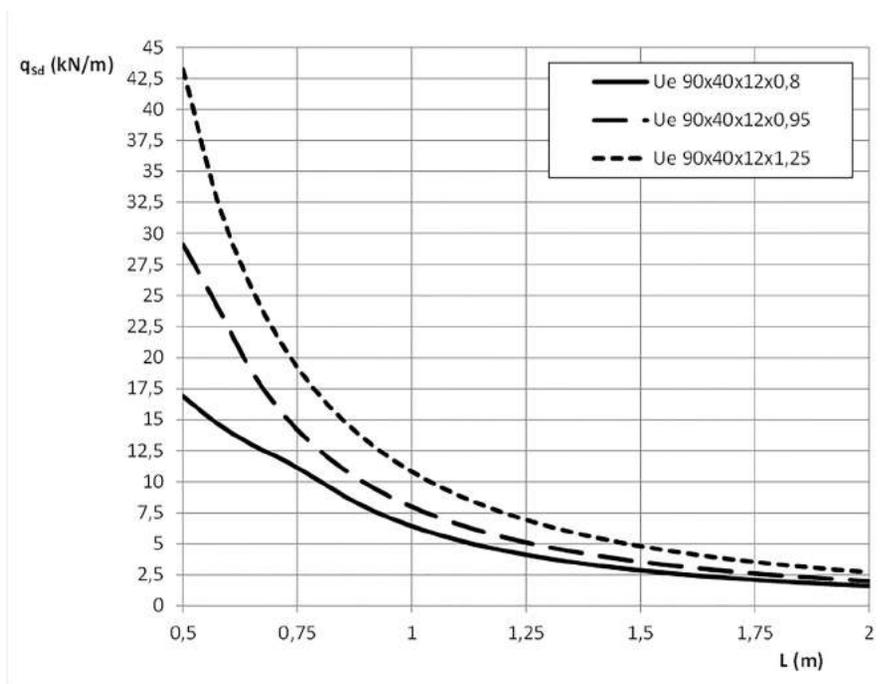


Gráfico 7.7 - Barras submetidas à flexão simples: Perfil Ue 90x40x12; $L_z = L_y = L_x / 2$

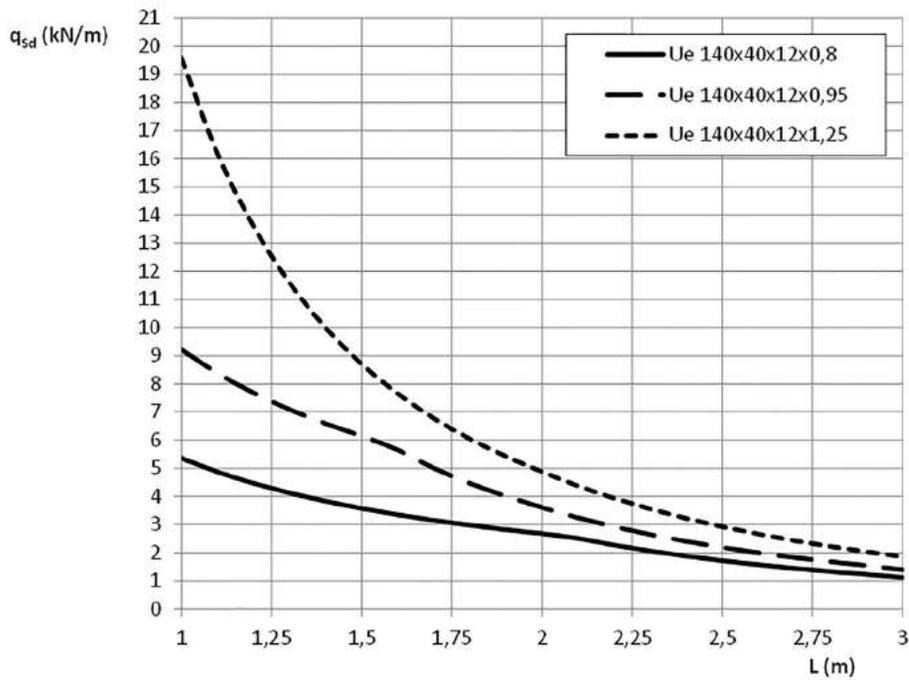


Gráfico 7.8 - Barras submetidas à flexão simples: Perfil Ue 140x40x12; $L_z = L_y = L_x / 2$.

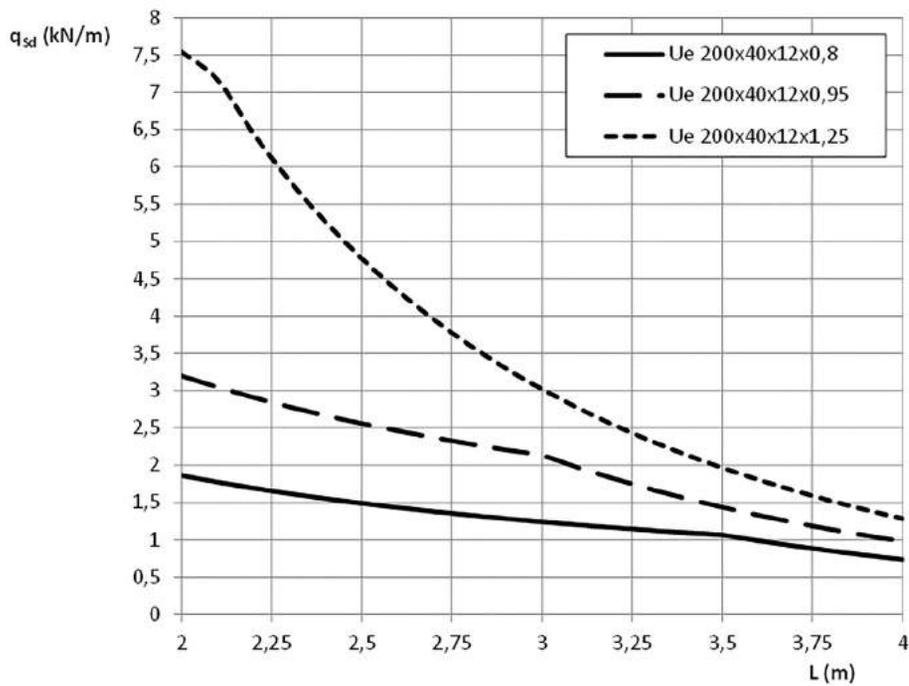


Gráfico 7.9 - Barras submetidas à flexão simples: Perfil Ue 200x40x12; $L_z = L_y = L_x / 2$.

A seguir são apresentados os gráficos 7.10 a 7.12 com as relações $q_{sd} \times L$ de pré-dimensionamento das barras submetidas à flexão simples com dois travamentos ao longo do vão, ou seja, $L_z = L_y = L_x / 3$.

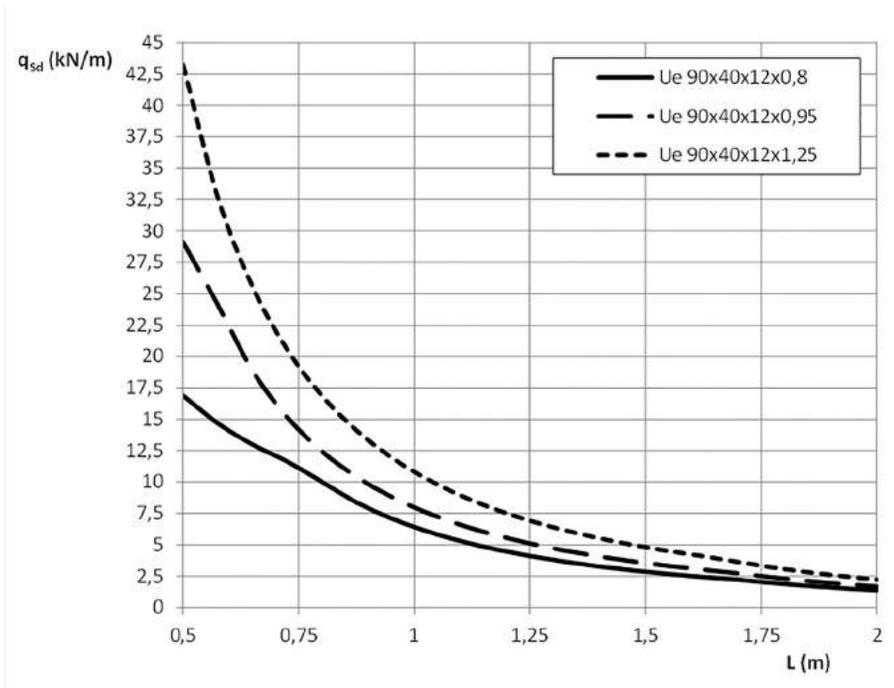


Gráfico 7.10 - Barras submetidas à flexão simples: Perfil Ue 90x40x12; $L_z = L_y = L_x / 3$.

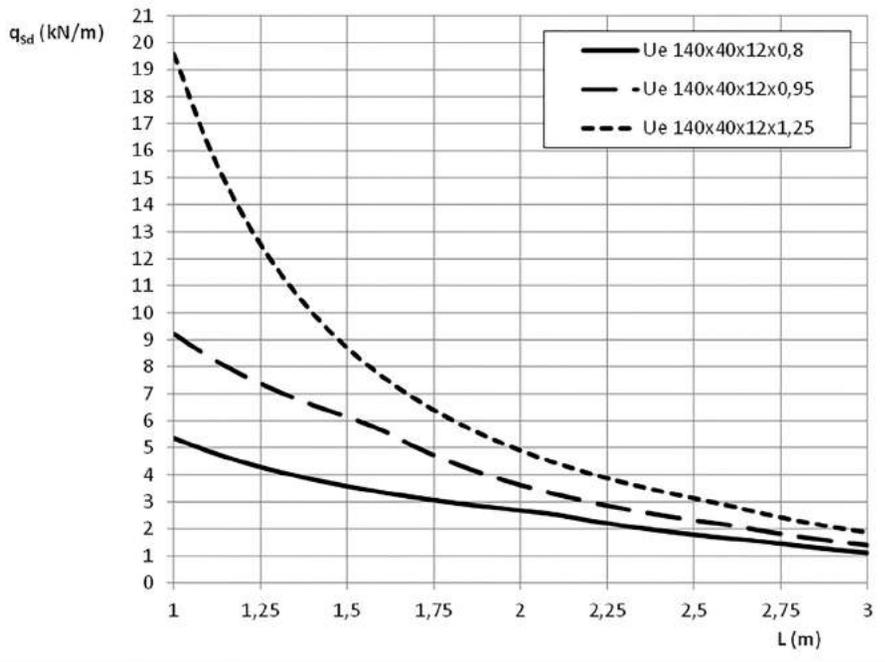


Gráfico 7.11 - Barras submetidas à flexão simples: Perfil Ue 140x40x12; $L_z = L_y = L_x / 3$.

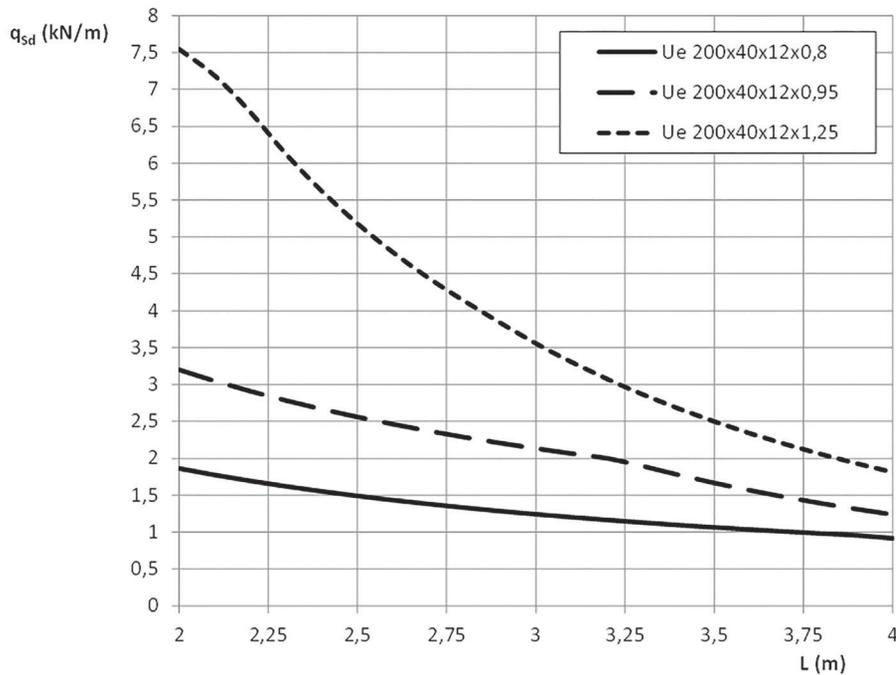


Gráfico 7.12 - Barras submetidas à flexão simples: Perfil Ue 200x40x12; $L_z = L_y = L_x / 3$.

7.2.3 Gráficos $q_{Sd} \times N_{Sd}$ - Barras submetidas à flexo-compressão

Os gráficos são dados pelos pares $q_{Sd} \times N_{Sd}$, onde N_{Sd} é o valor da máxima força axial de compressão solicitante de cálculo que pode ser aplicada na barra. O valor de q_{Sd} é igual à máxima carga de cálculo, distribuída ao longo do vão que pode ser aplicada na barra dado por

$$q_{Sd} \leq \begin{cases} \left(\frac{8M_{Rd}}{B_1 L_x^2} \right) \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right) \\ \frac{2V_{Rd}}{L} \\ 1,4 \left(\frac{384}{5} \right) \frac{EI_{ef}}{350L^3} \end{cases}$$

O cálculo de q_{Sd} leva em conta a interação entre o momento fletor e a força axial de compressão, a força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) e o deslocamento máximo ($L/350$) para vigas biapoiadas.

A primeira parcela da expressão anterior para o cálculo de q_{Sd} pode ser obtida partindo da expressão de interação $N_{Sd}/N_{Rd} + M_{Sd,x}/M_{Rd,x} \leq 1,0$ onde:

- a força axial resistente de cálculo, N_{Rd} , foi obtida conforme a ABNT NBR 14762:2010 considerando a flambagem local com base no MLE e a flambagem global por flexão ou flexo-

-torção. A flambagem distorcional não foi considerada. Foram desenvolvidos gráficos para os casos em que $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ e para o caso em que $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$;

- o momento fletor solicitante de cálculo, $M_{Sd,x}$, considera os efeitos de segunda ordem ao longo da barra por meio do coeficiente $B1 = 1 / (1 - N_{Sd}/N_{e,x})$;

- o momento fletor resistente de cálculo (M_{Rd}) foi obtido conforme a ABNT NBR 14762:2010 considerando o início do escoamento da seção efetiva obtida com base no MLE e a flambagem lateral com torção, nesse caso, C_b foi tomado igual a 1,0. A flambagem distorcional não foi considerada. Os travamentos considerados são efetivos tanto para compressão quanto para a flexão, ou seja, os gráficos em que $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ correspondem a flexão com $L_z = L_y = L_x / 2$ e os gráficos em que $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ correspondem a flexão com $L_z = L_y = L_x / 3$;

A força cortante resistente de cálculo (V_{Rd}) foi obtida conforme a ABNT NBR 14762:2010 considerando a alma das barras sem enrijecedores transversais.

Em relação ao deslocamento máximo de $L/350$, o momento de inércia I_{ef} foi obtido com base no MLE considerando $\sigma = f_y$. Também se considerou que q_{Sd} é igual a 1,4 vezes a carga distribuída característica.

Os gráficos 7.13 a 7.21 apresentam as relações $q_{Sd} \times N_{Sd}$ de pré-dimensionamento das barras submetidas à flexo-compressão com apenas um travamento ao longo do vão, ou seja, $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão:

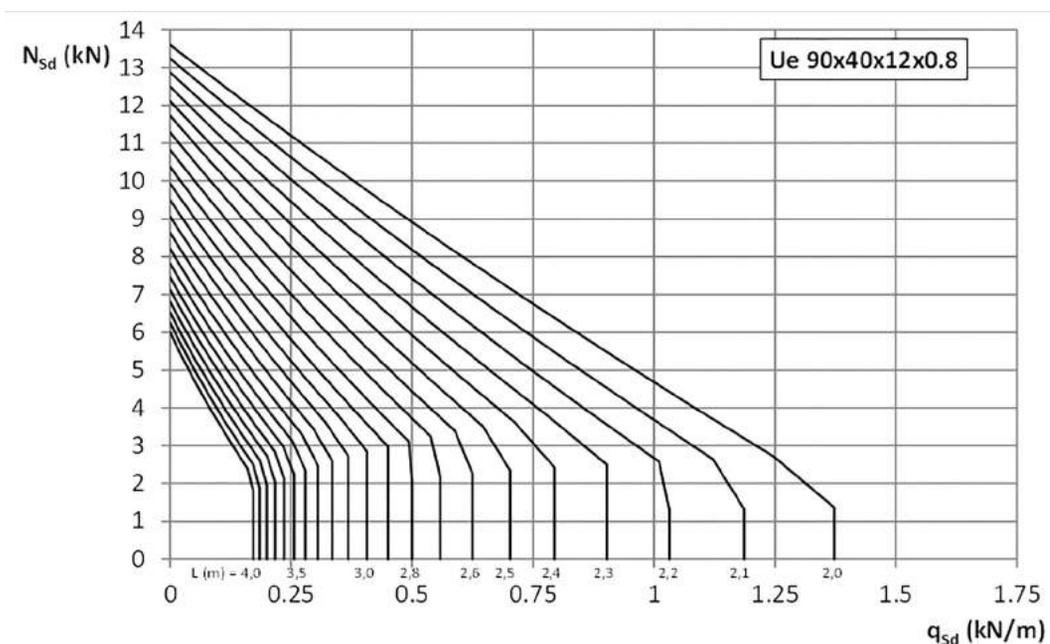


Gráfico 7.13 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 90x40x12x0,80;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

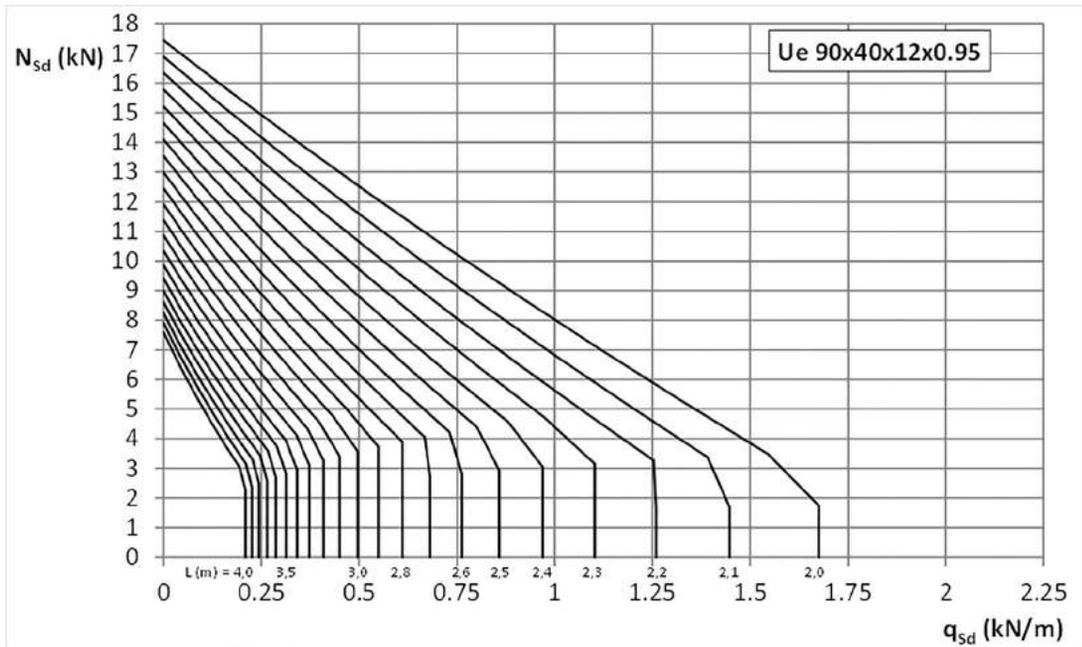


Gráfico 7.14 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 90x40x12x0,95;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

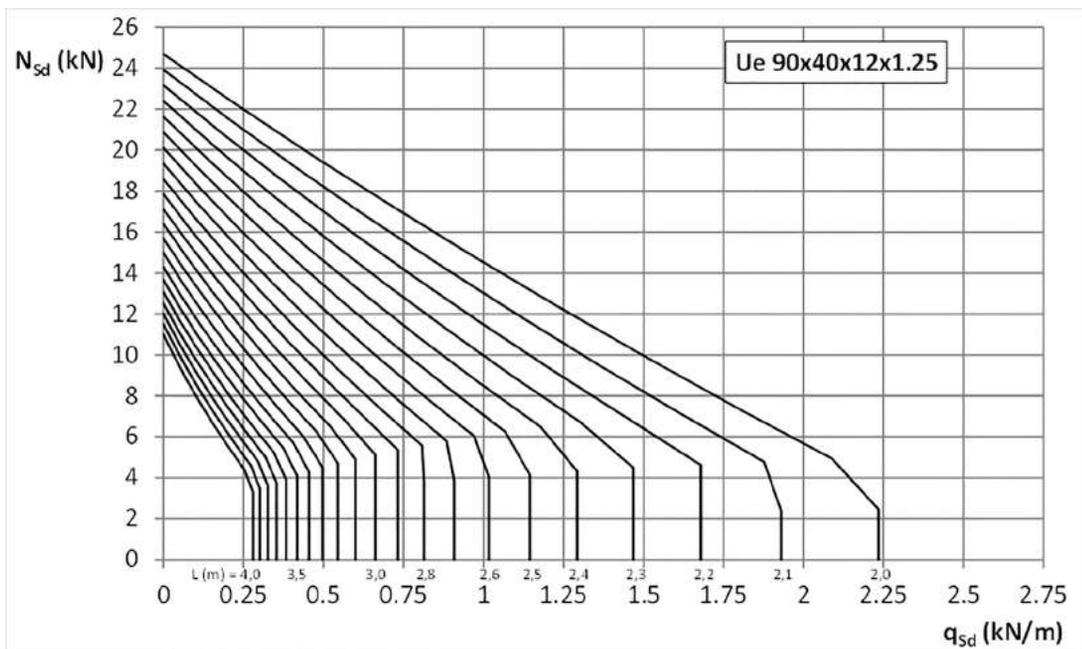


Gráfico 7.15 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 90x40x12x1,25;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

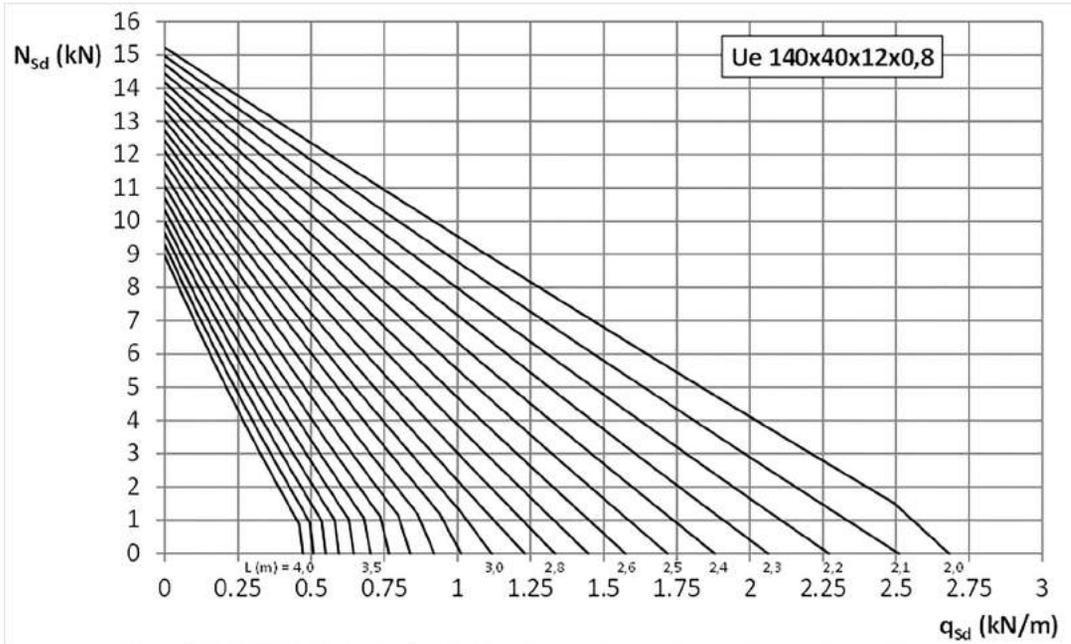


Gráfico 7.16 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 140x40x12x0,80;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

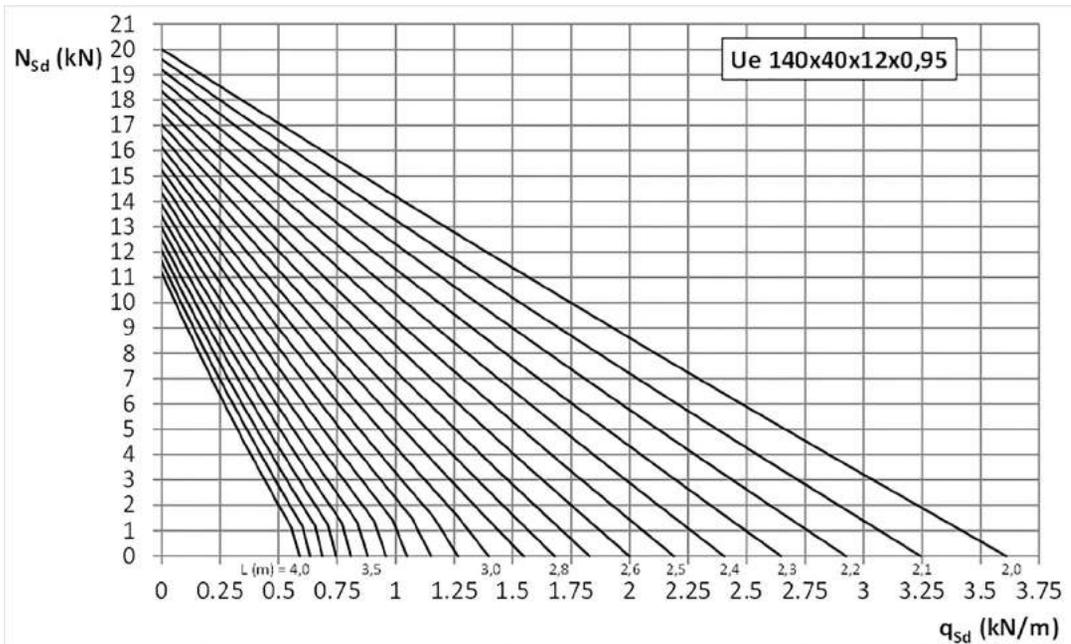


Gráfico 7.17 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 140x40x12x0,95;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

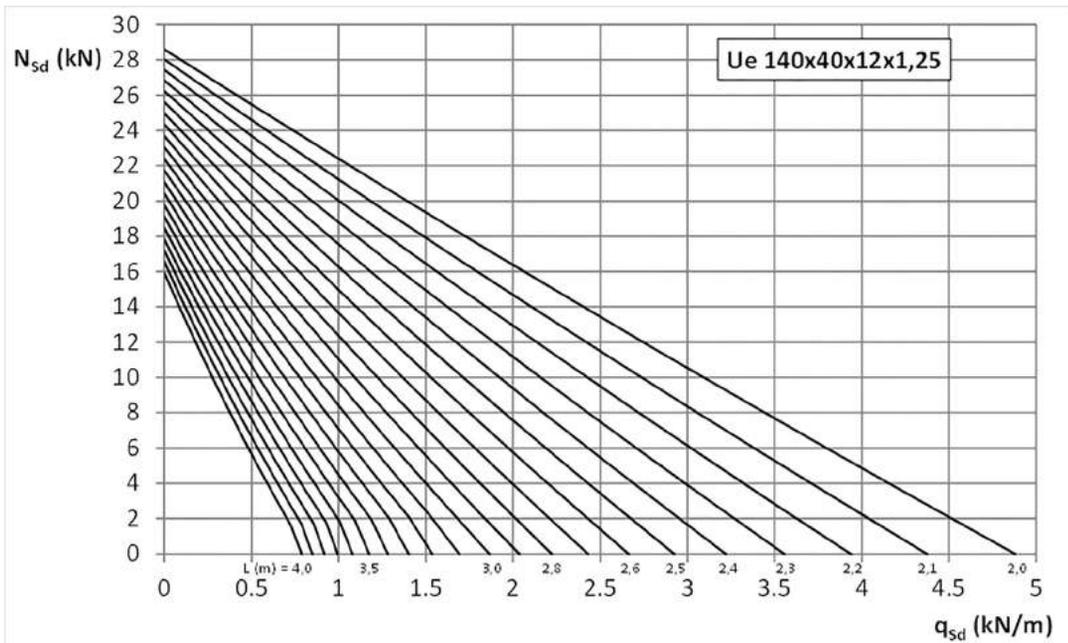


Gráfico 7.18 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 140x40x12x1,25;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

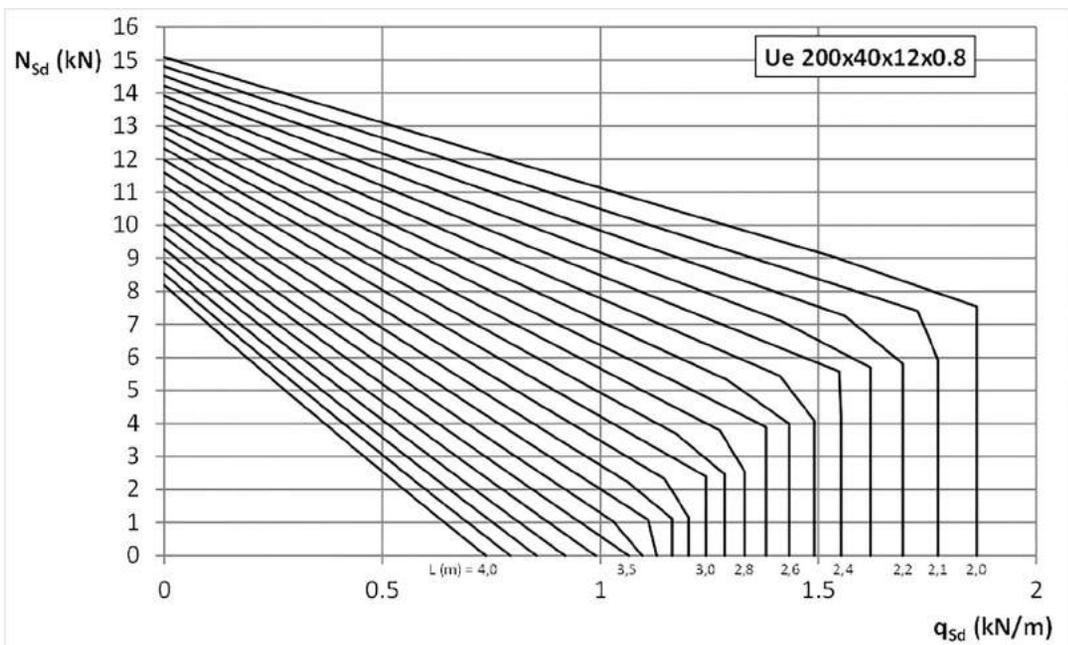


Gráfico 7.19 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 200x40x12x0,80;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

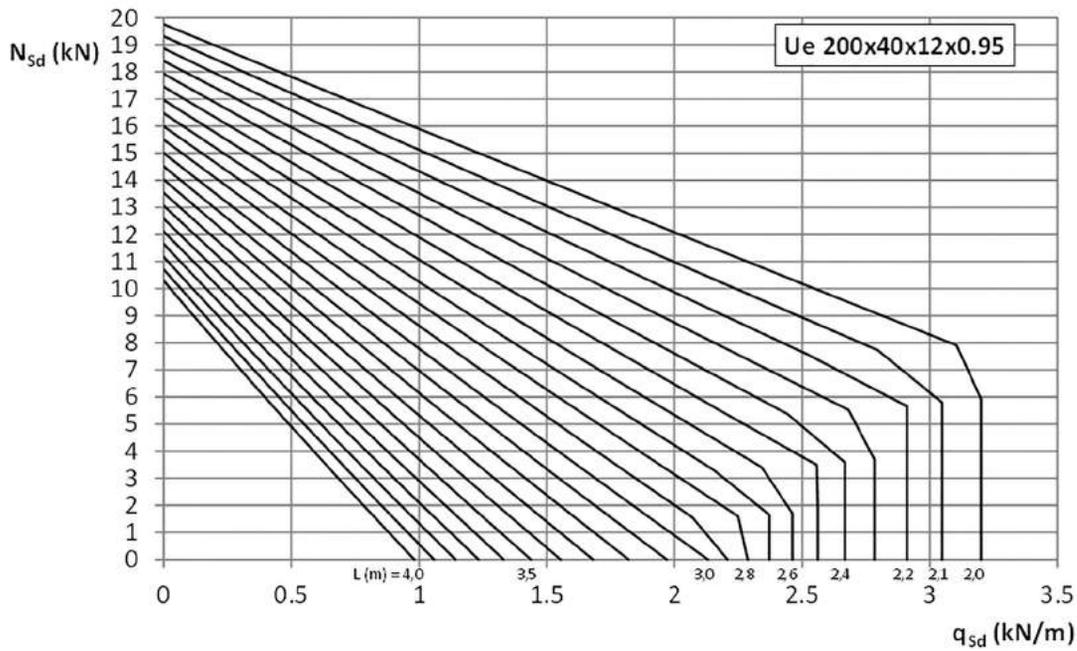


Gráfico 7.20 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 200x40x12x0,95;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

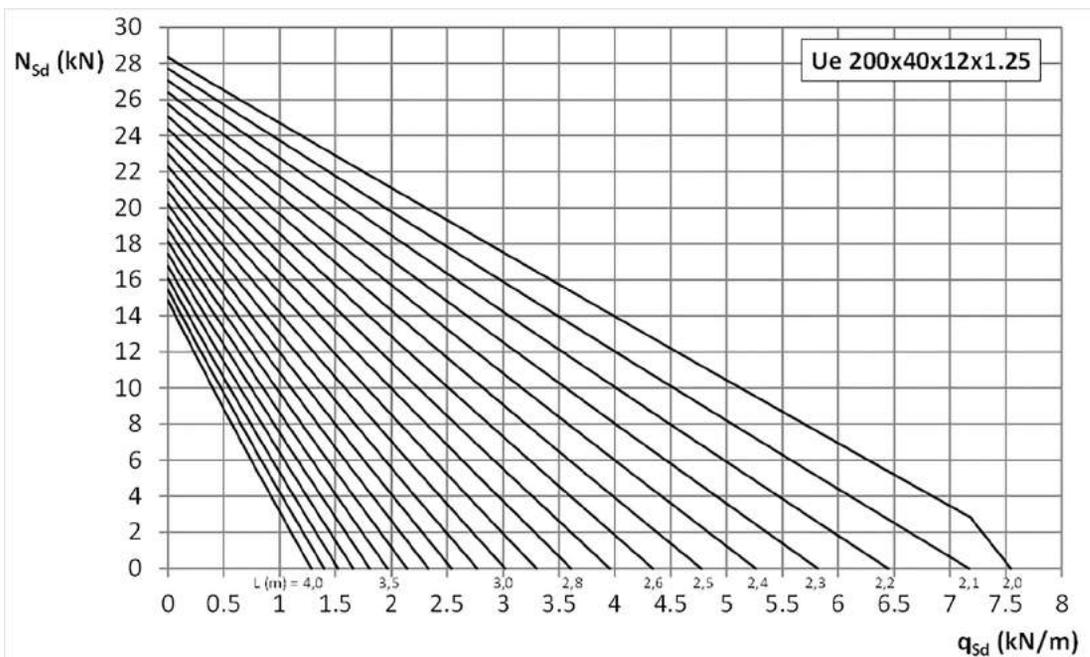


Gráfico 7.21 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 200x40x12x1,25;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 2$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 2$ para flexão.

Os gráficos 7.22 a 7.30 apresentam as relações $q_{sd} \times N_{sd}$ de pré-dimensionamento das barras submetidas à flexo-compressão com dois travamentos ao longo do vão, ou seja, $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão:

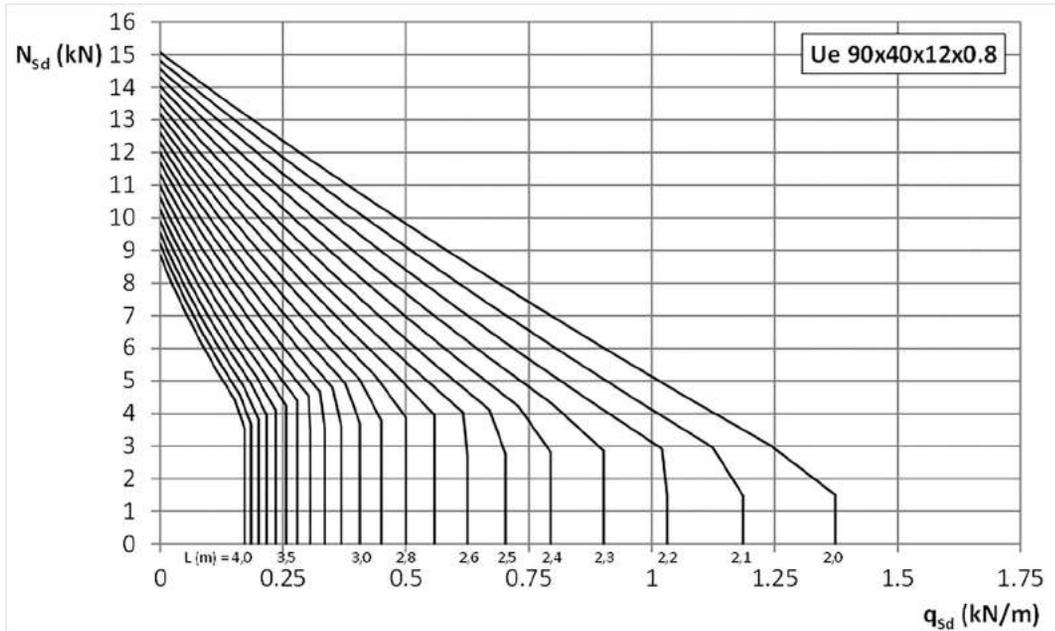


Gráfico 7.22 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 90x40x12x0,80;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

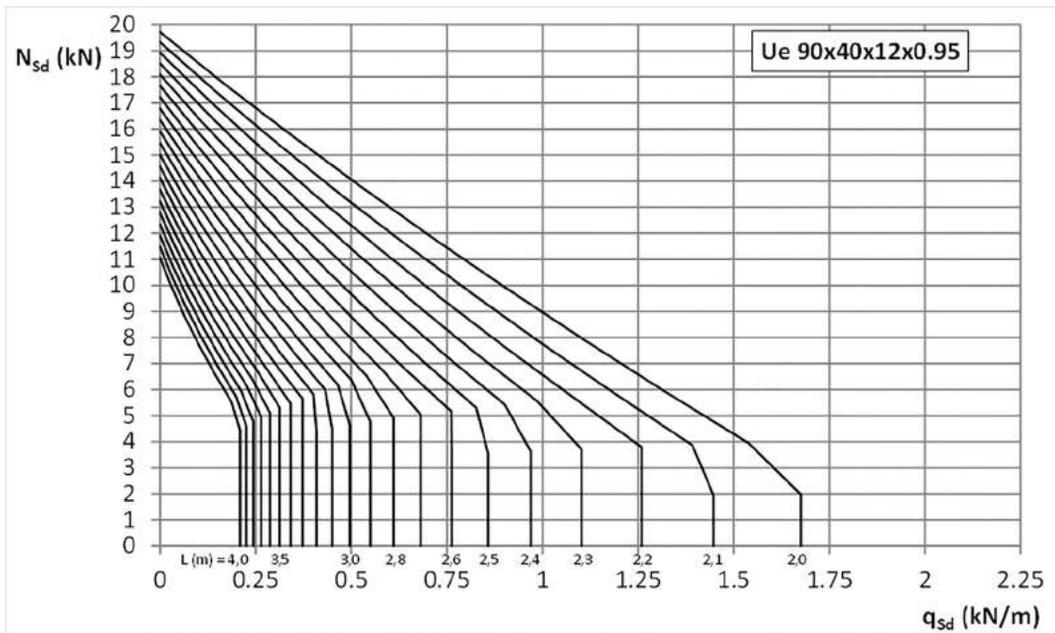


Gráfico 7.23 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 90x40x12x0,95;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

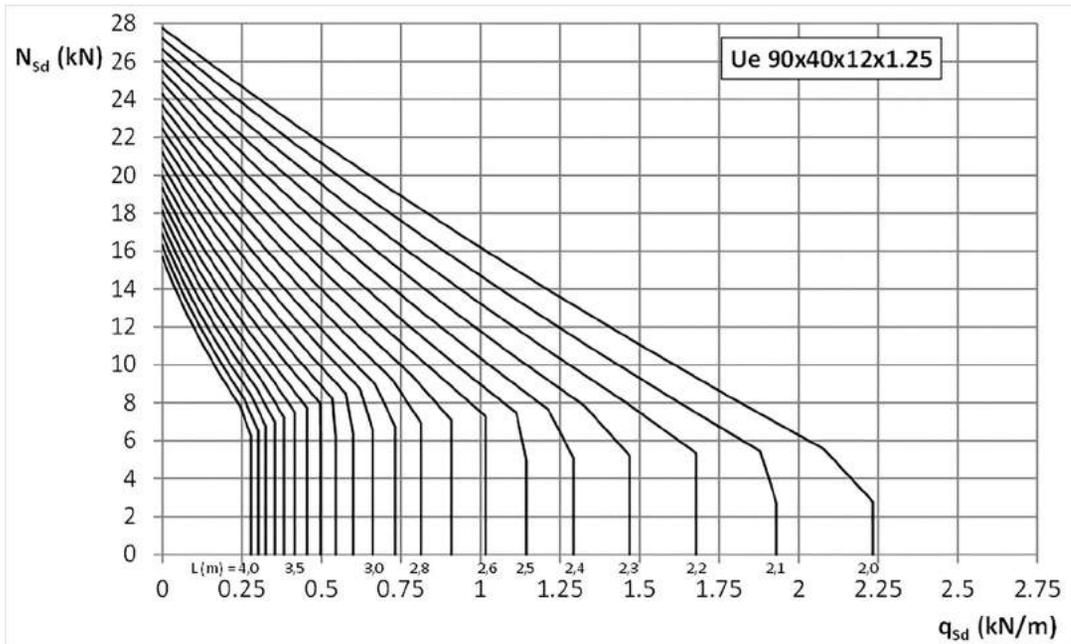


Gráfico 7.24 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 90x40x12x1,25;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

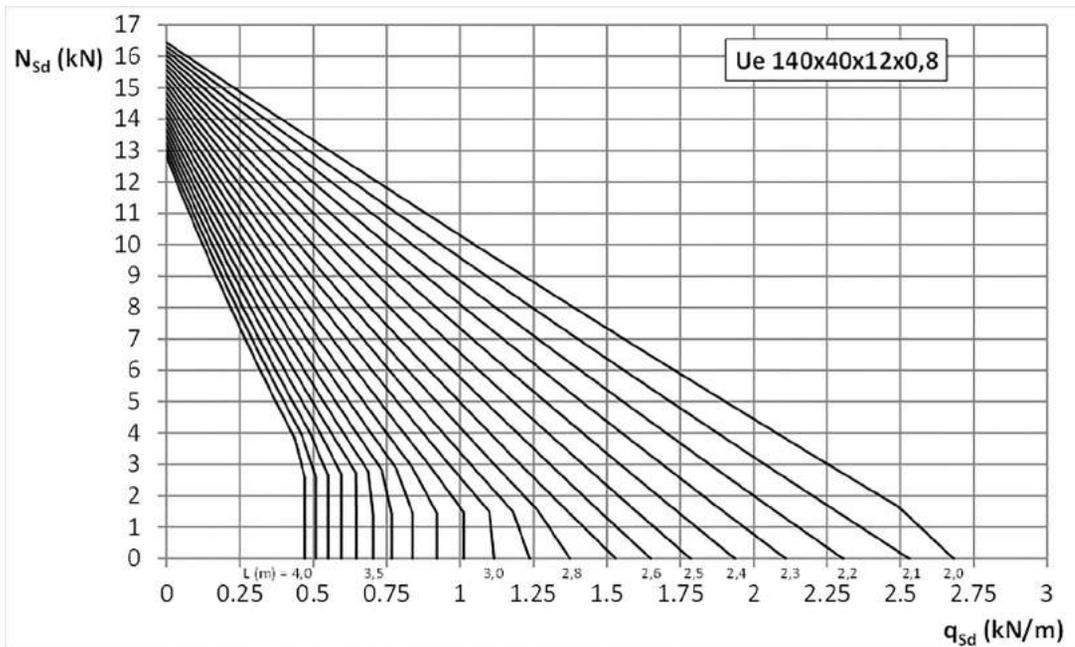


Gráfico 7.25 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 140x40x12x0,80;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

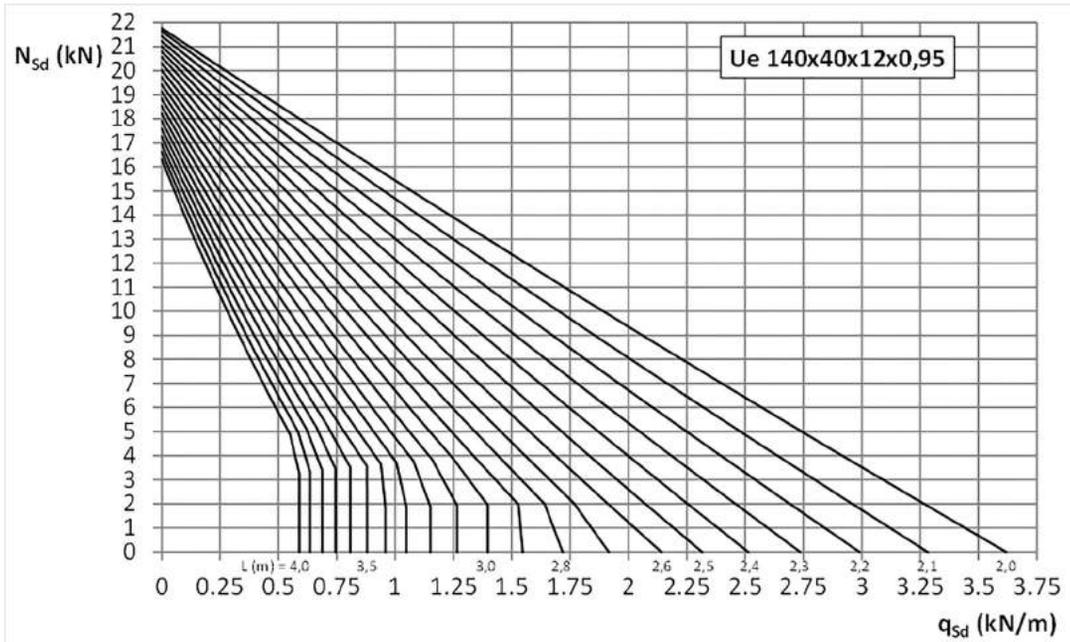


Gráfico 7.26 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 140x40x12x0,95;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

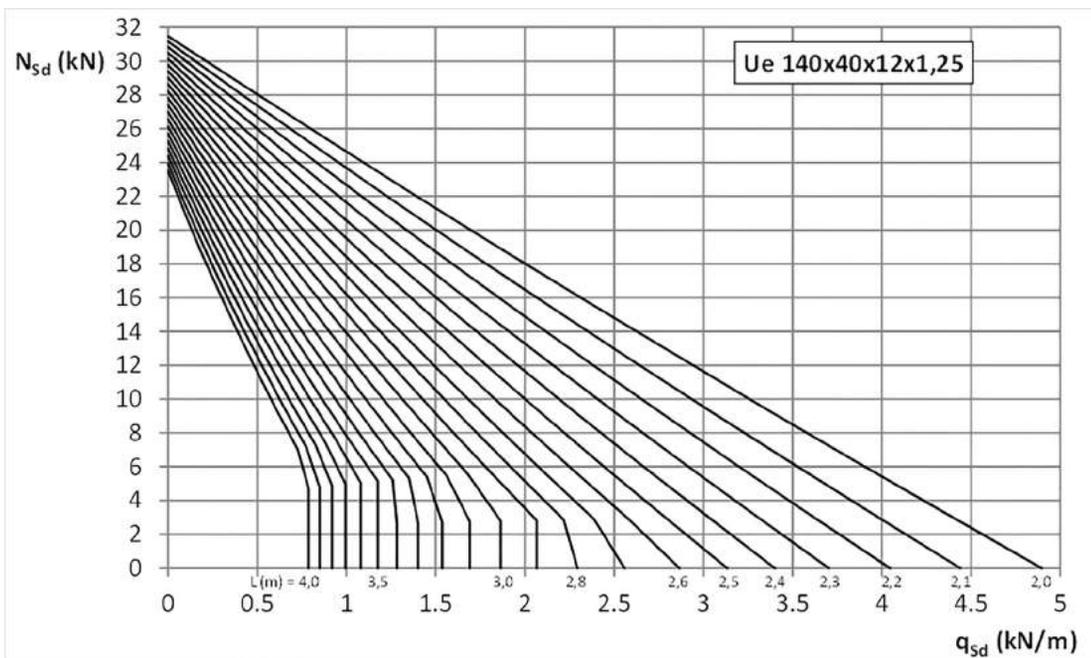


Gráfico 7.27 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 140x40x12x1,25;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

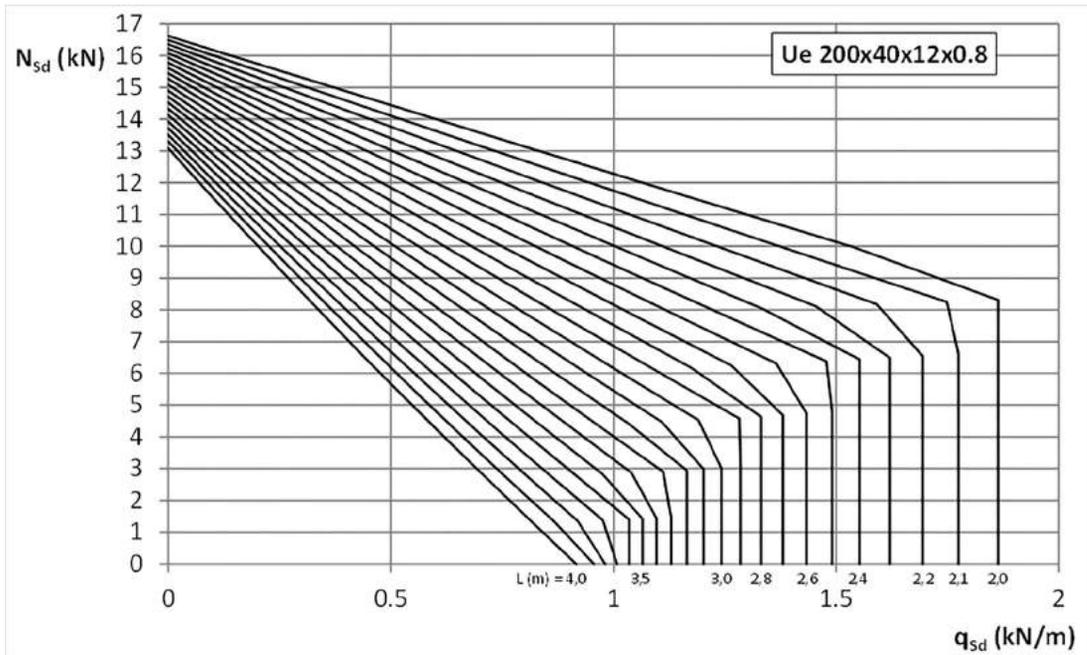


Gráfico 7.28 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 200x40x12x0,80;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

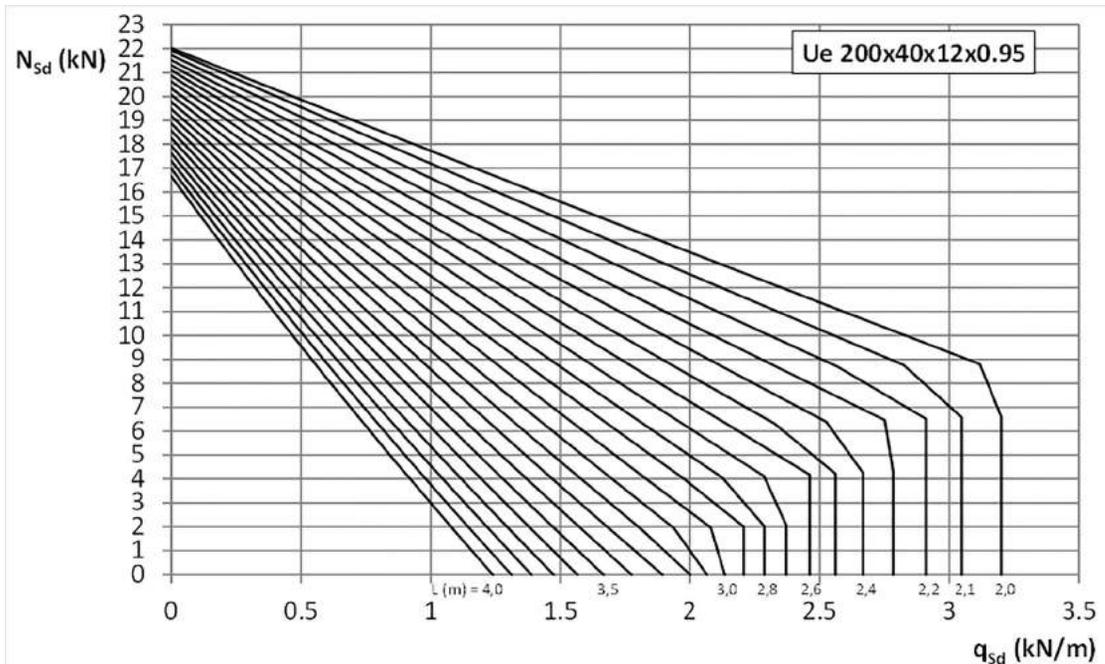


Gráfico 7.29 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 200x40x12x0,95;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

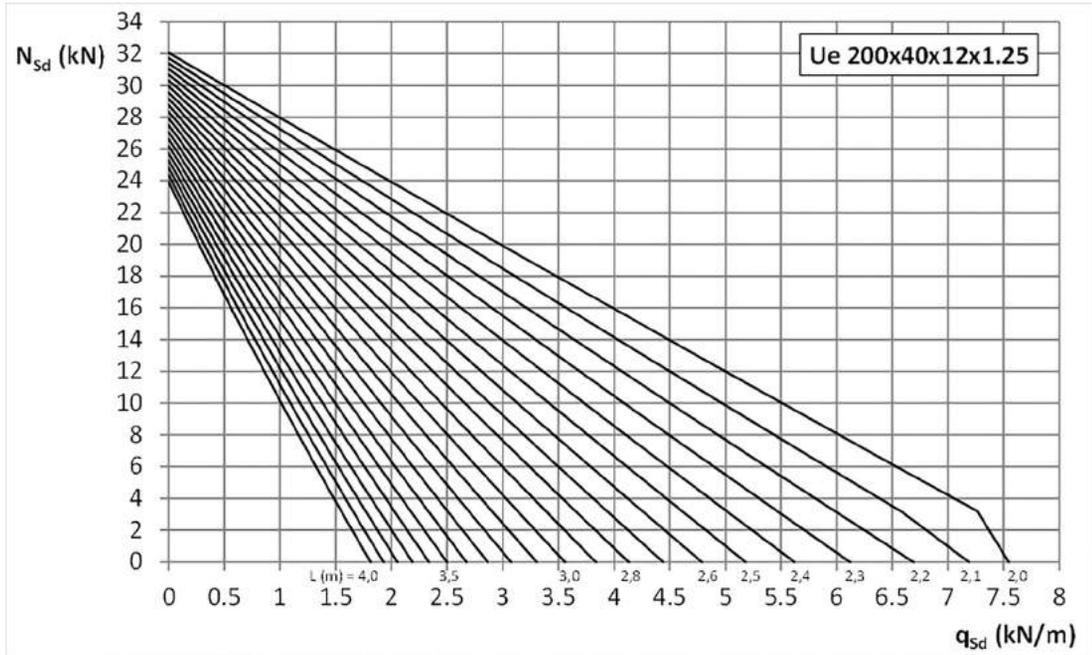


Gráfico 7.30 - Barras submetidas à flexo-compressão: Perfil Ue 200x40x12x1,25;
 $K_z L_z = K_y L_y = K_x L_x / 3$ para compressão e $L_z = L_y = L_x / 3$ para flexão.

Referências Bibliográficas

ABNT NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 1980.

ABNT NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. ABNT, Rio de Janeiro, 2008.

ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações. ABNT, Rio de Janeiro, 1988.

ABNT NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. ABNT, Rio de Janeiro, 2010.

ABNT NBR 6355:2012 - Perfis estruturais, de aço, formados a frio – Padronização. ABNT, Rio de Janeiro, 2012.

ABNT NBR 15253:2014 - Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações - Requisitos gerais. ABNT, Rio de Janeiro, 2014.

AISI S100-2007 - AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE - North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. AISI Standard, 2007 Edition. Approved in Canada by the CSA Group. Endorsed in Mexico by CANACERO.

AISI S100-12 - AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE - North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. AISI Standard, 2012 Edition. Approved in Canada by the CSA Group. Endorsed in Mexico by CANACERO.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE - Monotonic Tests of Cold-Formed Steel Shear Walls With Openings. AISI, Malboro, 1997.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE - Cold-formed steel design manual - PART V, Specification for the design of cold formed steel structural members. AISI, Washington, 1996 Edition.

ANSI-AISC 360-10 - AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION - Specification for Structural Steel Buildings. An American National Standard, June 22, 2010.

BEVILAQUA, R. - Estudo comparativo de desempenho estrutural de prédios estruturados em perfis formados a frio segundo os sistemas aporticado e Light Steel Framing. Dissertação de mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, outubro de 2005.

CAIXA- Sistema construtivo em painéis reticulados estruturados com perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico (Light Steel Framing) - Requisitos mínimos para financiamento pela Caixa. Caixa Econômica Federal, 2003.

CISER PARAFUSOS E PORCAS – Especificação de produto. Parafusos para Steel Frame, CISER, revisão 00, 2005.

EUROCODE 3: Design of steel structures. Part 1.5: Plated structural elements. prEN 1993-1-5:2004, 11 June 2004.

FIREBOARD COM. ESP. LTDA – Superboard – Catálogo Técnico, 2006.

FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. de; SANTIAGO, A. K. Manual de Construção em Aço. Steel Framing: Arquitetura., CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO (CBCA), 2012.

GARNER, C. J. - Guia do construtor em steel framing. Tradução de Sidnei Palatnik. Disponível em: <http://www.cbca-ibs.org.br/>. Acesso em Março 2004. 29p.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – Paredes de gesso acartonado – Fabricante Knauf. Referência Técnica IPT No 018. Emissão Maio 2002. Validade Abril de 2003.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS – Relatório de Ensaio No 931 984-203. Ensaio Diversos. Cliente: CISER – Cia. Industrial H. Carlos Schneider. São Paulo, 21 de novembro de 2005.

MASISA – Painel Estrutural OSB – Catálogo eletrônico de recomendações práticas. 2006.

NEW ZEALAND STANDARDS - AS/NZS 4600:1996 - Cold-formed steel structures. Australian / New Zealand Standard, 1996.

NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE (a) - Shear Wall Design Guide –Publication RG-9804. NASFA, AISI, 1998.

NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE (b) - Prescriptive method for residential cold-formed steel framing. NASFA, October 2000.

NORTH AMERICAN STEEL FRAMING ALLIANCE (c) - Low-rise residential construction - Details. NASFA, March 2000.

SCHAFER, B. W. CUFSM 4.05. Software de análise de estabilidade elástica disponível no site www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm, 2014.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE - Building design using cold formed steel sections – Construction detailing and practice. SCI Publication P165, 1997.

TIAN, Y. S., WANG, J. and LU, T. J.; Racking strength and stiffness of cold-formed steel wall frames. In. Journal of Constructional Steel Research, 60 (2004), pp 1069-1093.

YU, W. W. - Cold-formed steel design. John Wiley & Sons. Inc., Third Edition, 2000.



Av. Rio Branco, 109 - 29º andar

Rio de Janeiro - RJ

Telefone: (21) 3445-6300

E-mail: cbca@acobrasil.org.br

www.cbca-acobrasil.org.br

Gestor:



ISBN978-85-89819-39-8



9 788589 819398