STEEL FRAMING: ENGENHARIA

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: Arquitetura
- Interfaces Aço-Concreto
- Steel Framing: Engenharia

FRANCISCO CARLOS RODRIGUES

STEEL FRAMING: ENGENHARIA

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA
CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

RIO DE JANEIRO
2006

@ 2006 INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA/CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO

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

Ficha catalográfica preparada pelo Centro de Informações do IBS/CBCA

R696s Rodrigues, Francisco Carlos
Steel Framing: Engenharia / Francisco Carlos Rodrigues. - Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.

127p.; 29 cm. — (Série Manual de Construção em Aço)

Bibliografia
ISBN 85-89819-11-6

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)

Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço
Av. Rio Branco, 181 / 28º Andar
20040-007 - Rio de Janeiro - RJ
e-mail: cbca@ibs.org.br
site: www.cbca-ibs.org.br

Sumário

Capítulo 1
Introdução 9
1.1 Generalidades 10
1.2 Objetivo do manual 10
1.3 Materiais 11
1.4 Nomenclatura dos elementos 11
1.5 Seções transversais de séries comerciais 13
1.6 Concepção estrutural 16
1.6.1 Sistema e subsistema estruturais 16
1.6.2 Estabilidade global 16

Capítulo 2
Diretrizes para o projeto estrutural 19
2.1 Generalidades 20
2.2 Concepção estrutural e dimensionamento 20
2.2.1 Guias 20
2.2.2 Montantes 21
2.2.3 Vigas 22
2.2.4 Fitas de aço galvanizado 22
2.2.5 Vergas 23
2.2.6 Entrepiso 24
2.2.6.1 Condições de apoio para as vigas de entrepiso 24
2.2.6.2 Diafragmas horizontais 24
2.2.7 Estruturas de coberturas 24

Capítulo 3
Fundamentos dos perfis formados a frio 27
3.1 Introdução 28
3.2 Princípios do comportamento de barras com elementos esbeltos 29
3.2.1 Introdução 29
3.2.2 Definições 29
3.2.3 Instabilidade de chapas isoladas retangulares 30
3.2.4 Instabilidade de seções com elementos esbeltos 31
3.2.5 Comportamento pós-crítico de elementos esbeltos – método da largura efetiva 33

Capítulo 4
Prescrições da ABNT NBR 14762/2001 37
4.1 Valores máximos recomendados para a relação largura-espessura 38
4.2 Modo de flambagem local de chapa 38
4.2.1 Elementos tipo AA e tipo AL 39

4.2.2 Largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda 43

4.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal 44
4.4 Barras submetidas à compressão centrada 45
4.4.1 Generalidades 45
4.4.2 Flambagem da barra por flexão, por torção ou por flexo-torção 46
4.4.2.1 Perfis com seções duplamente simétricas ou simétricas em relação a um ponto 48
4.4.2.2 Perfis com seção monossimétrica 48
4.4.2.3 Perfis com seções assimétricas 48
4.4.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal 49
4.4.4 Limitação da esbeltez 49
4.5 Barras submetidas à flexão simples 49
4.5.1 Momento fletor 49
4.5.1.1 Início de escoamento da seção efetiva 50
4.5.1.2 Flambagem lateral com torção 50
4.5.1.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal 52
4.6 Barras submetidas à flexocompressão 52
4.7 Requisitos para o dimensionamento de ligações 54
4.7.1 Condições gerais 54
4.7.2 Ligações soldadas 54
4.7.3 Ligações parafusadas 54
4.7.3.1 Generalidades 54
4.7.3.2 Dimensões dos furos 55
4.7.3.3 Disposições construtivas 55
4.7.3.3.1 Espaçamentos mínimos 55
4.7.3.3.2 Espaçamentos máximos 55
4.7.3.4 Rasgamento entre furos ou entre furo e borda 55
4.7.3.5 Pressão de contato (esmagamento) 56
4.7.3.6 Força normal de tração no parafuso 56
4.7.3.7 Força cortante no parafuso 57
4.7.3.8 Força normal de tração e força cortante combinadas no parafuso 57
4.7.4 Ruptura por rasgamento da parte conectada 57
4.7.5 Pressão de contato sobre apoios de concreto 57

Capítulo 5
Ligações utilizando parafusos autobrocantes 59
5.1 Generalidades 60
5.2 Especificação dos parafusos autobrocantes estruturais 60
5.3 Utilização dos parafusos autobrocantes estruturais 61
5.4 Especificações do AISI : 2001 61
5.4.1 Notação 61
5.4.2 Disposições construtivas 62
5.4.3 Resistência da conexão ao cisalhamento 62
5.4.4 Resistência do parafuso autobrocante ao cisalhamento 62
5.4.5 Resistência da conexão à tração 62
5.4.5.1 Resistência nominal ao pull-out 62
5.4.5.2 Resistência nominal ao pull-over 63
5.4.5.3 Resistência nominal à tração 63
5.5 Resultados de ensaios 63

Capítulo 6
Exemplos de dimensionamento 65
6.1 Viga Ue 140X40x12x0,95 mm 68
6.1.1 Momento calculado com base no início do escoamento da seção efetiva 68
6.1.2 Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT) 72
6.1.3 Momento calculado para a flambagem por distorção da seção Transversal 76
6.1.4 Conclusão 77
6.2 Montante de 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, submetida a flexocompressão 78
6.2.1 Compressão 78
6.2.1.1 Determinação de $N_{c'Rd}$ 78
6.2.1.2 Determinação de $N_{0,Rd}$ 82
6.2.2 Flexão 83
6.2.2.1 Momento calculado com base no início do escoamento 83
6.2.2.2 Momento calculado com base na flambagem lateral com torção (FLT) 86
6.2.2.3 Verificação da flambagem por distorção 89
6.2.2.4 Conclusão 90
6.2.3 Barra submetida à flexão composta 90
6.3 Montante de 90x40x12x0,95 com abertura na alma, submetida à compressão centrada 91
6.3.1 Compressão 91
6.3.1.1 Determinação de $N_{c'Rd}$ 91
6.4 Dimensionamento de uma ligação 95

Capítulo 7
Tabelas de pré-dimensionamento do sistema LSF 99
7.1 Generalidades 100
7.2 Edificações com piso úmido 100
7.3 Estrutura do telhado 102
7.4 Edificações com piso seco 103

Referências Bibliográficas 125

Apresentação

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 décimo-primeiro 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 auto-portante 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 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 o manual "Steel Framing: Engenharia" contendo os principais conceitos relativos aos perfis formados a frio e o seu dimensionamento e ligações segundo os critérios da ABNT NBR 14762/2001 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento.

Com a 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 a utilização do sistema "LSF

O autor adverte que as tabelas 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 composto por elementos 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-se às residências construídas com painéis estruturados com perfis de aço com revestimento metálico, formados a frio.

A história do *Framing* inicia-se entre 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 (*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; material estrutural mais leve 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 (eqüidistantes de 400mm ou 600mm) para a composição dos painéis verticais (paredes estruturais ou não), vigas de entrepiso e estruturas dos telhados.

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: sistema em gesso acartonado ("Dry Wall") para paredes internas; chapa 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. A estrutura de aço fica então encapsulada e protegida dentro das paredes e entrepisos.

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

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 as do Manual do CBCA (2006) – 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 estruturais do sistema LSF. É dada ênfase aos princípios da análise do com-

portamento e do cálculo da resistência de elementos estruturais obtidos por conformação a frio de chapa fina de aço, que são mais susceptíveis do que os demais perfis ao fenômeno da flambagem local e sua interação com os modos globais de 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 ou por eletrodeposição, 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		Perfis não estruturais	
	Massa mínima do revestimento (*) (g/m²)	Designação do revestimento conforme normas	Massa mínima do revestimento (*) (g/m²)	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	180	Z180 (NBR 7008:2003)	100	Z 100 (NBR 7008:2003)
Zincado por eletrodeposição	180	90/90 (NBR14964:2003)	100	50/50 (NBR14964:2003)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (NM 86:1996)	100	AZ100 (NM 86:1996)

(*) A massa mínima refere-se ao total nas duas faces - média do ensaio triplo.

As bobinas que constituem a matéria-prima para a fabricação dos perfis devem ter a espessura nominal mínima de 0,80 mm, exceto para elementos sem função estrutural e terças. Para espessura nominal máxima é estabelecido o valor de 3,0 mm.

1.4 Nomenclatura dos elementos

No Manual de Arquitetura do CBCA 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 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 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) Enrijecedor de apoio: Perfil utilizado verticalmente no apoio de vigas de entrepiso, enrijecendo a alma do perfil.

c) Fita: Fita de aço galvanizado empregada na diagonal como elemento de contraventamento e, em combinação com os bloqueadores, para compor o sistema de travamento lateral dos montantes de painéis e vigas de entrepiso.

d) Guia: Perfil utilizado como base e topo de painéis de parede e encabeçamento de estruturas de entrepisos e telhados.

e) Montante: Perfil utilizado verticalmente na composição de painéis de parede.

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

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

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

i) Sanefa: Perfil utilizado para encabeçamento de estruturas de entrepisos.

j) Terça: Perfil utilizado para apoio de telhas, placas de revestimento ou painéis de cobertura.

k) Viga: Perfil utilizado horizontalmente na composição de entrepisos.

l) Verga: Perfil utilizado horizontalmente sobre as aberturas (portas, janelas, etc.) para suporte da estrutura do entrepiso e/ou do painel do andar superior.

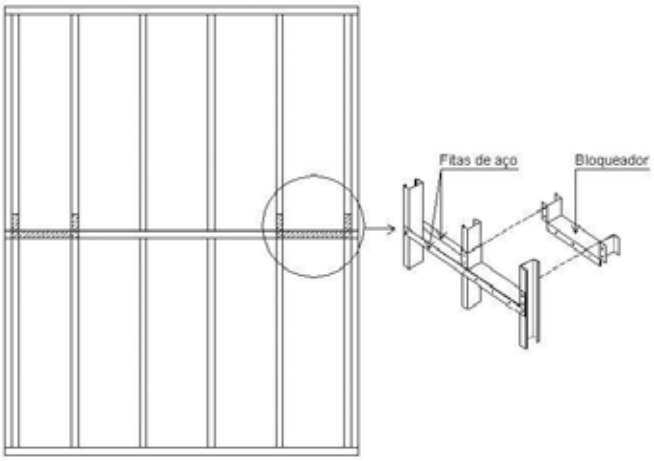


Figura 1.1 – Componentes de um painel estrutural com abertura.

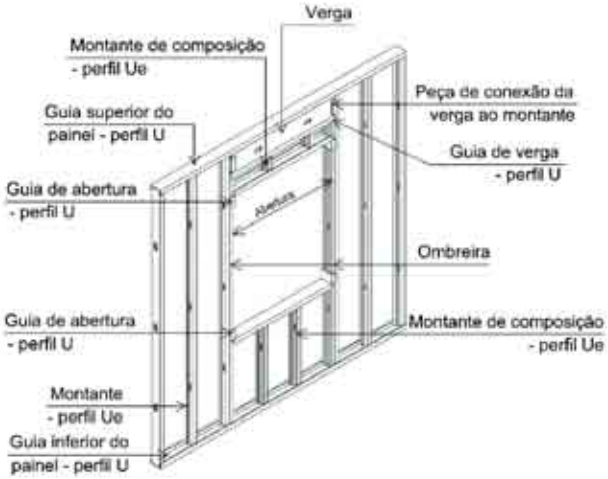


Figura 1.2 – Componentes de um painel estrutural com abertura (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

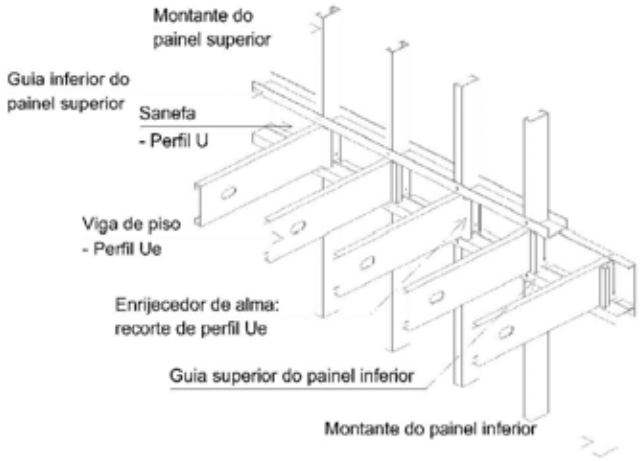


Figura 1.3 – Componentes de um painel de entrepiso (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

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 C.1 e C.2 da ABNT NBR 15253:2005 - Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações - Requisitos gerais, que especifica os requisitos mínimos para os perfis de aço formados a frio para painéis reticulados do sistema LSF. Nas tabelas 1.2 e 1.3 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 nessas tabelas todos os cálculos foram realizados considerando a espessura da chapa de aço, sem o revestimento, representada pela letra t.

Exemplificando o uso das tabelas, a denominação U 92x38x0,95 significa um perfil U simples, utilizado para guia - por exemplo, com 92 mm de largura nominal da alma (b_w), 38 mm de largura nominal da mesa (b_f) e 0,95mm de espessura nominal da chapa (t_n), que é igual à soma da espessura da chapa de aço (t) e do revestimento metálico (t_r = 0,036mm, em média, para uma massa mínima de revestimento de 180 g/m^2).

A denominação Ue 90x40x12x0,95 significa um perfil U enrijecido, 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 enrijedor de borda do perfil (D) e 0,95mm de espessura nominal da chapa (t_n).

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 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 citadas tabelas 1.2 e 1.3 foram calculadas com base nas expressões apresentadas no Anexo A da ABNT NBR 6355:2003, 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, a espessura do revestimento metálico é a soma das espessuras nas duas faces da chapa, sendo que as propriedades da seção apresentadas não incluem esse revestimento e também não levam em conta a presença dos enrijecedores intermediários de alma, tal como mostrado na figura 1.6.

A ABNT NBR 15253:2005 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.

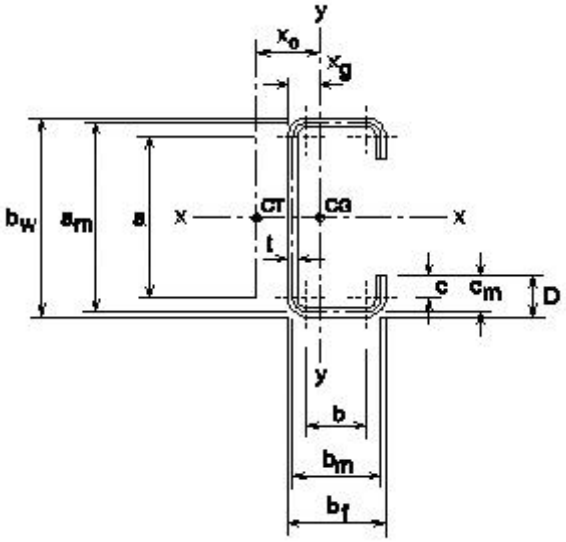


Figura 1.4 – Perfil U enrijecido

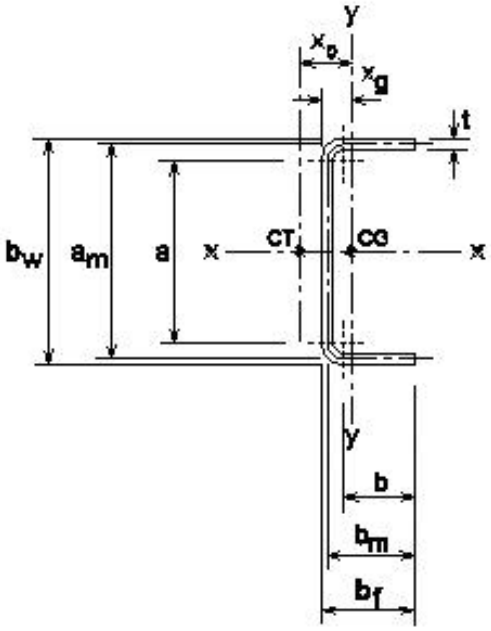


Figura 1.5 – Perfil U simples.

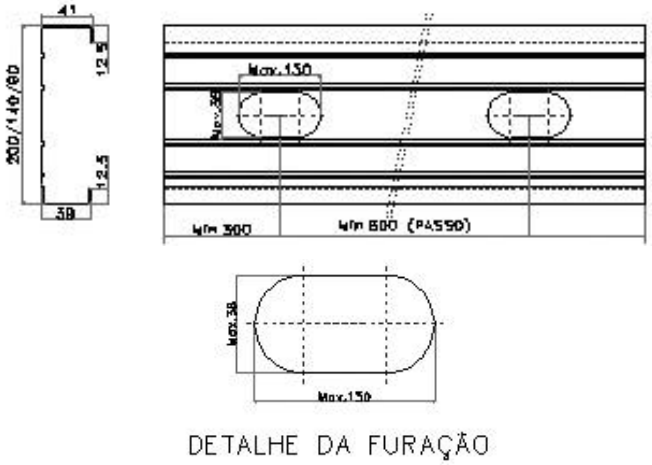


Figura 1.6 – Aberturas nos perfis para passagem de tubulações (Fonte: ABNT NBR 15253:2005).

Tabela 1.2 – U simples - Dimensões, massa e propriedades geométricas.

Perfil			Dimensões				Eixo X					Eixo Y					
U	m kg/m	A cm²	b_w mm	b_f mm	t_n mm	r_i mm	I_x cm⁴	W_x cm³	r_x cm	x_g cm	x_0 cm	I_y cm⁴	W_y cm³	r_y cm	I_t cm⁴	C_w cm⁶	r_0 cm
92 x 38 x 0,95	1,18	1,51	92	38	0,95	0,95	18,95	4,12	3,55	0,90	2,19	2,12	2,35	1,19	0,0042	31,09	4,33
92 x 38 x 1,25	1,56	1,99	92	38	1,25	1,25	24,46	5,32	3,51	0,92	2,18	2,78	3,04	1,18	0,0098	40,55	4,30
92 x 38 x 1,55	1,94	2,47	92	38	1,55	1,55	29,65	6,45	3,47	0,93	2,18	3,42	3,69	1,18	0,0188	49,64	4,26
92 x 38 x 2,25	2,79	3,56	92	38	2,25	2,25	40,52	8,81	3,38	0,96	2,16	4,84	5,05	1,17	0,0581	69,52	4,17
92 x 38 x 2,46	3,04	3,88	92	38	2,46	2,46	43,46	9,45	3,35	0,97	2,15	5,25	5,42	1,16	0,0759	75,12	4,15
142 x 38 x 0,95	1,54	1,96	142	38	0,95	0,95	53,09	7,48	5,20	0,70	1,81	2,37	3,38	1,10	0,0055	86,30	5,61
142 x 38 x 1,25	2,04	2,60	142	38	1,25	1,25	68,91	9,71	5,15	0,72	1,80	3,11	4,36	1,10	0,0128	112,84	5,57
142 x 38 x 1,55	2,53	3,22	142	38	1,55	1,55	83,97	11,83	5,10	0,73	1,79	3,84	5,28	1,09	0,0246	138,53	5,52
142 x 38 x 2,25	3,66	4,66	142	38	2,25	2,25	116,19	16,37	4,99	0,76	1,76	5,45	7,19	1,08	0,0762	195,25	5,41
142 x 38 x 2,46	3,99	5,09	142	38	2,46	2,46	125,09	17,62	4,96	0,77	1,77	5,91	7,72	1,08	0,0997	211,41	5,37
202 x 38 x 0,95	1,97	2,51	202	38	0,95	0,95	126,46	12,52	7,09	0,56	1,50	2,56	4,58	1,01	0,0070	196,45	7,32
202 x 38 x 1,25	2,61	3,33	202	38	1,25	1,25	164,81	16,32	7,04	0,57	1,50	3,36	5,88	1,00	0,0163	257,25	7,27
202 x 38 x 1,55	3,24	4,13	202	38	1,55	1,55	201,62	19,97	6,99	0,59	1,49	4,14	7,08	1,00	0,0316	316,27	7,21
202 x 38 x 2,25	4,70	5,99	202	38	2,25	2,25	281,68	27,89	6,86	0,62	1,47	5,88	9,58	0,99	0,0979	447,26	7,08
202 x 38 x 2,46	5,14	6,54	202	38	2,46	2,46	304,13	30,12	6,82	0,62	1,47	6,38	10,25	0,99	0,1281	484,76	7,04

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

Tabela 1.3 - Perfil U enrijecido - Dimensões, massa e propriedades geométricas.

Perfil			Dimensões					Eixo X					Eixo Y					
Ue	m kg/m	A cm²	bw mm	bf mm	D mm	t_n mm	r_i mm	I_x cm⁴	W_x cm³	r_x cm	x_g cm	x_0 cm	I_y cm⁴	W_y cm³	r_y cm	I_t cm⁴	C_w cm⁶	r_0 cm
90 x 40 x 12 x 0,95	1,31	1,68	90	40	12	0,95	0,95	22,31	4,96	3,65	1,34	3,22	3,85	2,87	1,52	0,0048	69,95	5,09
90 x 40 x 12 x 1,25	1,71	2,18	90	40	12	1,25	1,25	29,03	6,45	3,65	1,35	3,19	4,92	3,64	1,50	0,0111	89,82	5,07
90 x 40 x 12 x 1,55	2,10	2,67	90	40	12	1,55	1,55	35,46	7,88	3,64	1,36	3,16	5,90	4,34	1,49	0,0213	108,28	5,05
90 x 40 x 12 x 2,25	2,93	3,73	90	40	12	2,25	2,25	49,35	10,97	3,64	1,38	3,10	7,86	5,71	1,45	0,0648	146,15	4,99
90 x 40 x 12 x 2,46	3,16	4,03	90	40	12	2,46	2,46	53,22	11,83	3,63	1,39	3,08	8,36	6,04	1,44	0,0844	156,17	4,98
140 x 40 x 12 x 0,95	1,67	2,13	140	40	12	0,95	0,95	62,64	8,95	5,42	1,07	2,70	4,45	4,18	1,44	0,0061	178,51	6,22
140 x 40 x 12 x 1,25	2,19	2,79	140	40	12	1,25	1,25	81,84	11,69	5,42	1,07	2,67	5,71	5,34	1,43	0,0141	230,20	6,21
140 x 40 x 12 x 1,55	2,69	3,43	140	40	12	1,55	1,55	100,38	14,34	5,41	1,08	2,64	6,87	6,39	1,42	0,0270	278,67	6,19
140 x 40 x 12 x 2,25	3,80	4,84	140	40	12	2,25	2,25	141,10	20,16	5,40	1,09	2,58	9,23	8,49	1,38	0,0829	379,89	6,14
140 x 40 x 12 x 2,46	4,11	5,24	140	40	12	2,46	2,46	152,62	21,81	5,40	1,09	2,56	9,85	9,02	1,37	0,1082	407,16	6,13
200 x 40 x 12 x 0,95	2,10	2,68	200	40	12	0,95	0,95	147,56	14,76	7,42	0,86	2,28	4,90	5,73	1,35	0,0076	394,17	7,88
200 x 40 x 12 x 1,25	2,76	3,52	200	40	12	1,25	1,25	193,33	19,34	7,41	0,86	2,25	6,30	7,31	1,34	0,0176	509,42	7,86
200 x 40 x 12 x 1,55	3,41	4,34	200	40	12	1,55	1,55	237,79	23,78	7,40	0,87	2,22	7,59	8,77	1,32	0,0340	618,03	7,84
200 x 40 x 12 x 2,25	4,84	6,17	200	40	12	2,25	2,25	336,53	33,66	7,39	0,88	2,16	10,23	11,66	1,29	0,1046	846,80	7,80
200 x 40 x 12 x 2,46	5,26	6,70	200	40	12	2,46	2,46	364,79	36,49	7,38	0,88	2,14	10,92	12,40	1,28	0,1366	908,98	7,79

Espessura do revestimento metálico considerado nos cálculos: t_r = 0,036mm.

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 carga 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 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 sistemas 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 cargas horizontais através da ação de diafragma.

No LSF, os subsistemas verticais são os painéis que compõem paredes com ou sem função estrutural. Paredes com função estrutural têm capacidade de transmitir tanto cargas verticais quanto horizontais para a fundação da edificação; paredes sem função estrutural não têm tal capacidade.

Conforme figura 1.3, os subsistemas horizontais são compostos pelas guias (sanefas) em perfis U, vigas de entrepiso 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 e alguns tipos de rebites. Os subsistemas verticais são compostos por perfis U_e denominados montantes (figura 1.2), que transmitem as cargas verticais por contato direto através de suas almas, 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 viga para o apoio destes (verga composta por dois ou mais perfis U_e), que seja capaz de transmitir as cargas 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 carga 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 moduladas na estrutura.

1.6.2 Estabilidade global

Tanto a disposição dos montantes dentro da estrutura como suas características geométricas e resistentes e os sistemas de fixação utilizados para a própria fabricação do painel, têm que estar aptos a absorver e transmitir as cargas verticais axiais - na direção do eixo da barra - e as cargas horizontais perpendiculares ao plano do painel. Para absorver as cargas horizontais paralelas ao

plano do painel, devidas principalmente à ação do vento e sismos, é necessário prover à estrutura 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 "Λ", "V", "X" ou "K" nos painéis estruturais e com a função de resistir apenas à força normal de tração. Quanto às ações verticais, a estabilidade da edificação deve ser garantida com a transferência das ações dos pisos às vigas de entrepiso, 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 além do peso próprio de seus componentes, o peso dos revestimentos, forros suspensos, materiais de isolamento, cargas de vento, de neve, e outros equipamentos ou elementos fixados ou apoiados à estrutura. Deve-se prever também os carregamentos durante a construção e 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 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 fôrmas de aço (piso úmido) conectadas às vigas de entrepiso.

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

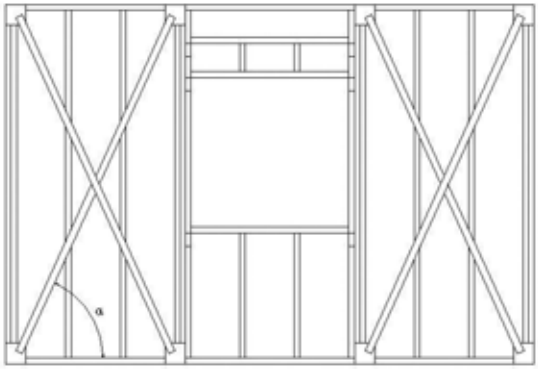


Figura 1.7 – Contraventamento em "X", com fitas de aço galvanizado (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

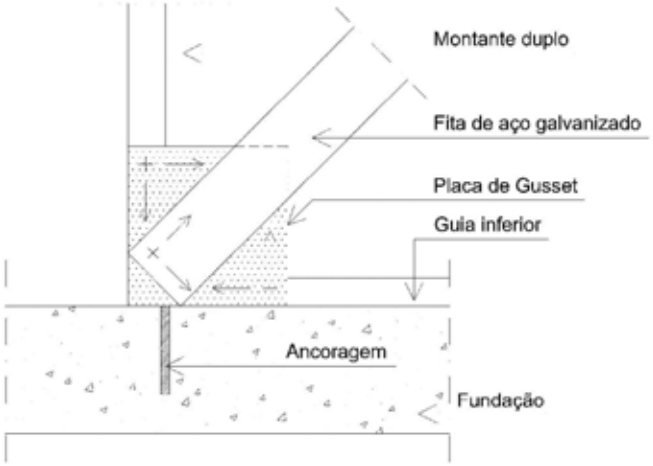


Figura 1.8 – Fixação das diagonais nos painéis, com placa de Gusset. Ancoragem dos painéis de contraventamento na fundação (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

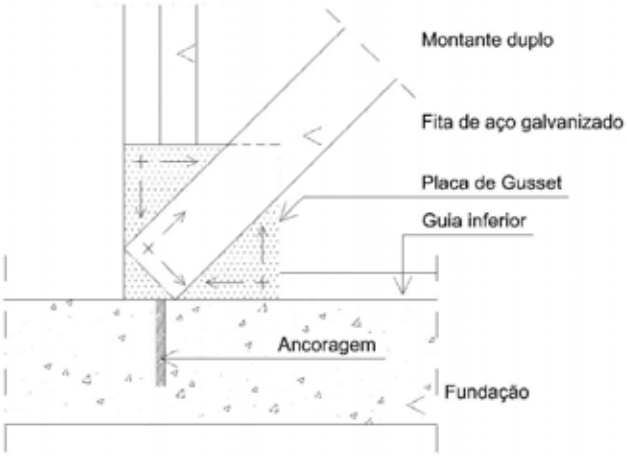


Figura 1.9 – Ancoragem entre painéis de contraventamento (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

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 0º. Portanto, para ângulos muito pequenos (menores que 30º) a fita perde sua capacidade de evitar as deformações no painel, objetivo para o qual foi colocada.

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 de seções maiores para resistir às cargas a que serão submetidas. Deste modo, o ângulo α de inclinação das diagonais deverá, se possível, estar compreendido entre 30º e 60º.

O efeito de diafragma em painéis de parede pode também ser obtido com o emprego de placas estruturais de OSB.

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. Este material possui boas propriedades mecânicas que podem conferir aos painéis a capacidade de resistir aos esforços horizontais, como os provenientes de ventos e sismos.

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

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 carga concentrada e carga distribuída em painéis de variadas configurações geométricas, incluindo aberturas para vão de janelas e portas. A carga concentrada foi aplicada perpendicularmente ao plano do painel, em seu ponto central. A carga 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) de edifícios residenciais de quatro e de sete pavimentos estruturados no sistema LSF, quando, entre outras simulações, levou em consideração o efeito de diafragma em painéis de parede com aplicação das placas de OSB. Neste 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.

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

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 em aspectos essenciais para garantir edificações mais eficientes, 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 8.5 do Manual de Arquitetura do CBCA 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 montagem da estrutura do LSF.

Entre as diretrizes para o estudo preliminar, destaca-se 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. Considerar o módulo básico de 10 cm, uma vez que é 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 ou 600 mm. Portanto, quando se usa essa malha, que é múltipla tanto de 400 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 devem ser usadas na horizontal para formar a base e o topo dos painéis de parede e de entrepiso. 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).

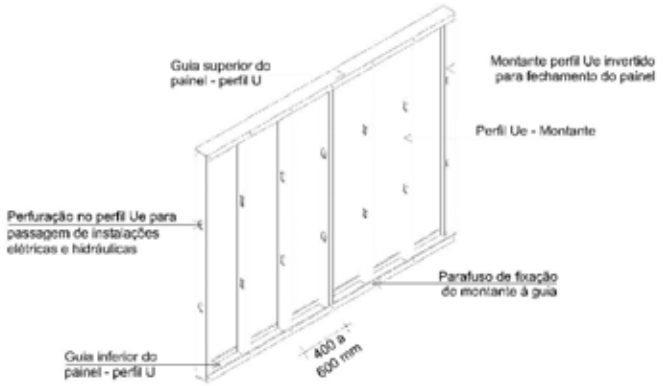


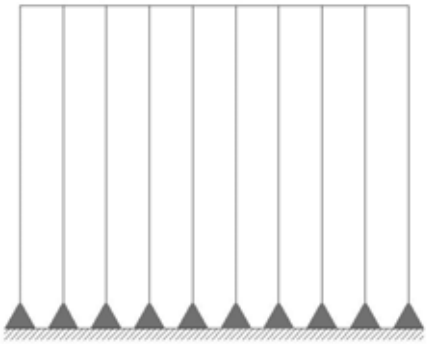
Figura 2.1 – Painel típico em Light Steel Framing, apresentando guias e montantes (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

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

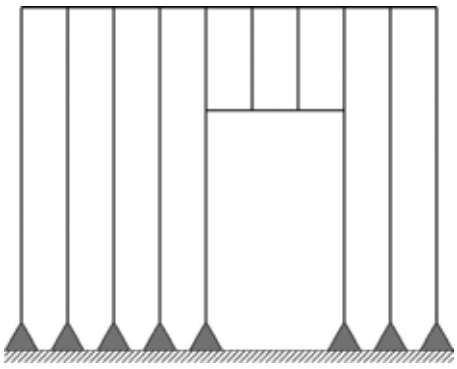
2.2.2 Montantes

Os montantes (figura 2.1) podem ser simples ou compostos; são constituídos por perfis U_e 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)



(b)

Figura 2.2 – Modelamento estrutural de painéis estruturais, apresentando vergas, montantes e diagonais em fitas de aço galvanizado, todos considerados como rotulados em suas extremidades.

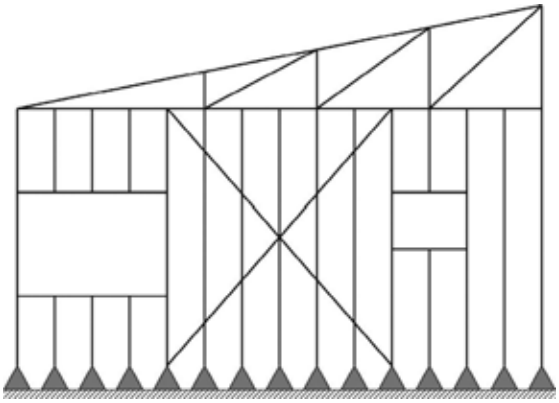


Figura 2.3 – Modelamento de um painel estrutural com abertura, compondo com a estrutura da cobertura.

Os montantes das paredes internas devem ser dimensionados à compressão e à tração atuando isoladamente. Os montantes das paredes externas são dimensionados à flexo-compressão e à flexo-tração, levando em conta a direção e o sentido da ação do vento, por exemplo.

Considerando que no perfil Ue o centro de gravidade da seção não coincide com centro de torção da mesma, o montante irá flambar por flexo-torção devido a esta excentricidade, sendo então necessário a colocação de um elemento capaz de evitar tal deformação. Para diminuir os comprimentos efetivos de flambagem em relação ao eixo y e de flambagem por torção, os montantes devem ser travados lateralmente por meio de bloqueadores em perfis U_e (ou U simples) e fitas de aço galvanizado (figura 2.4), instalados perpendicularmente à seção central em painéis com até 2,50 m de altura ou a cada 1,00 m, aproximadamente, em painéis com 2,75 m a 3,00 m de altura (NASFA, 2000).

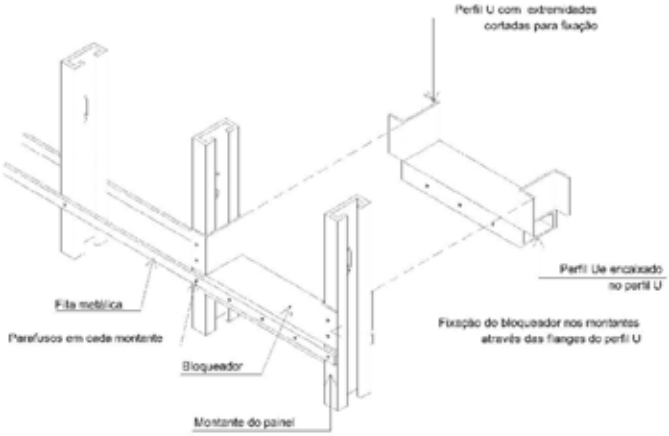


Figura 2.4 – Esquema de travamento horizontal dos montantes por meio de bloqueadores e fitas de aço galvanizado (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

Segundo o Prescriptive Method (NASFA, 2000), o conceito de estrutura alinhada (ou "in line framing") considera que os centros de gravidade 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 características dos montantes do painel, sendo conectado por meio de cantoneiras ou de um corte no próprio perfil de forma a possibilitar o parafusamento deste nos montantes, similar ao procedimento utilizado nos entrepisos. Os bloqueadores devem estar localizados sempre nas extremidades do painel e também espaçados de no máximo 3,60 m, coincidindo seus flanges com as fitas metálicas onde são ligados por meio de parafusos.

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

Conforme mostram as figuras 1.2 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 de 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 espaçamento entre si em função dos espaçamentos entre os montantes, conforme mostra a figura 1.3.

As vigas de piso são dimensionadas ao momento fletor, à força cortante e à combinação força cortante-momento fletor (para as vigas contínuas). Outros esforços solicitantes poderão ser considerados, tais como: forças normais de compressão ou de tração devidas à ação do vento; forças concentradas nas vigas sem enrijecedores transversais, etc.

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

O bloqueador deve ter as mesmas características das vigas de piso, sendo conectado por meio de cantoneiras ou de um corte no próprio perfil de forma a possibilitar o parafusamento deste nas vigas, similar ao procedimento utilizado nos painéis. Os bloqueadores devem estar localizados sempre nas extremidades do painel de entrepiso e também espaçados de no máximo 3,60 m, coincidindo seu flange com as fitas metálicas onde são ligados por meio de parafusos. Quando são utilizadas placas (piso seco) ou fôrmas (piso úmido) de comprovado desempenho estrutural, é necessário instalar a fita de aço apenas na mesa inferior das vigas de entrepiso.

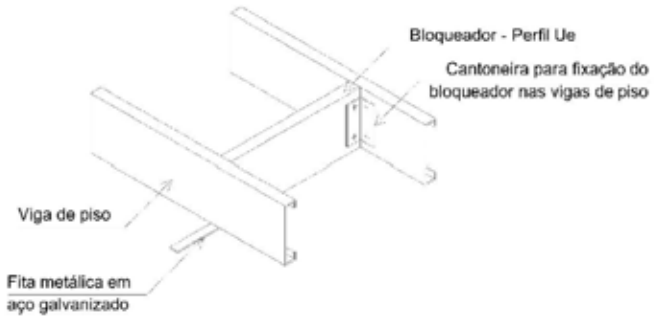


Figura 2.5 – Travamento lateral de vigas (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

2.2.4 Fitas de aço galvanizado

As fitas devem ser de aço galvanizado, ter pelo menos 38 mm de largura e 0,95 mm de espessura.

Quando necessário o seu emprego, as diagonais em fitas de aço galvanizado (figuras 1.7 e 2.3) 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 os comprimentos efetivos de flambagem em relação ao eixo y e de flambagem por torção dos montantes dos painéis de parede (Figura 2.4).

De forma análoga, a fita de aço é usada em conjunto com o bloqueador para o travamento lateral das vigas de entrepiso, sendo conectada perpendicularmente aos flanges inferiores destas, quando os flanges superiores forem travados por placas ou fôrmas de aço do contrapiso (Figura 2.5).

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 I, compostos por dois perfis U_e ligados pela alma por meio de parafusos autobrocantes com espaçamento máximo de 600 mm, e o mínimo de 2 parafusos autobrocantes por seção.

As vergas são dimensionadas à flexão, ao cortante, ao enrugamento da alma, à combinação cortante-momento fletor e ao enrugamento da alma-momento fletor.

A resistência à flexão de uma verga de seção caixa pode ser ligeiramente maior que a resistência de uma verga de seção I enrijecido, quando ambas são compostas com os mesmos perfis U_e. Assim, para o cálculo estrutural, é indiferente o uso de verga com um ou outro tipo de seção transversal.

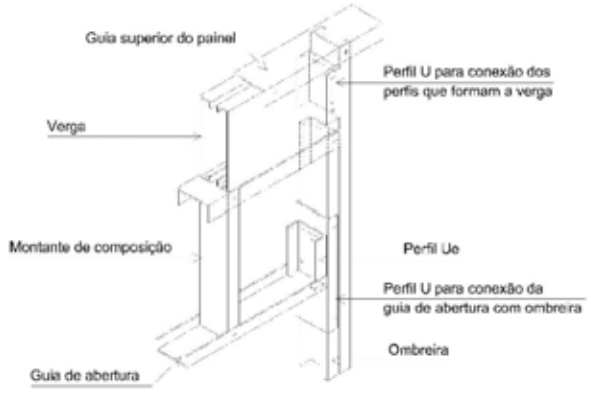
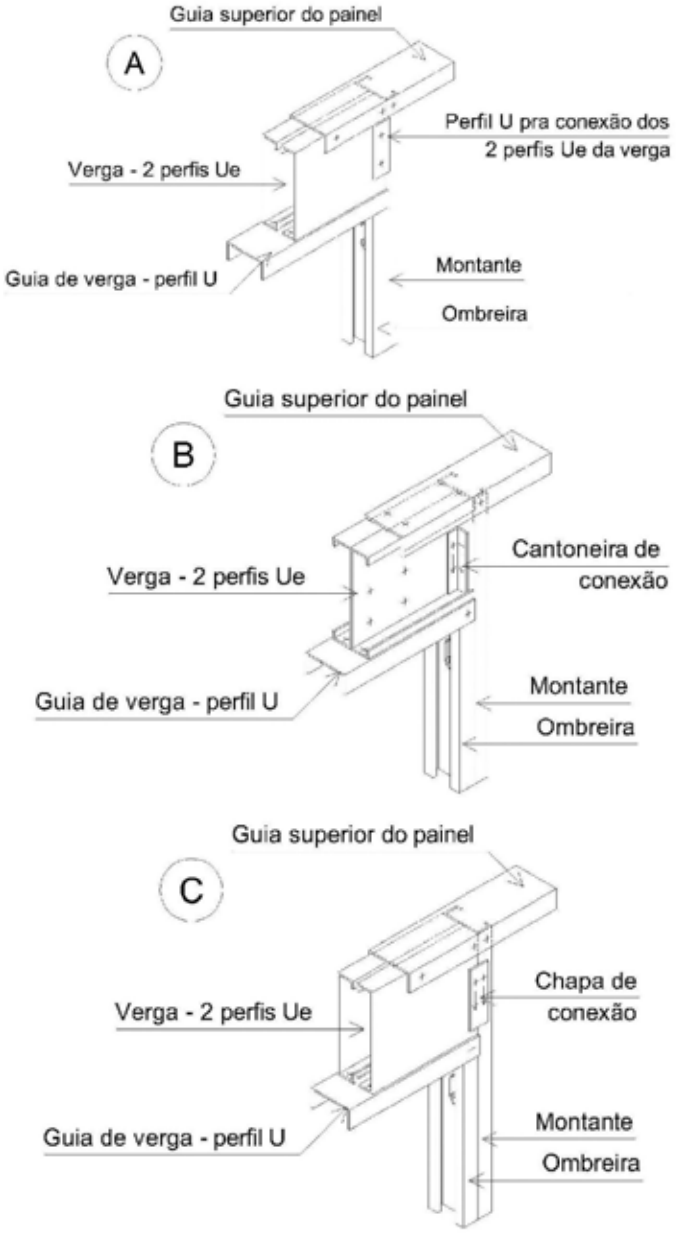


Figura 2.6 – Verga sobre o vão de abertura (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).



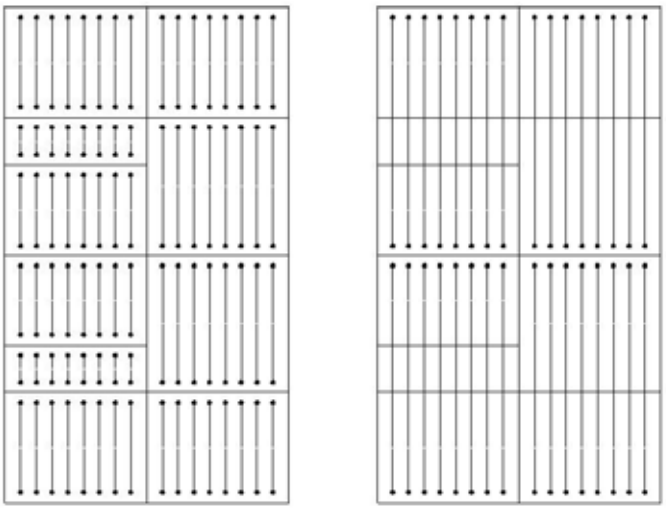
Figuras 2.7 – Tipos de vergas (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

Foto 2.1 – Painel com abertura e verga (Fonte: arquivo do autor).

2.2.6 Entrepiso

2.2.6.1 Condições de apoio para as vigas de entrepiso

As vigas de entrepiso no sistema LSF podem ser consideradas como biapoiadas ou contínuas. Tradicionalmente, as vigas são consideradas como biapoiadas, pois assim os painéis de entrepiso podem vir montados da fábrica, sendo apenas encaixados na obra.



(a) Vigas biapoiadas (b) Vigas contínuas

Figura 2.8 – Vigas de entrepiso.

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

2.2.6.2 Diafragmas horizontais

Tanto os pisos secos quanto os úmidos podem possuir a capacidade de restringir os deslocamentos relativos na horizontal entre as vigas de 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 fôrma-concreto forma um diafragma rígido, fazendo com que todo o painel de vigas tenha apenas movimento de corpo rígido no plano horizontal. Já os pisos secos exigem fixação das placas por parafusos espaçados a cada 300 mm, no máximo, 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 sistema de diafragma, com a utilização de fitas de aço de contraventamento e/ou placas estruturais de revestimento, como as de OSB estrutural.

Em todos os casos, deve ser consultada bibliografia especializada para o devido dimensionamento dos conectores e das placas de revestimento ao esforço de cisalhamento que surge na interface estrutura de aço-revestimento.

2.2.7 Estruturas de coberturas

No Manual de Arquitetura do CBCA são apresentados os principais conceitos quanto às coberturas para o LSF, destacando-se os tipos e sistemas 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 um esquema global de um telhado estruturado com tesouras com cobertura em telhas de aço.

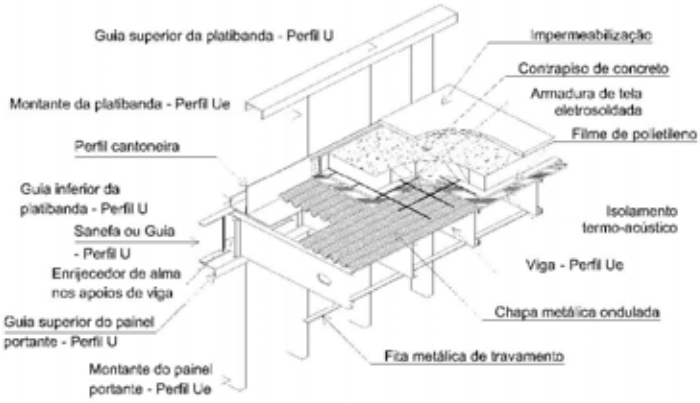


Figura 2.9 – Cobertura plana em Light Steel Framing (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

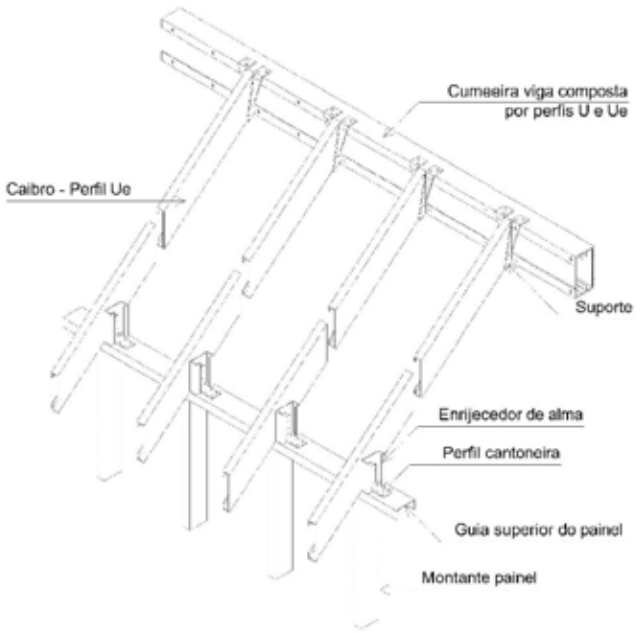


Figura 2.10 – Telhado típico estruturado com caibro (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

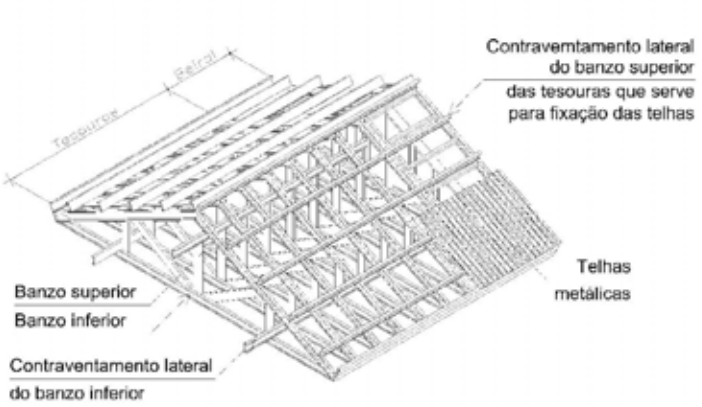


Figura 2.11 – Telhado estruturado com tesouras com cobertura em telhas de aço
(Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

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.

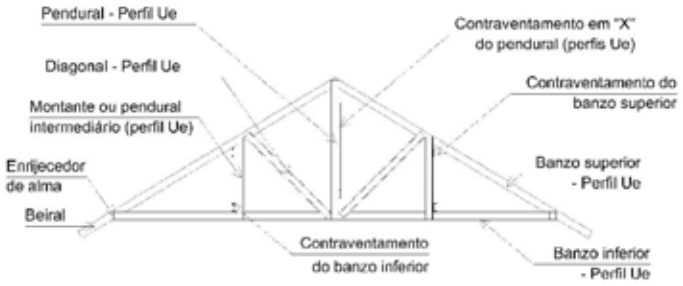


Figura 2.12 – Elementos de uma tesoura (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

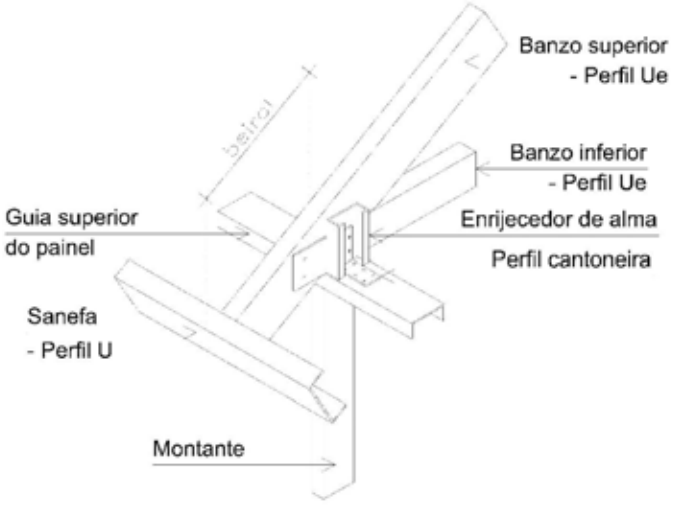


Figura 2.13 – Detalhe do beiral de telhado (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

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 2.12, a maioria dos elementos 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 sistema de contraventamento.

Para o dimensionamento das vigas da cobertura plana e dos banzos superiores (caibros) da estrutura da cobertura inclinada aplicam-se as mesmas recomendações apresentadas no item 2.2.3.

Os elementos de uma treliça ou tesoura, qualquer que seja sua tipologia, devem ser dimensionados à compressão e à tração atuando isoladamente. Se ficar caracterizado que a ligação entre as barras pode ser classificada com rígida, recomenda-se que os perfis sejam dimensionados à flexo-compressão ou à flexo-tração, como aplicável.

Em todas as soluções estruturais para a

cobertura deve ser garantido o efeito diafragma visando a estabilidade global do sistema.

Este efeito pode ser obtido com o emprego de fitas de aço galvanizado instaladas no plano do engradamento metálico (caibros, terças e ripas), na forma de “V”, “X” ou “K”, ou pode ser obtido com o emprego de placas estruturais de OSB, por exemplo. Este material possui boas propriedades mecânicas que podem conferir aos painéis da cobertura a capacidade de resistir aos esforços horizontais, como os provenientes de ventos e sismos.

Capítulo 3

Fundamentos dos perfis formados a frio

3.1 Introdução

Este capítulo tem como objetivo principal apresentar de forma sucinta os fundamentos do comportamento e do cálculo da resistência de elementos estruturais obtidos por conformação a frio de chapa fina de aço.

Quanto ao processo de fabricação, os PFF para o sistema LSF devem ser obtidos por conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, com revestimento metálico, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente.

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 dobragem a frio é o aparecimento das tensões residuais nos elementos do perfil, cuja distribuição e intensidade também dependem do processo de conformação.

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 resistência pós-crítica que deve ser levada em conta no projeto.

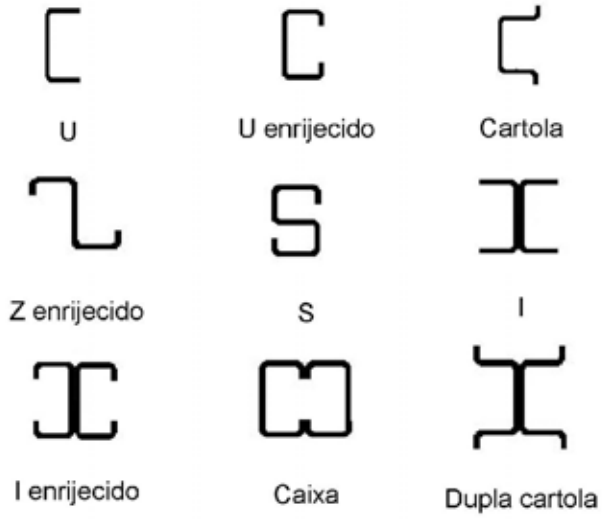


Figura 3.1 - Alguns tipos de seções transversais.

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 resistência 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, assumidos 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 aporticada, 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 compressão, cisalhamento, flexão ou uma interação entre os mesmos. 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 de flambagem for alcançada e que ele geralmente pode continuar suportando cargas adicionais além daquela correspondente ao surgimento da flambagem local. Isto é, os elementos esbeltos apresentam um comportamento pós-crítico estável antes do colapso, indicando uma reserva de resistência, o que conduz a valores de carga última superiores à carga crítica de flambagem local.

Além dos efeitos devidos aos modos de flambagem local de chapa ou de flambagem por distorção, nos PFF pode ainda ocorrer a interação entre um 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 a ruína ocorrer por colapso súbito da peça, indicando um comportamento pós-crítico instável. A sensibilidade a este tipo de colapso depende da relação entre as cargas 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 carga crítica, caracterizando uma reserva de resistência “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 a partir do critério das larguras efetivas, 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 tomadas as devidas precauções quanto a utilização do critério das larguras efetivas, devido às limitações do método.

3.2.2 Definições

Seguindo as prescrições da ABNT NBR 14762:2001, são adotadas neste trabalho as seguintes definições (ver figura 3.2):

· **Elemento**: Parte constituinte de um perfil formado a frio: mesa, alma, enrijecedor, etc.

· **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.

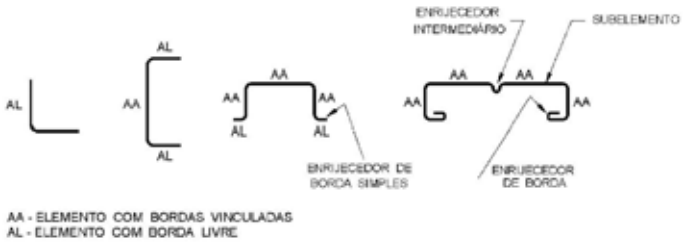


Figura 3.2 – Ilustração dos tipos de elementos componentes de perfis formados a frio.

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 crítica de flambagem local, σ_{cr}, é determinada através da equação 3.1.

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 . E}{12(1-v^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \qquad (3.1)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

k é o coeficiente de flambagem da chapa;

t é a espessura da chapa;

v 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:

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

Onde:

a é o comprimento da chapa;

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

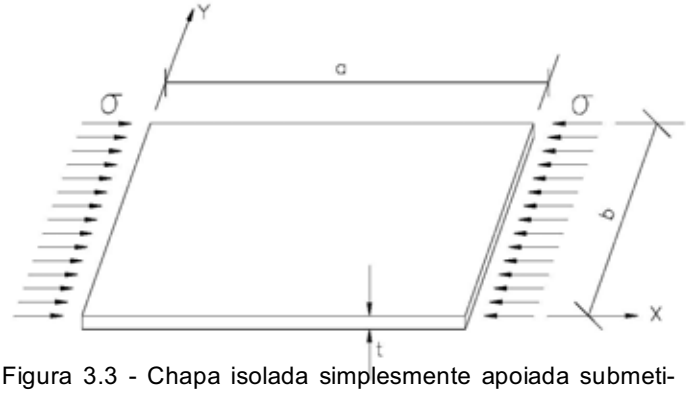


Figura 3.3 - Chapa isolada simplesmente apoiada submetida à compressão uniforme.

Pode-se verificar que a tensão crítica da chapa isolada é função não só das condições de borda, mas também da sua geometria. Valores diferentes para *k* são obtidos variando o numero 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 carga crítica 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, torna-se necessário levar em conta coeficientes de flambagem *k* maiores que 4.

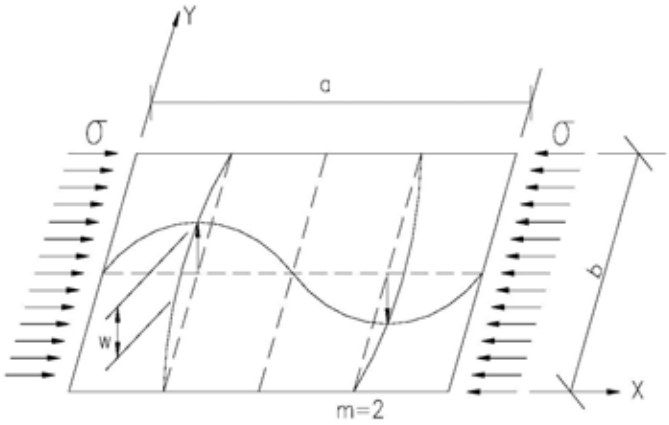


Figura 3.4 - Modo de instabilidade da chapa da figura 3.3.

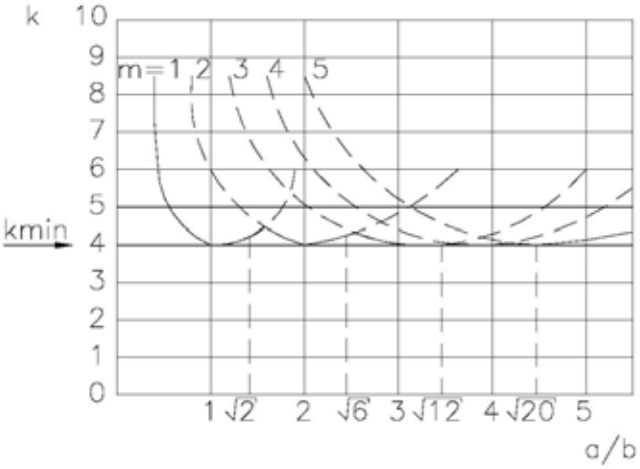


Figura 3.5 - Coeficiente de flambagem k, para a chapa da figura 3.3.

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 instabilidade 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 que $k \cong 0{,}43$.

Para as demais condições de extremidade da chapa e os diferentes tipos de carregamentos, pode-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 surge em perfis de aço com elementos esbeltos solicitados à compressão segundo seu eixo longitudinal, 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.

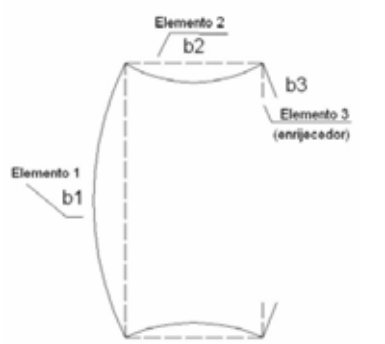
Se o perfil constituir um pilar curto, ele estará sujeito apenas a flambagem local, sem a ocorrência dos modos de instabilidade de flexão ou de flexo-torção. Quando o perfil está sujeito apenas à flambagem local, as arestas comuns entre os elementos permanecem retas, os ângulos entre os elementos adjacentes 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 do pilar curto com elementos esbeltos, deve-se levar em conta a possibilidade da ocorrência da instabilidade por distorção, que pode ocorrer para níveis de carga menores que aqueles correspondentes à flambagem local.

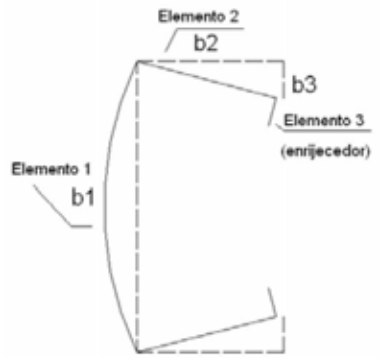
A figura 3.6 apresenta esquematicamente alguns casos de flambagem local e de flambagem por distorção em perfis com seção em U enrijecido e mostra a notação e a nomenclatura utilizadas

neste capítulo para as larguras de cálculo dos elementos da seção.

A figura 3.7 apresenta o modo de instabilidade local que se desenvolve em um pilar com seção transversal em U, observando-se a formação de meias ondas senoidais de comprimento *s* no sentido longitudinal do perfil.



a) Flambagem local



b) Distorção

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

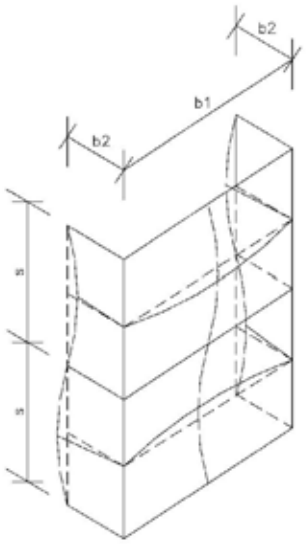


Figura 3.7 - Modo de instabilidade dos elementos de um pilar com seção U de elementos esbeltos.

A probabilidade de ocorrer flambagem local de chapa ou 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 deste tipo, a resistência à flambagem local pode ser aumentada com a introdução dos enrijecedores nas bordas (antes livres) de suas almas, as quais são por isto consideradas (assim como a mesa) como chapas com ambas as bordas paralelas à direção da carga aplicada como elasticamente engastadas.

Dependendo de suas dimensões, o enrijecedor pode não ser eficiente, isto é, sua instabilidade pode ocorrer antes da instabilidade dos demais elementos precipitando a flambagem local da seção.

Por meio de estudos numéricos utilizando o MFF foram determinados as tensões críticas de bifurcação e os respectivos modos de instabilidade de pilares, vigas e vigas-pilares com seções transversais do tipo Ue e S, sendo os resultados apresentados por meio de diagramas Coeficiente de flambagem (k) X 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 pilares esbeltos está associado à instabilidade Global do Pilar por Flexão (MGF).

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 14762:2001 já inclui em seu texto as prescrições de cálculo da flambagem por distorção em perfis de seções transversais do tipo Ue com enrijecedores de borda adicionais (seções do tipo rack, por exemplo) e seções do tipo Ue, quando submetidas à compressão uniforme. São também apresentadas as formulações para as seções do tipo Ue e do tipo Ze, submetidas à flexão em relação ao eixo perpendicular à alma e seções do tipo cartola e Ue, quando submetidas à flexão em relação ao eixo paralelo à alma, estando os enrijecedores de borda comprimidos.

Com o objetivo de simplificar o dimensionamento, a ABNT NBR 14762:2001 contém ainda algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem por distorção.

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

A análise do comportamento pós-crítico conduzida através 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 Karman propôs o método da largura efetiva, que considera a redução da rigidez da chapa, de largura inicial b, através de uma chapa substituta de largura efetiva b_e, sendo $b_e < b$. Este conceito é esquematicamente apresentado na figura 3.8.

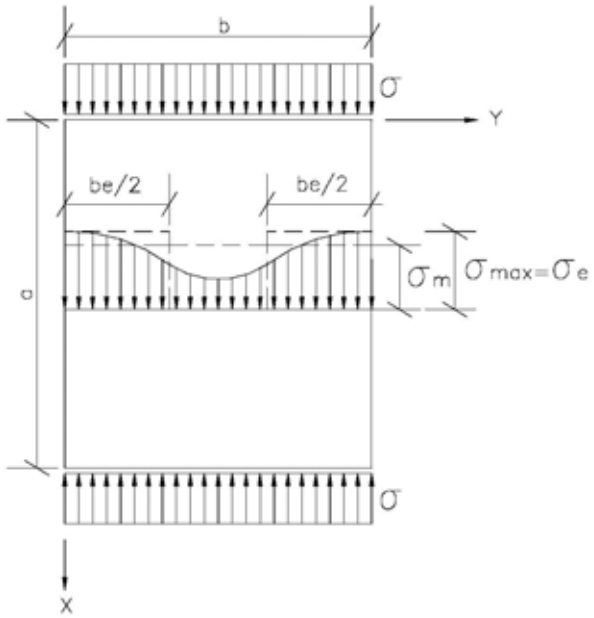


Figura 3.8 - Distribuição não-linear das tensões e larguras efetivas de uma chapa simplesmente apoiada.

Para a chapa apresentada na figura 3.8, antes de ser atingida a sua carga crítica, 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 carga crítica é atingida, estando ainda em estado de serviço, ocorre uma redistribuição (não-linear) das tensões longitudinais internas, e o aparecimento simultâneo de deslocamentos perpendiculares ao plano da chapa. Para von Karman, a tensão crítica da chapa flambada 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 introduzir o conceito de esbeltez relativa, dado pela equação 3.3.

$$\bar{\lambda}_{pd} = \sqrt{\frac{\sigma_e}{\sigma_{cr}}} \qquad (3.3)$$

sendo $\bar{\lambda}_{pd}$ a esbeltez relativa da chapa perfeita em estado de serviço e o cálculo da largura efetiva desta chapa efetuado pela equação (3.4).

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{pd}} \qquad (3.4)$$

Segundo o critério de von Karman 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_e atinge o valor da resistência ao escoamento do material, f_y. A partir desta aproximação, a igualdade 3.3 toma a forma:

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

Neste caso, o segundo membro da equação 3.5 está associado à esbeltez relativa da seção no estado limite último, $\bar{\lambda}_p$, ou seja:

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

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

$$\frac{b_e}{b} = \frac{1}{\bar{\lambda}_{pd}} \qquad (3.7)$$

A formulação de von Karman é aplicável às chapas ideais, perfeitas (equações 3.3 e 3.4). 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 carga 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 carga 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.

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

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 $\bar{\lambda}_p$ por $\bar{\lambda}_{pd}$, conforme apresenta a equação 3.9, obtendo-se um comportamento muito flexível da chapa, com previsões teóricas demasiadamente conservadoras.

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

No limiar da flambagem local, para o qual $b_e/b = 1$, determina-se para $\bar{\lambda}_p$ o valor igual a 0,673, sendo então esta esbeltez relativa designada de $\bar{\lambda}_0$.

O American Iron and Steel Institute (AISI) e o EUROCODE adotam, além da expressão de Winter, fórmulas mais precisas 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 as formulações adotadas pelo AISI:2001 (AISI, 2001) e pelo EUROCODE 3 (ECS, 1996), constando ainda a solução de Winter adaptada para a previsão do comportamento da chapa em regime pós-crítico.

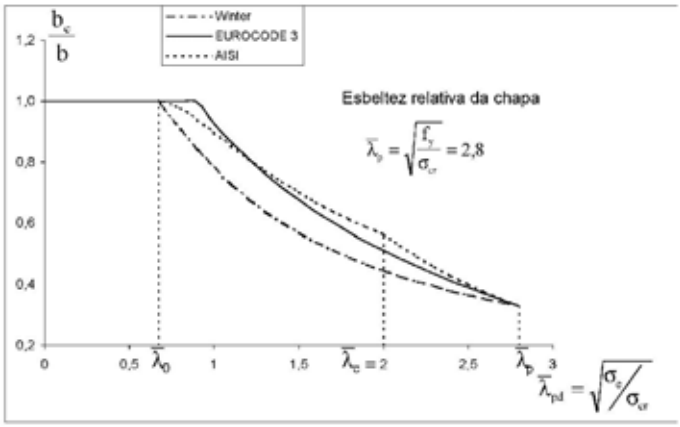


Figura 3.9 - Comparação entre algumas formulações para o cálculo da largura efetiva.

Note-se na figura 3.9 que as formulações do AISI e do EUROCODE, quando comparadas com a de Winter adaptada, apresentam maiores resistências em regime pós-crítico levando, portanto, ao projeto de estruturas ainda mais leves.

Capítulo 4

Prescrições da ABNT NBR 14762:2001

O texto da ABNT NBR 14762:2001, fundamentado no método dos estados limites, foi elaborado com base nas prescrições do AISI:1996 (AISI,1996), incluindo algumas recomendações e procedimentos do Eurocode 3 (ECS, 1996) e da norma australiana (AS/NZS 4600, 1996), procurando sempre estabelecer compatibilidade com outras normas brasileiras relacionadas ao tema.

O método dos estados limites baseia-se na aplicação de coeficientes de segurança tanto às ações nominais quanto às resistências nominais. A partir de combinações das ações de cálculo, determinam-se os efeitos de cálculo das ações, que são comparados com as resistências de cálculo. 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.

No presente capítulo são apresentadas e comentadas algumas das prescrições da ABNT NBR 14762:2001 relacionadas com os modos de flambagem local – incluindo o modo distorcional - dos elementos da seção transversal do perfil, consideradas pelo autor 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 limites, entre outros.

São também apresentados apenas os critérios para o dimensionamento das ligações parafusadas, próprias e mais utilizadas para o sistema LSF.

4.1 Valores máximos recomendados para a relação largura-espessura

A relação largura-espessura dos elementos (b/t), que representa seu índice de 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 recomendados para a 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.

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

4.2 Modo de flambagem local de chapa

A solução do problema do comportamento pós-crítico de chapas foi proposta por von Karman 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, conforme apresentado em 3.2.5.

Tabela 4.1 - Valores máximos recomendados para a relação largura-espessura.

Caso a ser analisado	Valor máximo da relação largura-espessura $(b/t)_{max}$
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma ou mesa, e a outra a enrijecedor de borda simples. Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{max} = 30$.	60
Elemento comprimido AA, tendo uma borda vinculada a alma, e a outra a mesa ou outro tipo de enrijecedor de borda com $Is \geq Ia$ e $D/b \leq 0,8$ conforme 4.2.2	90
Alma de perfis U não enrijecidos sujeita à compressão uniforme	90
Elemento comprimido com ambas as bordas vinculadas a elementos AA.Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{max} = 250$.	500
Elemento comprimido AL ou AA com enrijecedor de borda tendo $Is < Ia$ e $D/b \leq 0,8$ conforme 4.2.2. Para evitar deformações excessivas do elemento, recomenda-se $(b/t)_{max} = 30$.	60
Alma de vigas sem enrijecedores transversais	200
Alma de vigas com enrijecedores transversais apenas nos apoios e satisfazendo as exigências de 7.5.1 da ABNT NBR 14762:2001	260
Alma de vigas com enrijecedores transversais nos apoios e intermediários, satisfazendo as exigências de 7.5.1 da ABNT NBR 14762:2001	300

Seguindo esta filosofia de cálculo, a ABNT NBR 14762:2001 estabelece que no cálculo da resistência e dos deslocamentos de perfis formados por elementos esbeltos a flambagem local de elementos totalmente ou parcialmente comprimidos deve ser considerada por meio de larguras efetivas.

4.2.1 Elementos tipo AA e tipo AL

No cálculo da resistência das barras, deve ser considerada a redução de sua resistência devida à flambagem local de seus elementos, determinando-se as larguras efetivas b_{ef} dos elementos da seção transversal que se encontrem total ou parcialmente submetidos a tensões normais de compressão, conforme segue:

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

$$b_{ef} = b(1-0,22/\lambda_p) / \lambda_p \leq b \qquad (4.1)$$

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

$$b_{ef} = b_c(1-0,22/\lambda_p) / \lambda_p \leq b_c \qquad (4.2)$$

Sendo b a largura do elemento; b_c a largura da região comprimida do elemento, calculada com base na seção efetiva e λ_p o índice de esbeltez reduzido do elemento, definido como:

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95(kE/\sigma)^{0,5}} \qquad (4.3)$$

$$b_{ef} = b_c \text{ para } \lambda_p \leq 0,673 \qquad (4.4)$$

Onde t é a espessura do elemento; k é o coeficiente de flambagem local, a ser calculado de acordo com a tabela 4.2 para elementos AA, ou de acordo com a tabela 4.3 para elementos AL; σ é a 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 escoamento.

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

A figura 4.1 apresenta algumas configurações de gradiente de tensão para um elemento do tipo AA.

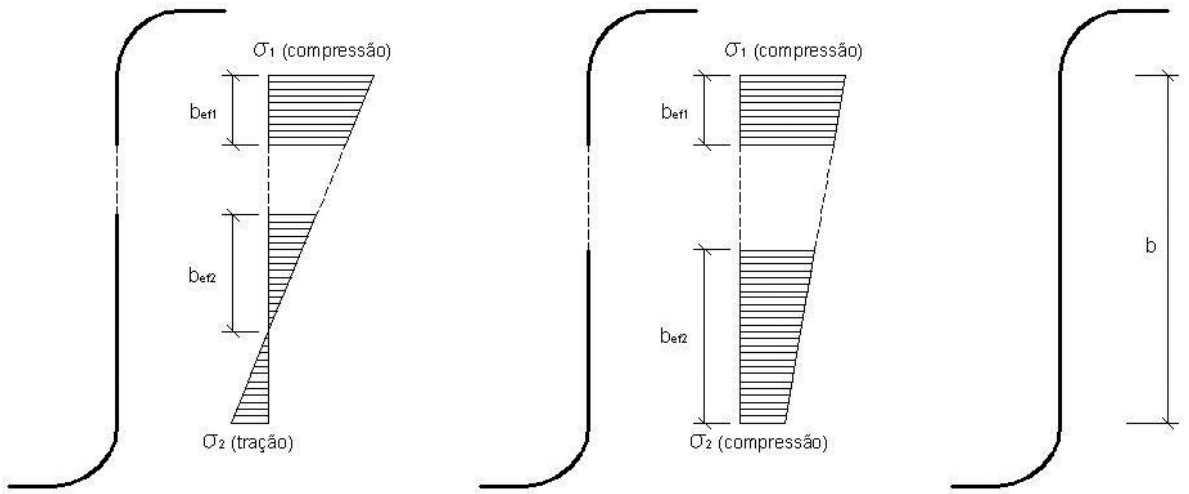


Figura 4.1 – Exemplo de elementos solicitados por gradiente de tensão.

a) Estado limite último de flambagem da barra

Quando a barra é submetida à compressão, considera-se $\sigma = \rho f_y$, sendo ρ o fator de redução associado à flambagem conforme 4.4.2.

Quando a barra é submetida à flexão, considera-se $\sigma = \rho_{FLT} f_y$, sendo ρ_{FLT} o fator de redução associado à flambagem lateral com torção conforme 4.5.1.2.

A ABNT NBR 14762:2001 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.

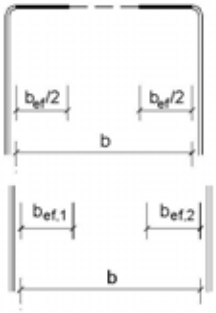
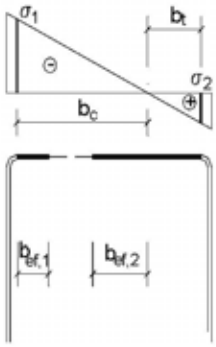
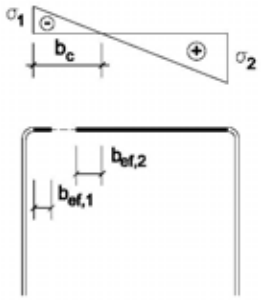
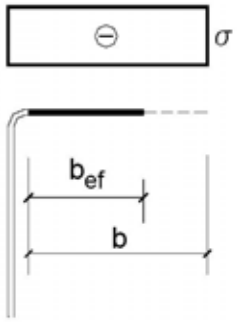
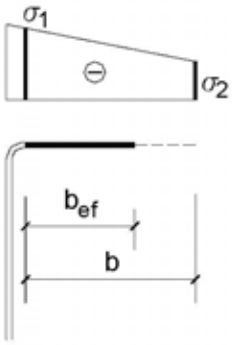
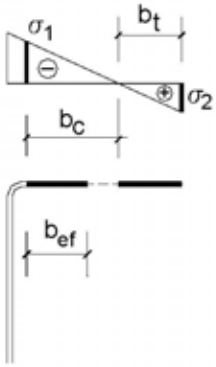
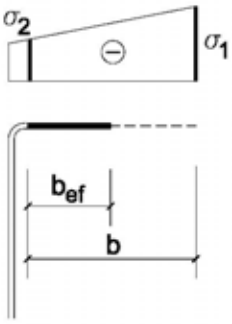
Caso a		$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1{,}0$ $k = 4{,}0$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1{,}0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso c	 Nota: a parte tracionada deve	$-0{,}236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1-\psi) + 2(1-\psi)^3$
Caso d	 Nota: a parte tracionada deve	$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq -0{,}236$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3-\psi)$ $b_{ef,2} = 0{,}5 b_{ef}$ 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		$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1{,}0$ $k = 0{,}43$
Caso b		$0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 1{,}0$ $k = 0{,}578 / (\psi + 0{,}34)$
Caso c	 Nota: a parte tracionada deve ser considerada totalmente	$-1{,}0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $k = 1{,}7 - 5\psi + 17{,}1\psi^2$
Caso d		$-1{,}0 \leq \psi = \sigma_2 / \sigma_1 \leq 1{,}0$ $k = 0{,}57 - 0{,}21\psi + 0{,}07\psi^2$
Nota: o sinal (-) indica compressão		

4.2.2 Largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda

A ABNT NBR 14762:2001 apresenta as especificações para o cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor intermediário ou com enrijecedor de borda. No entanto, visando os exemplos de aplicação do capítulo 6, no presente manual serão apresentadas apenas as prescrições relativas aos elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda.

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:

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0{,}623(E/\sigma)^{0,5}} \qquad (4.5)$$

Onde σ é a tensão normal definida em 4.2.1; k é o coeficiente de flambagem local; D, b, d são as dimensões indicadas na figura 4.2; d_{ef} é a largura efetiva do enrijecedor calculada conforme 4.2.1; d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor e adotada no cálculo das propriedades da seção efetiva do perfil;

A_s é a área reduzida do enrijecedor calculada conforme indicado nesta seção, e adotada no cálculo das propriedades da seção efetiva do perfil.

I_a é o momento de inércia de referência do enrijecedor intermediário ou de borda;

A_{ef} e I_s são, respectivamente, a área efetiva do enrijecedor e o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo principal paralelo ao elemento a ser enrijecido.

O centróide e os momentos de inércia do enrijecedor devem ser assumidos em relação à sua seção bruta.

A região das dobras entre o enrijecedor e o elemento a ser enrijecido não deve ser considerada como parte integrante do enrijecedor de borda.

Para o enrijecedor representado na figura 4.2:

$$I_s = (d^3 t \, \text{sen}^2\theta)/12 \qquad (4.6)$$

$$A_{ef} = d_{ef} t \qquad (4.7)$$

Para o cálculo da resistência de perfis formados por elementos com enrijecedor de borda, deve ser considerada a redução de sua resistência, provocada pela flambagem local, determinando-se as larguras efetivas do elemento e do enrijecedor de acordo com o seguinte procedimento:

Caso I: $\lambda_{p0} \leq 0{,}673$

enrijecedor de borda não é necessário

$b_{ef} = b$

$d_s = d_{ef}$ (para enrijecedor de borda simples)

$A_s = A_{ef}$ (para outros tipos de enrijecedor)

Caso II: $0{,}673 < \lambda_{p0} < 2{,}03$

$$I_a = 400t^4[0{,}49\lambda_{p0} - 0{,}33]^3 \qquad (4.8)$$

$$b_{ef,2} = (I_s/I_a)(b_{ef}/2) \leq (b_{ef}/2) \qquad (4.9)$$

$$b_{ef,1} = b_{ef} - b_{ef,2} \qquad (4.10)$$

b_{ef} deve ser calculada conforme 4.2.1, onde:

$$k = (I_s/I_a)^{1/2}(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 \leq k_a \qquad (4.11)$$

$k_a = 5{,}25 - 5(D/b) \leq 4{,}0$ para enrijecedor de borda simples com $40° \leq \theta \leq 140°$ e $D/b \leq 0{,}8$, onde θ é indicado na figura 4.2

$$d_s = (I_s/I_a)\, d_{ef} \leq d_{ef} \qquad (4.12)$$

$k_a = 4{,}0$ para outros tipos de enrijecedor

$$A_s = (I_s/I_a)\, A_{ef} \leq A_{ef} \qquad (4.13)$$

Caso III: $\lambda_{p0} \geq 2{,}03$

$$I_a = [56\lambda_{p0} + 5]t^4 \qquad (4.14)$$

$$k = (I_s/I_a)^{1/3}\,(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 \leq k_a \qquad (4.15)$$

b_{ef}, $b_{ef,1}$, $b_{ef,2}$, d_s, k_a e A_s devem ser calculados conforme Caso II

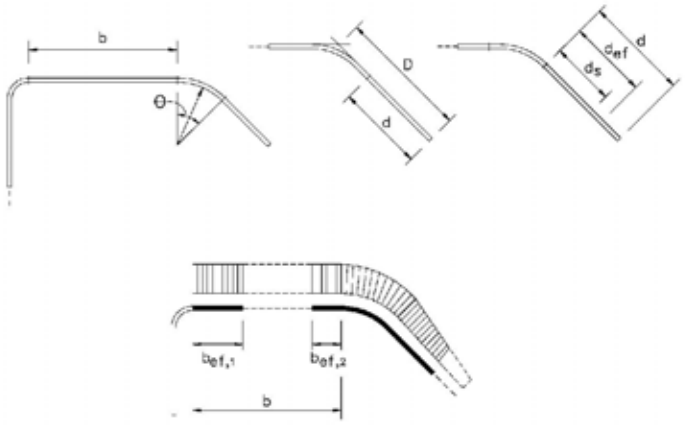


Figura 4.2 – Elemento uniformemente comprimido com enrijecedor de borda.

Para o cálculo de deslocamentos, deve ser adotado o mesmo procedimento estabelecido neste item, substituindo-se σ por σ_n, que é a tensão calculada considerando as combinações de ações para os estados limites de utilização, conforme seção 5.3 da ABNT NBR 14762:2001.

4.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal

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

Na figura 4.3 são ilustradas 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, principalmente as constituídas por elementos com enrijecedores de borda.

Quando o modo distorcional é crítico, ele deve ser considerado no dimensionamento, conforme item 4.4.3 para barras submetidas à compressão centrada ou item 4.5.1.3 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, ou conforme o procedimento apresentado no anexo D da ABNT NBR 14762:2001 para barras isoladas (figuras 4.3.a a 4.3.d).

Para os perfis U simples (sem enrijecedores de borda) submetidos à compressão centrada ou à flexão a verificação da flambagem por distorção 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.

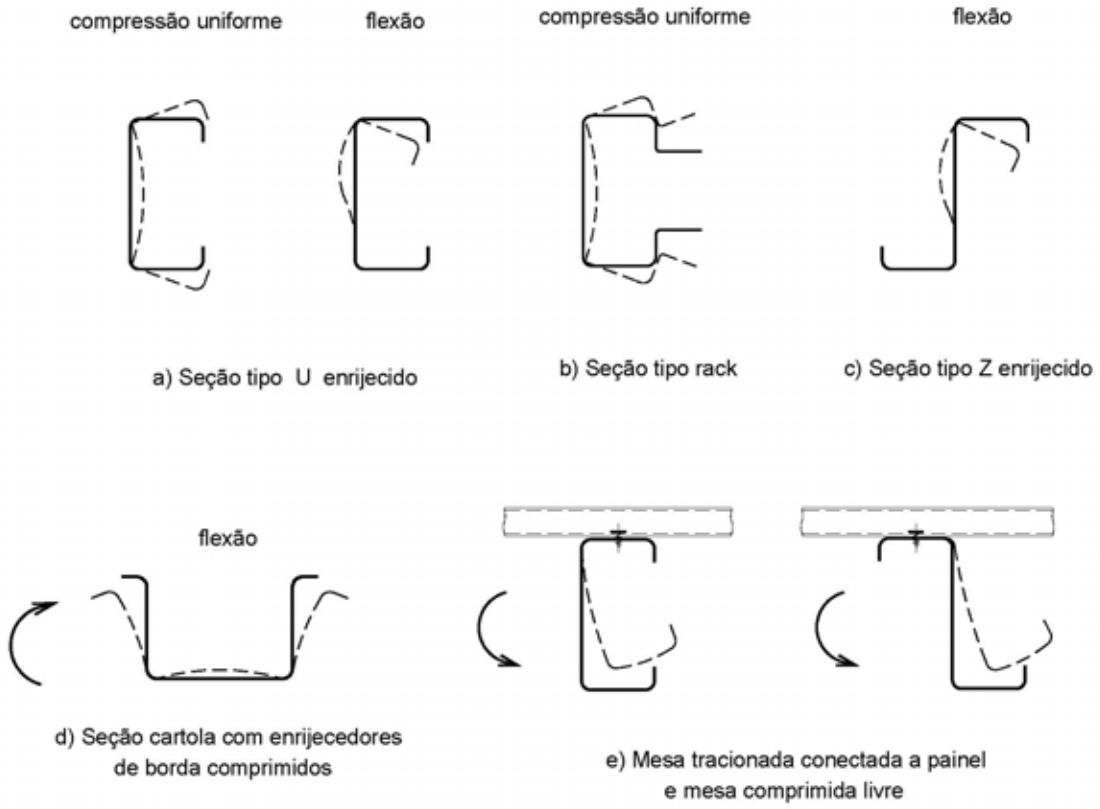


Figura 4.3 – Configurações do modo de flambagem por distorção da seção transversal.

4.4 Barras submetidas à compressão centrada

4.4.1 Generalidades

No dimensionamento de barras constituídas por perfis de aço utiliza-se correntemente o conceito de curvas de flambagem (ou de dimensionamento) para a definição da resistência de projeto. As curvas de flambagem adotadas para os 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, as curvas de flambagem da ABNT NBR 14762:2001 foram adaptadas das curvas de flambagem adotadas pela norma brasileira ABNT NBR 8800:1986, que, por sua vez, se baseiam nas curvas européias de flambagem.

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 de colapso:

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

As prescrições apresentadas a seguir são aplicáveis às barras comprimidas cuja resultante de todas as cargas atuantes passam pelo centro de gravidade da seção efetiva calculada para uma tensão σ.

A força normal de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, deve ser tomada como o menor dos valores calculados nos itens 4.4.2 e 4.4.3.

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

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

$$N_{c,Rd} = \rho A_{ef} f_y / \gamma \qquad (\gamma = 1,1) \qquad (4.16)$$

Onde ρ é o fator de redução associado à flambagem global da barra, podendo ser determinado por meio da tabela 8 da ABNT NBR14762:2001 ou calculado pelas equações:

$$\rho = \frac{1}{\beta + (\beta^2 - \lambda_0^{\,2})^{0,5}} \leq 1,0 \qquad (4.17)$$

$$\beta = 0,5[1+\alpha\,(\lambda_0 - 0,2)+\lambda_0^2] \qquad (4.18)$$

Sendo α o fator de imperfeição inicial.

Nos casos de flambagem por flexão, os valores de a variam de acordo com o tipo de seção e eixo de flambagem, conforme tabela 4.4, tendo valor diferente para cada uma das curvas de flambagem, conforme se segue:

curva a: $\alpha = 0,21$
curva b: $\alpha = 0,34$
curva c: $\alpha = 0,49$

Deve-se considerar a curva b em todos os casos de flambagem por torção ou por flexo-torção.

O índice de esbeltez reduzido para barras comprimidas, λ_0, deve ser calculado por:

$$\lambda_0 = \left[\frac{A_{ef} f_y}{N_e}\right]^{0,5} \qquad (4.19)$$

Note-se na equação 4.16 que o efeito da flambagem local é levado em conta na definição da área efetiva da seção transversal da barra, A_{ef}, que, por sua vez, é calculada com base nas larguras efetivas dos elementos, a partir das fórmulas apresentadas no item 4.2, para um nível de tensão $\sigma = \rho f_y$.

No cálculo de σ, pode-se determinar o valor de ρ de forma aproximada, tomando-se diretamente $A_{ef} = A$ para o cálculo de λ_0, dispensando processo iterativo.

A força normal de flambagem elástica da barra, N_e, corresponde ao primeiro modo de instabilidade da barra, igual, portanto, ao menor dos valores de carga crítica de flambagem por flexão ou por flexo-torção, devendo ser determinada a partir dos itens 4.4.2.1, 4.4.2.2 ou 4.4.2.3.

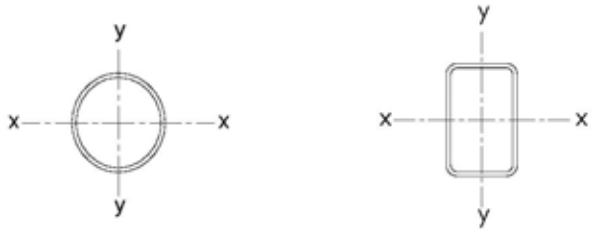
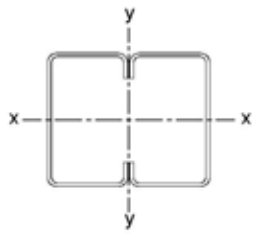
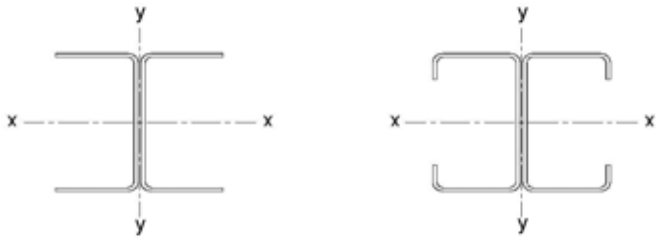
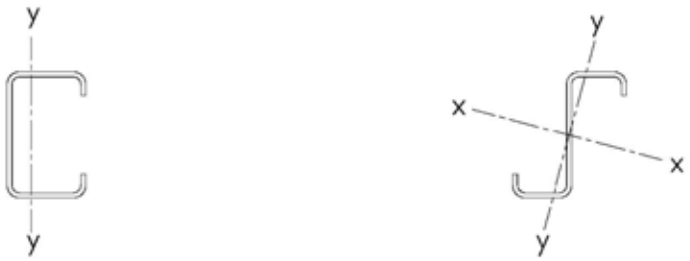
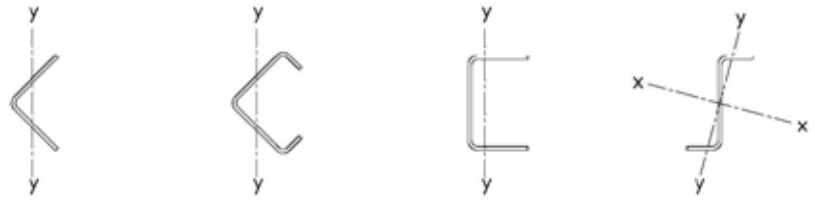
Na tabela 4.4, que apresenta a classificação das seções e respectivas curvas de resistência à compressão associadas à flambagem por flexão das barras, as duas observações citadas estão relacionadas com a resistência ao escoamento e aumento da resistência ao escoamento devido ao efeito do trabalho a frio.

Segundo a ABNT NBR 14762:2001, a resistência ao escoamento utilizada no projeto deve ser adotada como um dos valores estabelecidos a seguir:

· **Observação 1**: a resistência ao escoamento do aço virgem (antes das operações de formação a frio), f_y, aplicável a qualquer caso, ou;

· **Observação 2**: a resistência ao escoamento do aço modificada, f_{ya}, levando-se em consideração o efeito do trabalho a frio, conforme anexo B da ABNT NBR 14762:2001, aplicável somente aos casos de seções onde todos os seus elementos apresentam $\lambda_p \leq 0,673$, calculado de acordo com o item 4.2 e considerando-se $\sigma = f_y$.

Tabela 4.4 - Classificação de seções e respectivas curvas de resistência à compressão associadas à flambagem por flexão.

Tipo de seção transversal		Eixos	Curvas
		x-x ou y-y	a
	Empregando-se f_y (Conforme observação 1 no item 4.4.2)	x-x ou y-y	b
	Empregando-se f_{ya} (Conforme observação 2 no item 4.4.2)	x-x ou y-y	c
		x-x	a
		y-y	b
		Indicados	b
		Indicados	c
Para demais seções		Aplicável	c

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

Para a força normal de flambagem elástica N_e deve ser considerado o menor valor dentre os determinados pelas equações 4.20 a 4.22:

· flambagem elástica por flexão em relação ao eixo principal x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \qquad (4.20)$$

· flambagem elástica por flexão em relação ao eixo principal y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \qquad (4.21)$$

· flambagem elástica por torção:

$$N_{et} = \frac{1}{r_0^2}\left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} + GI_t\right] \qquad (4.22)$$

Onde C_w é a constante de empenamento da seção; E é o módulo de elasticidade; G é o módulo de elasticidade transversal; I_t é o momento de inércia à torção uniforme; K_xL_x é o comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo x; K_yL_y é o comprimento efetivo de flambagem por flexão em relação ao eixo y e K_tL_t é o comprimento efetivo de flambagem por torção. Quando não houver garantia de impedimento ao empenamento, deve-se tomar K_t igual a 1,0.

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

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5} \qquad (4.23)$$

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.

4.4.2.2 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 4.24 e 4.25:

· força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo *y*:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \qquad (4.24)$$

· força normal de flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2[1-(x_0/r_0)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{et}[1-(x_0/r_0)^2]}{(N_{ex}+N_{et})^2}}\right] \qquad (4.25)$$

Onde N_{ex} e N_{et} são as forças normais de flambagem elástica calculadas pelas equações 4.20 e 4.22, respectivamente; r_0 e x_0 são definidos no item 4.4.2.1.

Caso o eixo *y* seja o eixo de simetria, basta substituir *y* por *x* na equação 4.24; *x* por *y* e x_0 por y_0 na equação 4.25.

4.4.2.3 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:

$$r_0^2(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{et}) - N_e^2(N_e - N_{ey})x_0^2 - N_e^2(N_e - N_{ex})y_0^2 = 0 \quad (4.26)$$

Sendo N_{ex} ; N_{ey} ; N_{et} ; x_0 ; y_0 e r_0 definidos em 4.4.2.1.

4.4.3 Modo de flambagem por distorção da seção transversal

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

Para $\lambda_{dist} < 1,414$:

$$N_{c,Rd} = Af_y(1 - 0,25\lambda_{dist}^2) / \gamma \quad (4.27)$$

Para $1,414 \leq \lambda_{dist} \leq 3,6$:

$$N_{c,Rd} = Af_y [0,055(\lambda_{dist} - 3,6)^2 + 0,237]/ \gamma \quad (4.28)$$

Sendo A a área bruta da seção transversal da barra e γ =1,1 o valor do coeficiente de ponderação da resistência.

O índice de esbeltez reduzido referente à flambagem por distorção, λ_{dist}, é determinado por:

$$\lambda_{dist} = (f_y/\sigma_{dist})^{0,5} \quad (4.29)$$

O cálculo da a tensão convencional de flambagem elástica por distorção, λ_{dist}, pode ser efetuado pela teoria da estabilidade elástica ou conforme anexo D da ABNT NBR 14762:2001.

No anexo D da ABNT NBR 14762:2001 são apresentadas as fórmulas para o cálculo da tensão convencional de flambagem por distorção em perfis de seções transversais do tipo Ue com enrijecedores de borda adicionais (seções do tipo rack, por exemplo) e seções do tipo Ue, quando submetidas à compressão uniforme.

Procurando simplificar o dimensionamento dos PFF, a ABNT NBR 14762:2001 apresenta ainda algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem por elástica distorção. Na tabela D.1 da norma são apresentados os valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo Ue submetidas à compressão centrada para dispensar tais verificações.

4.4.4 Limitação de esbeltez

De acordo com a ABNT NBR 14762:2001, o índice de esbeltez *KL/r* das barras comprimidas não deve exceder 200.

4.5 Barras submetidas à flexão simples

4.5.1 Momento fletor

A capacidade de resistência a momento fletor deve ser limitada pela flambagem lateral com torção, isto porque, em geral, os perfis formados a frio, tendo seções transversais abertas com elementos delgados, têm pequena rigidez à torção. Assim, os elementos fletidos podem necessitar de travamentos 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 vigas com 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 dos flanges (mesas) comprimidos 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 dos flanges comprimi-

dos com uma borda livre (elementos tipo 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 14762:2001.

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

· Resistência a momento fletor calculada com base no início do escoamento da seção efetiva;
· Resistência relacionada à flambagem lateral com torção;
· Resistência relacionada à flambagem por distorção da seção transversal;

Pode-se também calcular a resistência de vigas com um flange completamente fixo a um elemento de forro ou piso.

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado segundo os procedimentos apresentados nos itens 4.5.1.1, 4.5.1.2 e 4.5.1.3, o que for aplicável:

4.5.1.1 Início de escoamento da seção efetiva

As vigas com contenção lateral eficiente, que equivale 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:

$$M_{Rd} = W_{ef}\, f_y / \gamma \quad (\gamma = 1{,}1) \qquad (4.30)$$

Sendo W_{ef} o módulo de resistência elástico da seção efetiva calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, segundo as fórmulas apresentadas no item 4.2, com σ calculada para o estado limite último de escoamento da seção ($\sigma = f_y$). Neste caso, é desconsiderada a eventual reserva de resistência plástica da seção.

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 do flange tracionado**: a tensão máxima ocorre no flange comprimido, e o seu comprimento efetivo é determinado com $\sigma = f_y$. A mesma consideração deve ser feita quando a linha neutra é eqüidistante dos flanges comprimido e tracionado.

· **Quando a linha neutra se encontra mais próxima do flange comprimido**: a tensão máxima f_y ocorre no flange tracionado. Neste caso, pode-se deparar com uma solução por procedimento iterativo, se a tensão de compressão no flange σ provocar a instabilidade deste elemento (σ é função da posição da linha neutra, que, por sua vez, depende da seção efetiva; o comprimento efetivo do flange comprimido é determinado com uma tensão σ, determinada em função da posição da linha neutra).

4.5.1.2 Flambagem lateral com torção

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

O problema da estabilidade 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 14762:2001indica fórmulas aproximadas para o cálculo do momento fletor de flambagem lateral com torção, M_e, 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:

$$M_{Rd} = (\rho_{FLT}\, W_{c,ef}\, f_y) / \gamma \quad (\gamma = 1{,}1) \qquad (4.31)$$

Sendo $W_{c,ef}$ o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, segundo as fórmulas apresentadas no item 4.2, adotando $\sigma = \rho_{FLT} f_y$.

O fator de redução associado à flambagem lateral com torção, ρ_{FLT}, é calculado por:

- para $\lambda_0 \leq 0{,}6$: $\rho_{FLT} = 1{,}0$ (4.32)

- para $0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336$:
$\rho_{FLT} = 1{,}11(1 - 0{,}278\lambda_0^2)$ (4.33)

- para $\lambda_0 \geq 1{,}336$:
$\rho_{FLT} = 1/\lambda_0^2$ (4.34)

O índice de esbeltez reduzido da barra é calculado por:

$$\lambda_0 = (W_c f_y / M_e)^{0,5} \qquad (4.35)$$

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

O momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, M_e, pode ser calculado pelas expressões 4.36 a 4.38, deduzidas para carregamento aplicado na posição do centro de torção.

As expressões 4.36 a 4.38 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):

$$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{et})^{0,5} \qquad (4.36)$$

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

$$M_e = 0{,}5 C_b r_0 (N_{ey} N_{et})^{0,5} \qquad (4.37)$$

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

$$M_e = C_b (N_{ey} G I_t)^{0,5} \qquad (4.38)$$

Em barras com seção monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, consultar bibliografia especializada.

N_{ey}; N_{et} e r_0 são determinados pelas equações 4.20 a 4.23, considerando $K_y L_y = L_y$ e $K_t L_t = L_t$. Podem ser adotados valores de $K_y L_y$ e $K_t L_t$ inferiores a L_y e L_t, 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 coeficiente de equivalência de momento na flexão, que a favor da segurança pode ser tomado igual a 1,0 ou calculado pela seguinte expressão:

$$C_b = \frac{12{,}5 M_{\max}}{2{,}5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \qquad (4.39)$$

Para balanços com a extremidade livre sem contenção lateral e para barras submetidas à flexão composta, 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;

4.5.1.3 Modo de flambagem por distorção 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:

$$M_{Rd} = M_{dist} / \gamma \qquad (\gamma = 1,1) \qquad (4.40)$$

Onde M_{dist} é o momento fletor de flambagem por distorção, dado por:

- para $\lambda_{dist} < 1,414$:

$$M_{dist} = W_c f_y (1 - 0,25\lambda_{dist}^2) \qquad (4.41)$$

- para $\lambda_{dist} \geq 1,414$:

$$M_{dist} = W_c f_y / \lambda_{dist}^2 \qquad (4.42)$$

W_c é definido no item 4.5.1.2;

O índice de esbeltez reduzido referente à flambagem por distorção, λ_{dist}, é dado por:

$$\lambda_{dist} = (f_y/\sigma_{dist})^{0,5} \qquad (4.43)$$

A tensão convencional de flambagem elástica por distorção, σ_{dist}, é calculada pela teoria da estabilidade elástica ou de acordo com o anexo D da ABNT NBR 14762:2001.

No anexo F da ABNT NBR 14762:2001 são apresentadas as fórmulas para o cálculo do momento fletor resistente de cálculo para as barras com a mesa tracionada conectada a um painel e a mesa comprimida livre (terças com telhas de aço parafusadas e sujeitas à ação de vento de sucção, por exemplo), considerando o efeito da referida contenção lateral.

No anexo D da ABNT NBR 14762:2001 são apresentadas as formulações para o cálculo de σ_{dist} para as seções dos tipos Ue e Ze, submetidas à flexão em relação ao eixo perpendicular à alma e seções dos tipos cartola e Ue, quando submetidas à flexão em relação ao eixo paralelo à alma, estando os enrijecedores de borda comprimidos.

Visando a simplificação do dimensionamento, a ABNT NBR 14762:2001 apresenta em sua tabela D.2 os valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo Ue e Ze submetidas à flexão para dispensar a verificação de flambagem por distorção.

4.6 Barras submetidas à flexo-compressão

Barras flexo-comprimidas, ou vigas-colunas, são peças estruturais que combinam a função de vigas, para transmitir forças ou momentos transversais, com colunas com a função de transmitir forças axiais.

Teoricamente, todas as peças estruturais podem ser consideradas como sendo vigas-colunas, pois barras sujeitas exclusivamente à tração, à compressão ou à flexão são casos particulares de vigas-colunas. Vigas-colunas podem atuar como se fossem peças isoladas como no caso de barras comprimidas bi-

rotuladas e carregadas excentricamente; ou podem fazer parte de um pórtico rígido. Em pórticos, as vigas-colunas, usualmente, estão sujeitas a momentos e forças axiais. No entanto, é possível encontrar vigas-colunas submetidas a cargas transversais, além dos momentos e forças axiais de extremidades, cuja situação pode ser encontrada por exemplo em cordas comprimidas de treliças.

Podem ser considerados como vigas-colunas os montantes das paredes externas das edificações estruturadas no sistema LSF, nos quais atuam as forças de compressão devidas às cargas verticais e as forças horizontais devidas à ação do vento, por exemplo.

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

- Escoamento total da seção transversal (formação de rótula plástica);
- Flambagem no plano de flexão, conforme apresentado no item 4.4 (barras submetidas à compressão centrada);
- Flambagem lateral com torção, conforme apresentado no item 4.5 (barras submetidas à flexão simples);
- Flambagem local.

Para a flexo-compressão, a força normal solicitante de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer às equações de interação 4.44 e 4.45, que servem, respectivamente, para verificar a estabilidade da barra e a capacidade resistente de sua seção mais solicitada.

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{C_{mx} M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ex}}\right) M_{x,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ey}}\right) M_{y,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (4.44)$$

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{0,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (4.45)$$

Quando $N_{c,Sd} / N_{c,Rd} \leq 0{,}15$ as duas expressões anteriores podem ser substituídas por:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad (4.46)$$

$N_{c,Sd}$ é a força normal de compressão solicitante de cálculo, considerada constante na barra;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, na seção considerada, em relação aos eixos *x* e *y*, respectivamente;

$N_{c,Rd}$ é a força normal de compressão resistente de cálculo, conforme apresentado no item 4.4;

$N_{0,Rd}$ é a força normal de compressão resistente de cálculo, calculada conforme item 4.4, tomando-se = 1,0;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos *x* e *y*, respectivamente, calculados segundo o item 4.5.1 com $C_b = 1{,}0$.

N_{ex} e N_{ey} são as forças normais de flambagem elástica, em relação aos eixos *x* e *y*, respectivamente, calculadas por:

$$N_{ex} = \pi^2 EI_x / (K_x L_x)^2; \; N_{ey} = \pi^2 EI_y / (K_y L_y)^2$$

I_x e I_y são os momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos *x* e *y*, respectivamente;

$(K_x L_x)$ e $(K_y L_y)$ são os comprimentos efetivos de flambagem em relação aos eixos *x* e *y*, respectivamente;

C_{mx} e C_{my} são os coeficientes de equivalência de momento na flexão composta, em relação aos eixos *x* e *y*, respectivamente, determinados de acordo com os seguintes procedimentos:

- Barras de estruturas indeslocáveis, sem ações transversais entre as extremidades:

$$C_m = 0,6 - 0,4(M_1/M_2) \qquad (4.47)$$

Sendo M_1 o menor e M_2 o maior dos dois momentos fletores solicitantes de cálculo nas extremidades do trecho sem travamento lateral. A relação M_1/M_2 é positiva quando esses momentos provocarem curvatura reversa e negativa em caso de curvatura simples.

- Barras de estruturas indeslocáveis, sujeitas à ações transversais entre as extremidades:

Caso não sejam determinados de maneira mais precisa, os seguintes valores de C_m podem ser adotados:

- C_m = 0,85 para ambas as extremidades da barra engastadas;
- C_m = 1,0 para os demais casos.

- barras de estruturas deslocáveis: C_m = 1,0

Podem ser adotados valores de C_m inferiores a 1,0, desde que justificados com base em bibliografia especializada.

4.7 Requisitos para o dimensionamento de ligações

4.7.1 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 sua resistência de cálculo seja igual ou superior aos máximos esforços solicitantes de cálculo, determinados com base nas combinações de ações para os estados limites últimos estabelecidos em 5.2 da ABNT NBR 14762:2001.

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. Na figura 4.4, adaptada de YU (2000), apresentam-se esquematicamente esses modos de ruína.

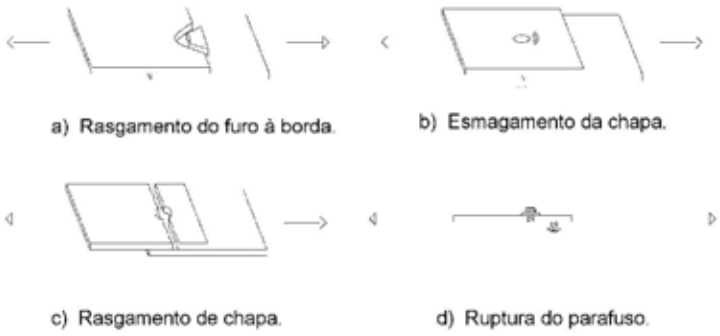


Figura 4.4 – Modos de ruína nas ligações por pressão de contato. (Fonte: YU, 2000).

4.7.2 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 8.2 da ABNT NBR 14762:2001.

4.7.3 Ligações parafusadas

4.7.3.1 Generalidades

Esta subseção aplica-se às ligações parafusadas, onde a espessura da parte mais fina não

ultrapassa 4,75 mm. Caso contrário, devem ser atendidas as exigências da ABNT NBR 8800:1986.

A ABNT NBR 14762:2001 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 300 MPa para a resistência à ruptura do parafuso na tração, f_{up}.

Os parafusos comuns são feitos de aço carbono e podem possuir especificação ASTM A307 ou ISO 898 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 ASTM A490.

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 8800:1986 estabelece que devem ser usados parafusos de alta resistência em qualquer ligação especificada nos desenhos da estrutura.

4.7.3.2 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).(d+6)	(d+0,8).(2,5d)
≥ 12,5	d+1,5	d+5	(d+1,5).(d+6)	(d+1,5).(2,5d)

4.7.3.3 Disposições construtivas

4.7.3.3.1 Espaçamentos 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.

4.7.3.3.2 Espaçamentos 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.

4.7.3.4 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:

$$F_{Rd} = tef_u / \gamma \qquad (\gamma = 1{,}35) \qquad (4.48)$$

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.

4.7.3.5 Pressão de contato (esmagamento)

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

$$F_{Rd} = 2{,}4dtf_u / \gamma \qquad (\gamma = 1{,}35) \qquad (4.49)$$

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.

4.7.3.6 Força normal de tração no parafuso

A força normal de tração resistente de cálculo do parafuso, $N_{t,Rd}$, é determinada por:

$$N_{t,Rd} = 0{,}75A_p f_{up} / \gamma \qquad (4.50)$$

Onde A_p é a área bruta da seção transversal do parafuso; f_{up} é a resistência à ruptura do parafuso na tração, conforme tabela 4.6 ou o disposto em 4.4 da ABNT NBR 14762:2001;

γ = 1,35 para parafusos de alta resistência;

γ = 1,55 para os parafusos comuns e parafusos de aço sem qualificação estrutural.

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

Especificação	Tipo	Diâmetro nominal do parafuso d (mm)	Resistência à ruptura do parafuso na tração f_{up} (MPa)
ASTM A307 – grau A	Comum	$6{,}3 \leq d < 12{,}5$	370
		$d \geq 12{,}5$	415
ISO 898 – grau 4.6	Comum	$d \geq 6{,}0$	400
ASTM A325	Alta	$12{,}5 \leq d \leq 38$	825
ASTM A354 (grau BD)	Alta	$d \geq 6{,}3$	1.035
ASTM A394 (tipo 0)	Comum	$12{,}5 \leq d \leq 25$	510
ASTM A394 (tipos 1,2	Alta	$12{,}5 \leq d \leq 25$	825
ASTM A 449	Alta	$d \geq 6{,}3$	825
ASTM A490	Alta	$12{,}5 \leq d \leq 38$	1.035
ISO 7411 – grau 8.8	Alta	$d \geq 6{,}0$	800
ISO 7411 – grau 10.9	Alta	$d \geq 6{,}0$	1.000

4.7.3.7 Força cortante no parafuso

A força cortante resistente de cálculo do parafuso, V_{Rd}, por plano de corte, é determinada por:

$V_{Rd} = 0{,}45A_p f_{up} / \gamma$ quando o plano de corte passa pela rosca (4.51)

$V_{Rd} = 0{,}6A_p f_{up} / \gamma$ quando o plano de corte não passa pela rosca (4.52)

A_p ; f_{up} conforme definidos no item 4.7.3.6; $\gamma = 1{,}55$ para parafusos de alta resistência; $\gamma = 1{,}65$ para os parafusos comuns e parafusos de aço sem qualificação estrutural.

4.7.3.8 Força normal de tração e força cortante combinadas no parafuso

Para os parafusos submetidos à força normal de tração e força cortante simultaneamente, além de verificar os esforços isoladamente, conforme itens 4.7.3.6 e 4.7.3.7, deve ser satisfeita a seguinte condição:

· parafusos de aço com qualificação estrutural, comuns ou de alta resistência:

$(N_{t,Sd} / N_{t,Rd}) + (V_{Sd} / V_{Rd}) \leq 1{,}25$ (4.53)

· parafusos de aço sem qualificação estrutural:

$(N_{t,Sd} / N_{t,Rd}) + (V_{Sd} / V_{Rd}) \leq 1{,}0$ (4.54)

Sendo $N_{t,Sd}$ a força normal de tração solicitante de cálculo no parafuso; V_{Sd} a força cortante solicitante de cálculo no parafuso, no plano de corte analisado; $N_{t,Rd}$ a força normal de tração resistente de cálculo do parafuso, conforme item 4.7.3.6; V_{Rd} a força cortante resistente de cálculo do parafuso, conforme 4.7.3.7.

4.7.4 Ruptura por rasgamento da parte conectada

Nas ligações de extremidade de vigas, onde apenas uma ou as duas mesas são recortadas (ver figura 4.5a) e em cantoneiras tracionadas (ver figura 4.5b) 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}, deve ser calculada por:

· para $A_{nt} f_u \geq 0{,}6A_{nv} f_u$

$F_{Rd} = (0{,}6A_{gv} f_y + A_{nt} f_u) / \gamma$ ($\gamma = 1{,}35$) (4.55)

· para $0{,}6A_{nv} f_u \geq A_{nt} f_u$

$F_{Rd} = (0{,}6A_{nv} f_u + A_{gt} f_y) / \gamma$ ($\gamma = 1{,}35$) (4.56)

A_{gt} é a área bruta sujeita à tração, da parte susceptível à ruptura por rasgamento; A_{gv} é área bruta sujeita ao cisalhamento, da parte susceptível à ruptura por rasgamento; A_{nt} é a área líquida sujeita à tração, da parte susceptível à ruptura por rasgamento; A_{nv} é a área líquida sujeita ao cisalhamento, da parte susceptível à ruptura por rasgamento.

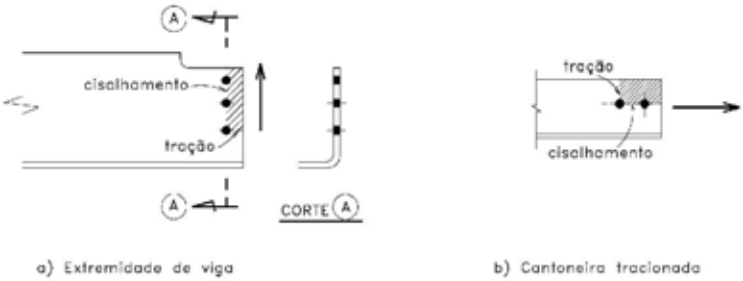


Figura 4.5 - Ruptura por rasgamento da parte conectada.

4.7.5 Pressão de contato sobre apoios de concreto

Com relação à pressão de contato sobre apoios de concreto, a força normal de compressão resistente de cálculo deve ser determinada conforme 7.6.1.4 da NBR 8800:1986.

Capítulo 5

Ligações utilizando parafusos autobrocantes

5.1 Generalidades

Os parafusos denominados de autobrocantes constituem o meio de fixação mais utilizado no sistema LSF. Podem ser estruturais ou terem 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 autobrocante.

Os parafusos autobrocantes são fabricados, conforme necessidade de instalação, com diversos tipos de cabeça e ponta. Podem também ser do tipo autoperfurante (ponta broca) ou autoatarraxante (ponta agulha).

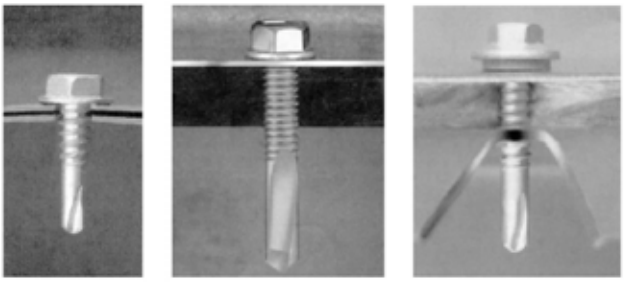
No capítulo 7 do Manual de Arquitetura do CBCA são encontradas as informações mais importantes sobre as ligações e montagem com esse conector.

A ABNT NBR 14762:2001 não apresenta prescrições para o dimensionamento das ligações com os parafusos autobrocantes. Por isto, é apresentado no presente capítulo um resumo das especificações da North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members (AISI, 2001), sendo também apresentadas algumas informações de interesse prático.

5.2 Especificação dos parafusos autobrocantes estruturais

Os parafusos autobrocantes 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.



Fotos 5.1 – Parafusos autobrocantes com cabeça do tipo HEX.

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

Tabela 5.1 - Bitolas e diâmetros dos parafusos autobrocantes.

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

Recomenda-se que o comprimento da ponta seja 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.

A tabela 5.2 apresenta os comprimentos dos parafusos autobrocantes comumente utilizados na fixação chapa-chapa do LSF, relacionando-os com os diâmetros apresentados na tabela 5.1.

Tabela 5.2 - Comprimentos dos parafusos autobrocantes.

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 5.3 apresenta a nomenclatura dos parafusos autobrocantes. Por exemplo , 8-18 x 5/8" significa: Bitola #8, 18 fios de rosca por polegada e 5/8" de comprimento.

Tabela 5.3 - Cabeça, bitola, ponta e nomenclatura dos parafusos autobrocantes.

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 ½"	
	10	10-16 x 3/4"	3
		10-16 x 3/4" com	
		10-16 x 1"	
		10-24 x 3/4"	
		10-24 x 1"	
Oval	10	10-16 x 3/4"	3
		10-16 x 1"	
		10-16 x 1 1/4"	

5.3 Utilização dos parafusos autobrocantes estruturais

A seguir são apresentadas algumas sugestões de aplicação dos parafusos autobrocantes estruturais, no que se refere à forma de sua cabeça:

a) Ligação guia-montante: cabeça PLANA
b) Ligação montante-montante: cabeça HEX
c) Ligação cantoneira-montante: cabeça HEX
d) Ligação cantoneira-verga: cabeça HEX
e) Ligação verga-montante: cabeça HEX
f) Ligação travamento da viga: cabeça HEX
g) Ligação contraventamento-guia:cabeça PLANA ou OVAL
h)Ligação contraventamento-montante: cabeça PLANA ou OVAL
i) Ligação travamento-montante: cabeça PLANA ou OVAL
j) Ligação tira metálica de travamento: cabeça PLANA

5.4 Especificações do AISI:2001

As seguintes especificações são válidas para parafusos autobrocantes cujo diâmetro varia de 2,03 mm a 6,35 mm.

5.4.1 Notação

As seguintes notações são aplicáveis aos parafusos autobrocantes (figura 5.2):

d é o diâmetro nominal do parafuso;

d_w é o diâmetro da cabeça do autobrocante ou da arruela, o que for maior;

ϕ é o fator de resistência (0,5);

P_{ns} é a resistência nominal ao cisalhamento por parafuso autobrocante;

P_{ss} é a resistência nominal ao cisalhamento por parafuso autobrocante, fornecida pelo fabricante ou determinada por ensaio em laboratório independente;

P_{nt} é a resistência nominal à tração por parafuso autobrocante;

P_{not} é a resistência nominal ao pull-out por parafuso autobrocante

P_{nov} é a resistência nominal ao pull-over por parafuso autobrocante;

P_{ts} é a resistência nominal à tração por parafuso autobrocante, fornecida pelo fabricante ou determinada por ensaio em laboratório independente;

t_1 é a espessura do elemento a fixar em contato com a cabeça do parafuso autobrocante;

t_2 é a espessura do elemento a fixar que não está em contato com a cabeça do parafuso autobrocante;

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

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

f_{u2} é a resistência à ruptura na tração do elemento a fixar que não está em contato com a cabeça do parafuso.

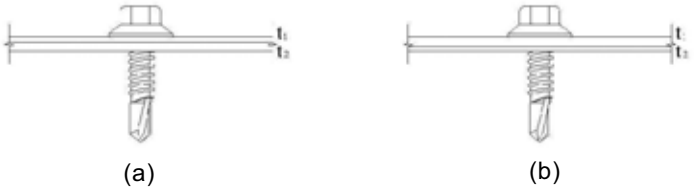


Figura 5.2 – Dimensões dos elementos ligados.

Alternativamente, valores de projeto para aplicações particulares poderão ser permitidos com base em resultados experimentais, no que diz respeito ao fator de resistência ϕ, que deve ser determinado de acordo com o Capítulo F do AISI 2001.

5.4.2 Disposições construtivas

Considerando d o diâmetro do parafuso autobrocante, deve-se ter:

· distância entre centros de parafusos autobrocantes adjacentes $\geq$ 3d;
· distancia do centro do parafuso autobrocante à borda de qualquer elemento ligado $\geq$ 3d; Se a ligação estiver sujeita ao cisalhamento em somente uma direção, a mínima distância pode ser reduzida a 1,5d na direção perpendicular ao esforço.

5.4.3 Resistência da conexão ao cisalhamento

A resistência nominal ao cisalhamento, P_{ns}, deve ser calculada como segue:

· Para $t_2/t_1 \leq 1{,}0$, P_{ns} é o menor dos valores:

$$P_{ns} = 4{,}2.(t_2^3.d)^{0.5}.f_{u2} \quad (5.1)$$
$$P_{ns} = 2{,}7\ t_1.d.f_{u1}\ \text{(Esmagamento)} \quad (5.2)$$
$$P_{ns} = 2{,}7\ t_2.d.f_{u2}\ \text{(Esmagamento)} \quad (5.3)$$

· Para $t_2/t_1 \geq 2{,}5$, P_{ns} é o menor dos valores:

$$P_{ns} = 2{,}7\ t_1.d.f_{u1}\ \text{(Esmagamento)} \quad (5.4)$$
$$P_{ns} = 2{,}7\ t_2.d.f_{u2}\ \text{(Esmagamento)} \quad (5.5)$$

· Para $1{,}0 < t_2/t_1 < 2{,}5$, P_{ns} deve ser determinado através de interpolação linear.

5.4.4 Resistência do parafuso autobrocante ao cisalhamento

A resistência nominal de um parafuso autobrocante ao cisalhamento deverá ser calculada por:

$$P_{ns} = 0{,}8P_{ss} \quad (5.6)$$

5.4.5 Resistência da conexão à tração

Para os parafusos autobrocantes submetidos à tração, sua cabeça ou arruela - se a arruela for utilizada, deve ter um diâmetro d_w não menor que 7,94 mm. A arruela deve apresentar espessura mínima de 1,27 mm.

A seguir são apresentadas as resistências para um parafuso.

5.4.5.1 Resistência nominal ao pull-out

$$P_{not} = 0{,}85.t_c.d.f_{u2} \quad (5.7)$$

O modo de falha por **pull-out** (arrancamento do parafuso) pode ocorrer quando a espessura da chapa t_2 é insuficiente (figura 5.2.b), sendo inferior à distância entre os fios da rosca do parafuso. Outra razão é quando não há engrenamento suficiente da rosca na chapa t_2.

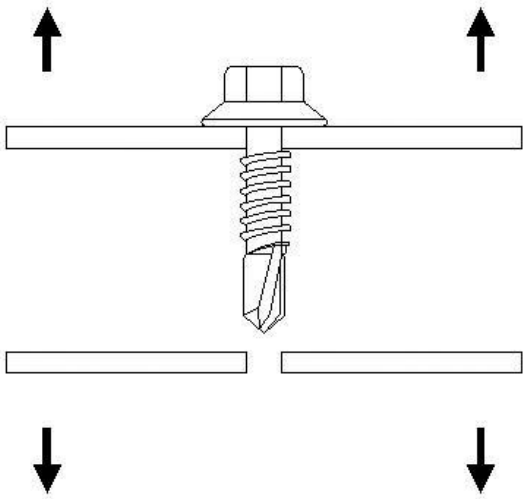


Figura 5.3 – Pull-out, ou arrancamento do parafuso.

5.4.5.2 Resistência nominal ao pull-over

$$P_{nov} = 1{,}5.t_{1.}d_w.f_{u1} \qquad (5.8)$$

O modo de falha por **pull-over** (puncionamento da chapa) pode ocorrer quando a espessura da chapa t_1 é insuficiente (figura 5.2.a), sendo que a chapa t_1 rasga-se ao redor da cabeça ou da arruela do parafuso. Neste caso, a baixa resistência ao escoamento do aço da chapa e o uso inadequado da cabeça ou arruela do parafuso são bastante relevantes.

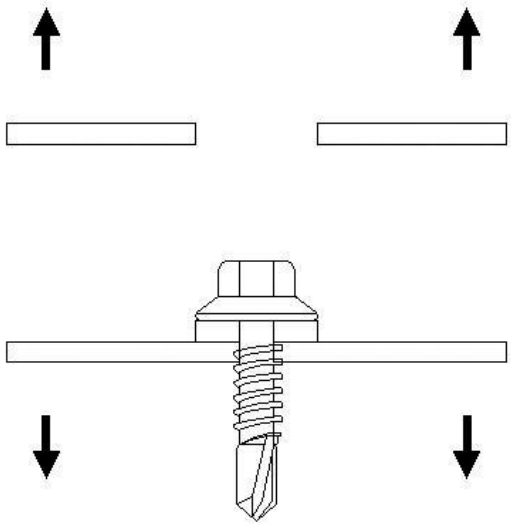


Figura 5.4 – Pull-over, ou puncionamento da chapa.

5.4.5.3 Resistência nominal à tração

$$P_{nt} = 0{,}8P_{ts} \qquad (5.9)$$

5.5 Resultados de ensaio

A título de ilustração, nas tabelas 5.4 e 5.5 são apresentados alguns resultados de ensaios de ligações com parafusos autobrocantes (CISER,2001). 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 5.4 - Resistência ao cisalhamento simples (CISER,2001) - 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) 5,5 mm	3	----	----	----	8,78	8,86

(*) Tabela ilustrativa

Tabela 5.5 - Resistência ao arrancamento (Pull-Out) (CISER,2001) - 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) 5,5 mm	3	----	----	----	4,80	6,80

(*) Tabela ilustrativa

Nas tabelas 5.6 a 5.9 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 5.2.b: chapa 1 (grossa) e chapa 2 (fina).

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 5.6- Resistência média ao arrancamento (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 5.7- Resistência média ao arrancamento (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 5.8- Resistência média 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 5.9 - Resistência média 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

Neste capítulo são apresentados exemplos visando a aplicação prática das prescrições da ABNT NBR 14762:2001, apresentadas e comentadas no capítulo 4, para o dimensionamento de barras de uma estrutura concebida no sistema Light Steel Framing.

São atendidas algumas das prescrições da norma brasileira relacionadas com os modos de flambagem local – incluindo o modo distorcional - dos elementos da seção transversal do perfil, consideradas pelo autor como as mais significativas para o conhecimento do fenômeno da flambagem local e de sua interação com os modos de flambagem global dos PFF. Estas prescrições são utilizadas na solução parcial dos exemplos de cálculo apresentados neste capítulo e não dispensam a realização de outras verificações cabíveis em cada caso.

São apresentados três exemplos, sendo uma viga em perfil Ue 140x40x12x0,95, um montante em perfil Ue 90x40x12x0,95 sem abertura na alma e outro montante em perfil Ue 90x40x12x0,95 com abertura na alma do perfil.

As barras fazem parte de uma das estruturas desenvolvidas para a composição das tabelas de pré-dimensionamento apresentadas no capítulo 7. A viga pertence ao sistema de entrepiso da estrutura em LSF de um prédio de dois pavimentos, com espaçamento de 600 mm entre barras, tem comprimento total de 2400 mm e comprimento destravado de 1200 mm para flambagem elástica em relação ao eixo y e 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 instaladas à meia-altura do perfil, conforme detalha a figura 6.2.

Em todos os 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: Manual de Arquitetura do CBCA).

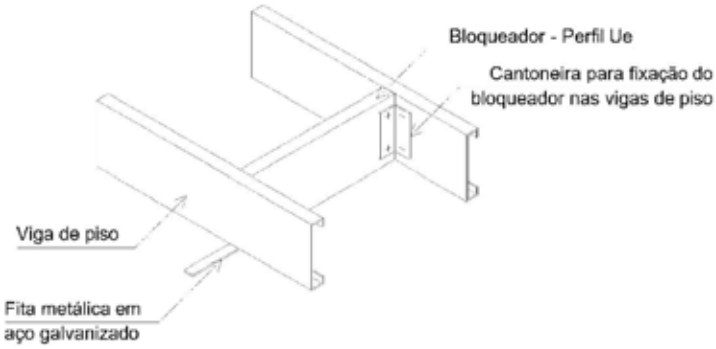


Figura 6.1 – Sistema de travamento lateral de vigas, com bloqueador e fita de aço (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

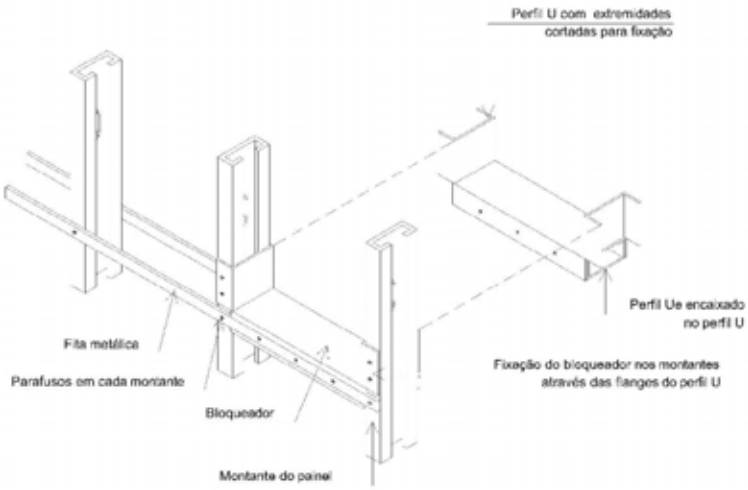


Figura 6.2 – Esquema de travamento horizontal dos montantes, utilizando bloqueador e fitas de aço (Fonte: Manual de Arquitetura do CBCA).

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

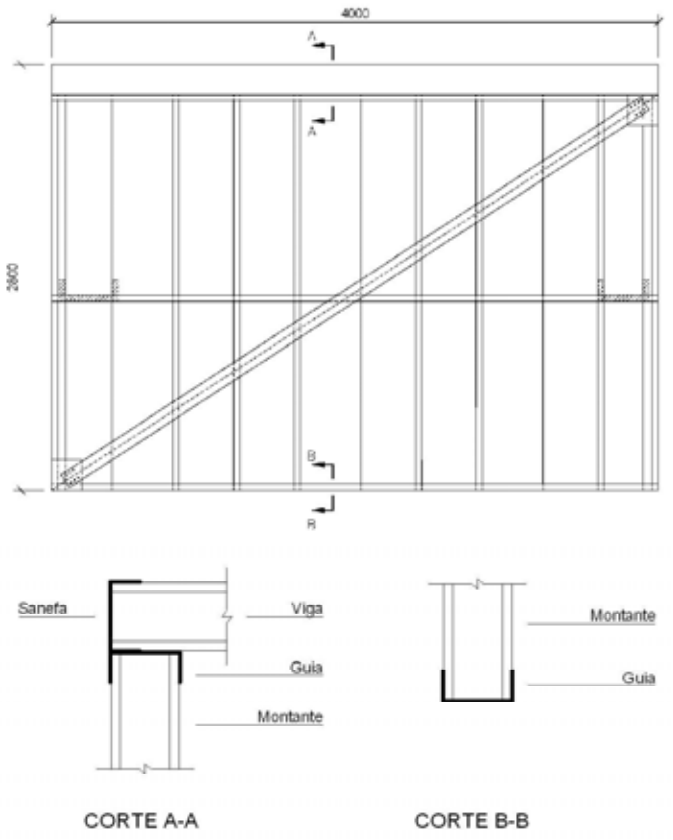


Figura 6.3 – Painel contraventado.

Para o dimensionamento das barras foram consideradas as seguintes premissas de cálculo:

a) Cargas permanentes:

Laje de piso: 2,62 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).

b) Sobrecarga:

Laje de piso: 1,50 kN/m^2

c) Vento:

Velocidade básica do vento: V_0 = 40 m/s

S1=1,0; S2 = (Categoria IV - Classe A) e S3= 1,0

A figura 6.4 apresenta o caminhamento dos esforços solicitantes pela 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, fôrma de aço e concreto da laje, revestimento superior do piso e revestimento da face inferior do entrepiso) e sobrecarga atuantes na barra, segundo sua área de influência. A força normal 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.

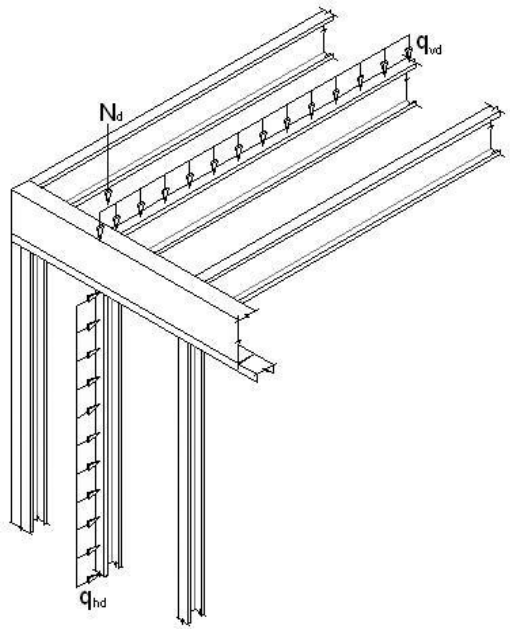


Figura 6.4 – Caminhamento dos esforços solicitantes.

As figuras 6.5 e 6.6 apresentam a nomenclatura empregada quanto aos parâmetros geométricos da seção transversal do perfil.

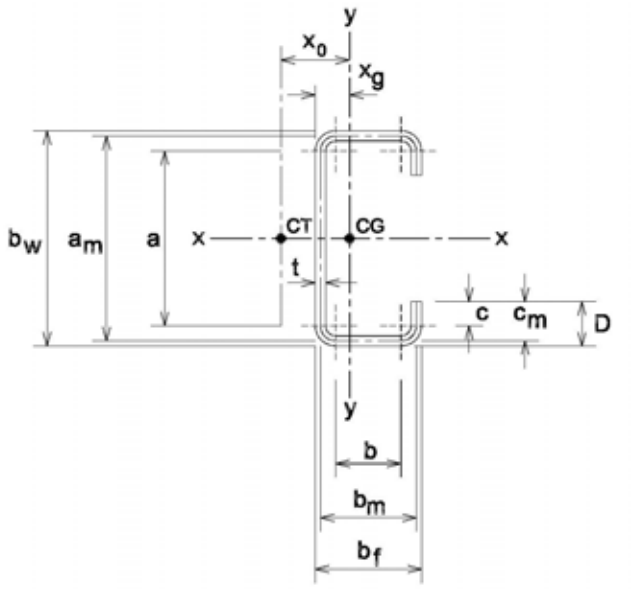


Figura 6.5 – Perfil U enrijecido.

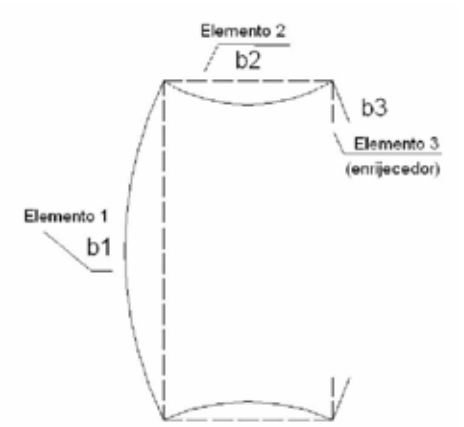


Figura 6.6 – Elementos da seção transversal do perfil Ue.

6.1 Viga Ue 140 x 40 x 12x 0,95mm

Dados gerais:

Perfil Ue 140 x 40 x 12 e t = 0,95mm
Esforço de cálculo considerado: momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x, M_{sdx} = 120,00kN.cm
Comprimentos efetivos de flambagem da barra: $K_x L_x$ = 2400mm; $K_y L_y$ = 1200 mm e $K_t L_t$ = 1200 mm.
Área Bruta da Seção Transversal do Perfil: A_g = 2,13 cm^2

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 por distorção da seção transversal, respectivamente.

6.1.1. 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.

Para um perfil solicitado à flexão, quando a linha neutra se encontra mais próxima do flange tracionado, a tensão máxima ocorre no flange comprimido, e sua largura efetiva é determinada com $\sigma = f_y$. A mesma consideração deve ser feita quando a linha neutra é eqüidistante dos flanges comprimido e tracionado, que é o caso do perfil deste exemplo.

a) Verificação do Flange Comprimido (Elemento 2)

O cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda é feito considerando-se as prescrições constantes no item 4.2.2 e as definições apresentadas na figura 6.7.

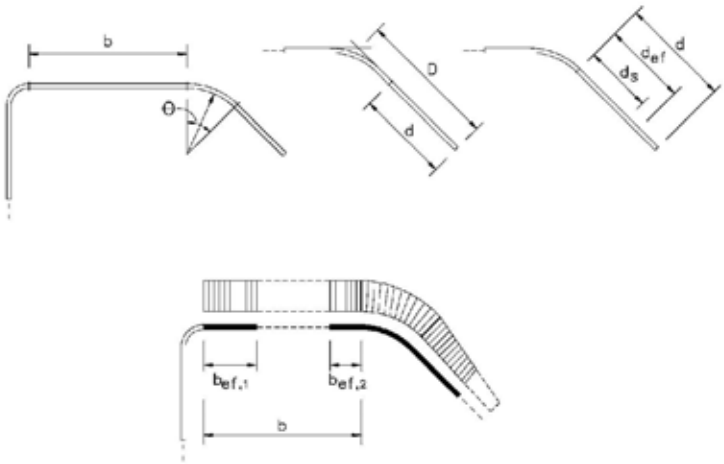


Figura 6.7 - Elemento uniformemente comprimido com enrijecedor de borda.

Na figura 6.7, b é a largura do elemento (dimensão plana do elemento sem incluir dobras). 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 flange (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 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

O valor 0,0036 cm corresponde à espessura do revestimento metálico que deve ser considerada para a determinação da espessura de cálculo da chapa, t.

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{po}) é calculado conforme equação 4.5.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{20500}{23{,}00}\right)}\right]} =$$

2,138

$\lambda_{po} \geq 2{,}03 \Rightarrow$ Item 4.2.2, Caso III:

Elemento 3 (Enrijecedor):

Para o enrijecedor (elemento 3) de um perfil Ue, que tem 1 dobra em ângulo reto, a dimensão plana do elemento é dada por:

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

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

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo principal 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 = [(56 λ_{po}) + 5] t^4 = [(56 x 2,138) + 5] x $(0{,}0914)^4$ = 0,0087 cm^4

I_a é momento de inércia de referência do enrijecedor intermediário ou de borda. Isto é: I_a é o momento do enrijecedor ideal para dar apoio ao elemento 2.

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

D é a largura nominal do enrijecedor de borda.

$$\frac{D}{b} = \frac{1{,}2}{3{,}634} = 0{,}330 < 0{,}8$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$$k_a = 5{,}25 - 5\left(\frac{D}{b}\right) = 5{,}25 - 5 \times 0{,}330 = 3{,}60 \leq 4{,}0$$

$$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0{,}33}(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0087}\right)^{0{,}33} \times$$

$(3{,}60 - 0{,}43) + 0{,}43 = 3{,}51 \leq k_a = 3{,}60$

k = 3,51

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{3{,}51 \times 20500}{23{,}00}\right)}\right]} =$$

0,748

(Equação 4.3)

Como λ_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 – "apoiado-apoiado"), conforme segue:

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

$$b_{ef} = 3,634 \times \frac{1}{0,748} \times \left(1-\frac{0,22}{0,748}\right) = 3,429 \text{ cm} \leq b = 3,634 \text{ cm}$$

b_{ef} = 3,429 cm

b) Verificação do Enrijecedor de borda (Elemento 3)

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 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.

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{0,43x20500}{23,00}\right)}\right]} = 0,598$$

(Equação 4.3)

Como λ_p = 0,598 < 0,673, não haverá flambagem local.

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

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef},$$ (Equação 4.12)

d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,0087}\right) \times 1,017 = 0,935 \leq d_{ef} = 1,017$$

d_s = 0,935 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 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)
Flange Superior	3,430	0,046	0,158
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,791	0,578	0,457
Elemento Inefetivo da Alma	13,634	7,000	95,438
Flange 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	23,366	-	166,317

$$y_{cg} = \frac{166,317}{23,366} = 7,118 \text{ cm}$$

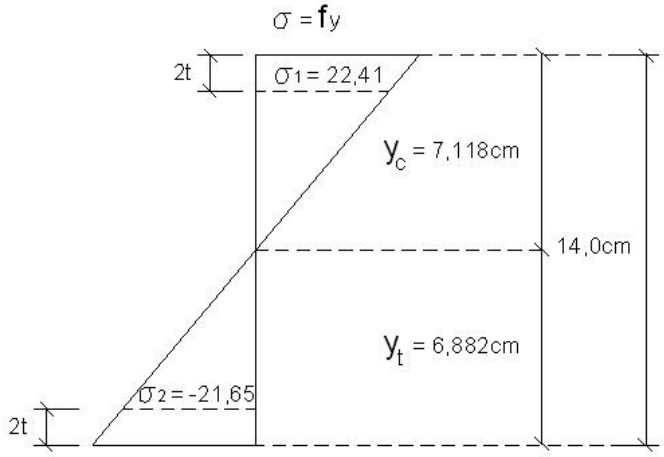


Figura 6.8– Tensões na alma do perfil (elemento1).

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

$$\sigma_1 = 23{,}0 \times \frac{(7{,}118 - 0{,}1828)}{7{,}118} = 22{,}41 \text{ kN/cm}^2$$

(Compressão)

$$\sigma_2 = 23{,}0 \times \frac{(6{,}882 - 0{,}1828)}{7{,}118} = -21{,}65 \text{ kN/cm}^2$$

(Tração)

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-21{,}65}{22{,}41} = -0{,}97$$

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

$k = 4 + [2(1 - \Psi)^3] + [2(1 - \Psi)]$
(Caso "d" na tabela 4.2)

$k = 4 + [2 \times (1 + 0{,}97)^3] + [2 \times (1 + 0{,}97)] = 23{,}13$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = \frac{\frac{13{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{23{,}13x20500}{22{,}41}\right)}\right]} =$$

1,079
(Equação 4.3)

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:

$$b_{ef} = b_c \frac{1}{\lambda_p}\left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) \leq b_c \qquad \text{(Equação 4.2)}$$

$$b_{ef} = [7{,}118 - (2x0{,}0914)] \times \frac{1}{1{,}079} \times \left(1 - \frac{0{,}22}{1{,}079}\right) =$$

$5{,}117 \text{ cm} \leq b_C = 6{,}935$ cm

b_C é a largura da região comprimida da alma, calculada com base na seção efetiva (figura 6.9).

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = \frac{5{,}117}{(3 + 0{,}97)} = 1{,}289 \text{ cm}$$

$b_{ef2} = 0{,}5\ b_{ef} = 0{,}5 \times 5{,}117 = 2{,}559$ cm

$b_{ef1} + b_{ef2} = 1{,}289 + 2{,}559 = 3{,}848 \text{ cm} < b_c =$ 6,935 cm

$b_{ef,1}$ e $b_{ef,2}$ são as larguras efetivas indicadas na figura 6.9.

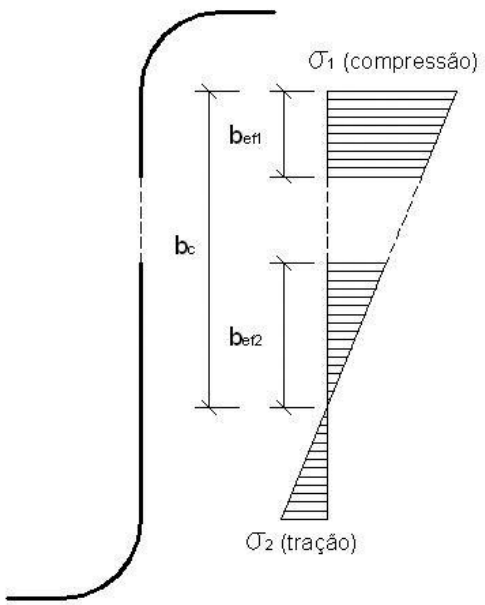


Figura 6.9 – Larguras efetivas para o elemento 1 solicitado por um gradiente de tensão.

Segunda iteração: considerando a alma não totalmente efetiva.
A parte inefetiva da alma é:

$b_{neg} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = 3,848 - 6,935 = -3,087$ cm

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)
Flange Superior	3,430	0,046	0,158
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,791	0,578	0,457
Elemento Inefetivo da Alma	-3,087	3,016	-9,310
Alma	13,634	7,000	95,438
Flange 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	20,280	-	157,024

$$y_{cg} = \frac{157,024}{20,280} = 7,743 \text{ cm}$$

O eixo neutro mudou de 7,118cm para 7,743cm, resultando em uma diferença de 8,77%. Isto torna necessária a execução de mais iterações. A convergência é obtida ao final de mais duas iterações, obtendo-se:
$y_{cg} = 7,808$cm.

Calculando as propriedades da seção efetiva. tem-se:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)	Ly^2 (cm^3)	I_x' (cm^3)
Flange Superior	3,430	0,046	0,158	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	0,791	0,578	0,457	0,264	0,04118
Elemento Inefetivo da Alma	-3,640	3,380	-12,304	-41,587	-4,02029
Alma	13,634	7,000	95,438	668,066	211,21602
Flange Inferior	3,634	13,954	50,709	707,593	-
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535	180,137	0,08771
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	19,727	-	154,030	1597,868	207,326

$y_{cg} = 7,808$ cm

$I_{x'} = Ly^2 + \sum I_x' - [(y_{cg})^2 L] = 1597,868 + 207,326 - [(7,808)^2 x 19,727] = 602,5129\ cm^3$

$I_x = I_{x'}\, t = 602,5129 \times 0,0914 = 55,070\ cm^4$

$I_{x'}$ 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:

$$W_{ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{55,070}{7,808} = 7,05302 cm^3$$

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

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{7,05302 \times 23,00}{1,1}$$

(Equação 4.30)

$\therefore$ **M_{Rd} = 147,47 kN.cm**

6.1.2. 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:

$M_{Rd} = [\rho_{FLT}\, W_{c,ef}\, f_y] / \gamma \qquad (\gamma = 1,1)$

(Equação 4.31)

$W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme item 4.2, adotando $\sigma = \rho_{FLT} f_y$.

Obtido o valor de σ, procede-se os cálculos de forma análoga à do item 6.1.1, utilizando-se o processo iterativo para a determinação da posição da LN_e da seção efetiva e das propriedades geométricas correspondentes.

a) Verificação do Flange Comprimido (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 4.5.1.2, tem-se:

$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{et})^{0,5}$ (Equação 4.36)

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

Conforme item 4.4.2.2, para perfis monossimétricos tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 4,45}{(1,00 \times 120)^2} = 62,52 \text{ kN}$$

(Equação 4.21)

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

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2}\left\{GI_t + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2}\right]\right\} \quad \text{(Equação 4.22)}$$

onde $r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2$

$$N_{et} = \frac{1}{(6,22)^2} \times \left\{(7892,5 \times 0,0061) + \left[\frac{\pi^2 \times 20500 \times 178,51}{(1,00 \times 120)^2}\right]\right\}$$

= 66,07kN

N_{et} é a força normal 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.

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

$M_e = 1,0 \times 6,22 \times (62,52 \times 66,07)^{0,5} = 399,76$ kN.cm

$W_c = W_x = 8,95 cm^3$

$$\lambda_0 = \left[\frac{(W_c f_y)}{M_e}\right]^{0,5} = \left[\frac{(8,95 \times 23,00)}{399,76}\right]^{0,5} = 0,718$$

(Equação 4.35)

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

λ_o é o índice de esbeltez reduzido da barra.

$\rho_{FLT} = 0,951$

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

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

$$\sigma = \rho_{FLT} f_y = 0,951 \times 23,00 = 21,87 kN/cm^2$$

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

b = 4,0 – 4t = 4,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623\sqrt{\left(\frac{20500}{21,87}\right)}\right]} = 2,085$$

$\lambda_{po} \geq 2{,}03 \Rightarrow$ Caso III

Elemento 3 (Enrijecedor): d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

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

I_a = [(56) + 5]t^4 = [(56 x 2,085) + 5] x (0,0914)^4 = 0,00850cm^4

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

$\frac{D}{b} = \frac{1{,}2}{3{,}634}$ = 0,330 < 0,8

$k_a = 5{,}25 - 5\left(\frac{D}{b}\right)$ = 5,25 – 5 x 0,330 = 3,60 ≤ 4,0

$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0{,}33}(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}00850}\right)^{0{,}33}$ x (3,60 – 0,43) + 0,43 = 3,54 ≤ k_a = 3,60

k = 3,54

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{3{,}54 \times 20500}{21{,}87}\right)}\right]} =$$

0,727

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

$b_{ef} = 3{,}634 \text{ x } \frac{1}{0{,}727} \text{ x } \left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}727}\right)$ = 3,486 cm ≤ b = 3,634 cm

b_{ef} = 3,486 cm

b) Verificação do Enrijecedor de Borda (Elemento 3)

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

k = 0,43

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1{,}017}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{0{,}43x20500}{21{,}87}\right)}\right]} =$$

0,583

Como λ_p = 0,583 < 0,673

d_{ef} = 1,017 cm

$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$

$d_s = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0085}\right)$ x 1,017 = 0,957 ≤ d_{ef} = 1,017

d_s = 0,957 cm

c) Verificação da Alma (Elemento 1)

Primeira iteração: considerando a alma totalmente efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)
Flange Superior	3,486	0,046	0,160
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,957	0,662	0,634
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	13,634	7,000	95,438
Flange 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	23,588	-	166,496

$y_{cg} = \frac{166,496}{23,588} = 7,058$ cm

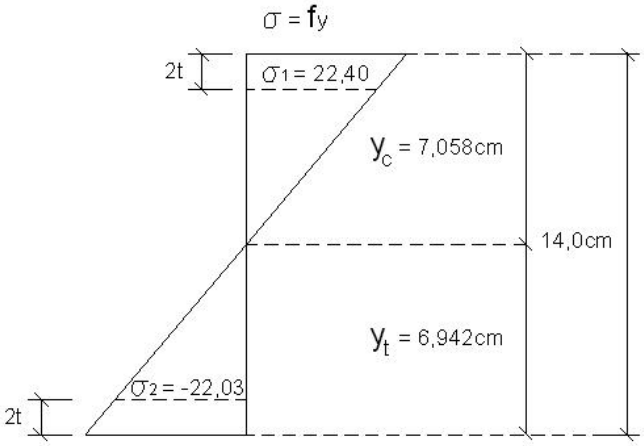


Figura 6.10 - Tensões na alma do perfil (elemento1).

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

$\sigma_1 = 23,0 \times \frac{(7,058 - 0,1828)}{7,058} = 22,40$ kN/cm² (Compressão)

$\sigma_2 = 23,0 \times \frac{(6,942 - 0,1828)}{7,058} = -22,03$ kN/cm² (Tração)

$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{-22,03}{22,40} = -0,98$

$k = 4 + [2(1 - \Psi)^3] + [2(1 - \Psi)]$

$k = 4 + [2 \times (1 + 0,98)^3] + [2 \times (1 + 0,98)] = 23,48$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = \frac{\frac{13,634}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{23,48 x 20500}{22,40}\right)}\right]} =$$

1,071

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:

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

$$b_{ef} = [7,058 - (2x0,0914)] \times \frac{1}{1,071} \times \left(1 - \frac{0,22}{1,071}\right) =$$

$5,101$ cm $\leq b_C = 6,875$ cm

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = \frac{5,101}{(3 + 0,98)} = 1,282 \text{ cm}$$

$b_{ef2} = 0,5\ b_{ef} = 0,5 \times 5,101 = 2,551$ cm

$b_{ef1} + b_{ef2} = 1,282 + 2,551 = 3,833$ cm $< b_c = 6,875$ cm

Segunda iteração: considerando a alma não totalmente efetiva.

A parte inefetiva da alma é:

$b_{neg} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = 3,833 - 6,875 = -3,042$ cm

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm²)
Flange Superior	3,486	0,046	0,160
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,957	0,662	0,634
Elemento Inefetivo da Alma	-3,042	2,985	-9,081
Alma	13,634	7,000	95,438
Flange 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	20,548	-	157,432

$y_{cg} = \frac{157,432}{20,548} = 7,662$ cm

O eixo neutro mudou de 7,058cm para 7,662cm, resultando em uma diferença de 8,54%. Isto torna necessária a execução de mais iterações. Ao final de cinco iterações alcança-se a convergência desejada, obtendo-se:

y_{cg} = 7,723cm.

Calculando as propriedades da seção efetiva, tem-se:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)	Ly^2 (cm^3)	I_x' (cm^3)
Flange Superior	3,486	0,046	0,160	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	0,957	0,662	0,634	0,420	0,07327
Elemento Inefetivo da Alma	-3,572	3,335	-11,913	-39,730	-3,79725
Alma	13,634	7,000	95,438	668,066	211,21602
Flange Inferior	3,634	13,954	50,709	707,593	
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535	180,137	0,08771
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	20,016	-	154,583	1599,649	207,581

y_{cg} = 7,723cm

$I_{x'} = Ly^2 + \sum I_x' - [(y_{cg})^2 \times L]$ = 1599,649+207,581 – $[(7,723)^2 x 20,016]$ = 613,381cm^3

$I_x = I_{x'}\, t$ = 613,381 x 0,0914 = 56,063 cm^4

$$W_{c,ef} = \frac{I_X}{y_{cg}} = \frac{56,063}{7,723} = 7,2592cm^3$$

O momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção é:

$$M_{Rd} = \frac{\rho_{FLT} \times W_{ef} \times f_y}{\gamma} = \frac{0,951 \times 7,2592 \times 23,00}{1,1}$$

$\therefore$ **M_{Rd} = 144,35kN.cm**

6.1.3 Momento calculado para a flambagem por distorção da seção transversal

Para a determinação do momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem por distorção da seção transversal é necessária a determinação da tensão convencional de flambagem elástica por distorção, $\sigma_{dist,}$ que pode ser efetuada utilizando-se as expressões apresentadas no Anexo D da ABNT NBR 14762:2001, ou por meio de cálculos com base na teoria da estabilidade elástica.

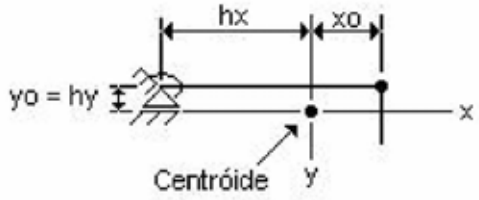


Figura 6.11 – Seção transversal constituída apenas pela mesa e pelo enrijecedor de borda

Dados para o cálculo:

E = 205000 MPa
b_f = 40,00 – $2t_r$ = 39,928 mm
b_w = 140,00 – $2t_r$ = 139,928 mm
D = 12,00 – $1t_r$ = 11,964 mm
t = t_n – t_r = (0,95 – 0,036) mm = 0,914 mm
h_y = -1,379 mm
h_x = -16,246 mm
y_o = -1,379 mm
x_o = 23,682 mm

$\sigma_{dist} = (0,5E/A_d)\{\alpha_1 + \alpha_2 - [(_1 + \alpha_2)^2 - 4\alpha_3]^{0,5}\}$

$A_d = (b_f + D)t$

A_d = 47,429 mm^2

$I_x = b_f t^3/12 + tD^3/12 + b_f t\, h_y^2 + Dt(0,5D + h_y)^2$

I_x = 304,389 mm^4

$I_y = tb_f^3/12 + Dt^3/12 + Dt(b_f + h_x)^2 + b_f t(h_x + 0,5b_f)^2$

I_y = 11486,512 mm^4

$I_{xy} = b_f t\, h_y(0{,}5b_f + h_x) + Dt(0{,}5D + h_y)(b_f + h_x)$

$I_{xy} = 1004{,}833\ mm^4$

$I_t = t^3(b_f + D)/3$

$I_t = 13{,}207\ mm^4$

$h_x = -\ 0{,}5(b_f^2 + 2b_fD)/(b_f + D)$

$h_x = -16{,}246\ mm$

$h_y = -\ 0{,}5D^2/(b_f + D)$

$h_y = -1{,}379\ mm$

$\alpha_1 = (\eta/\beta_1)(I_xb_f^2+0{,}039I_tL_d^2)$

$\alpha_1 = 0{,}071$

$\alpha_2 = \eta(I_y - 2y_o\beta_3/\beta_1)$

$\alpha_2 = 0{,}752$

$\alpha_3 = \eta(\alpha_1 I_y - \eta\beta_3^2/\beta_1)$

$\alpha_3 = 0{,}039$

$\beta_1 = h_x^2 + (I_x + I_y)/A_d$

$\beta_1 = 512{,}529$

$\beta_2 = I_xb_f^2$

$\beta_2 = 485271{,}083$

$\beta_3 = I_{xy}\, b_f$

$\beta_3 = 40120{,}956$

$\beta_4 = \beta_2$

$\beta_4 = 485271{,}083$

$\eta = (\pi/L_d)^2$

Para seções do tipo U enrijecido e do tipo Z enrijecido submetidas à flexão em relação ao eixo perpendicular à alma, tem-se:

$L_d = 4{,}8(0{,}5I_x\, b_f^{\,2} b_w /t^3)^{0{,}25}$

$L_d = 391{,}964$

$\eta = 6{,}42402E\text{-}05$

$$k_\phi = \frac{Et^3}{2{,}73(b_w + 0{,}06L_d)}\left[1 - \frac{1{,}11\sigma_{dist}}{Et^2}\left(\frac{b_w^{\,4} L_d^{\,2}}{12{,}56L_d^{\,4} + 2{,}192b_w^{\,4} + 13{,}39L_d^{\,2}b_w^{\,2}}\right)\right]$$

$k_\phi = 9371383{,}21$

Desta forma, em primeira aproximação, o valor da tensão convencional de flambagem elástica por distorção é:

$\sigma_{dist} = 219{,}7899\ MPa$

Com o valor de σ_{dist}, determina-se o momento fletor resistendte de cálculo correspondente à flambagem por distorção da seção transversal:

$\lambda_{dist} = (f_y/\sigma_{dist})^{0{,}5}$ (Equação 4.43)

$\lambda_{dist} = 1{,}02$

Para $\lambda_{dist} < 1{,}414$: $M_{dist} = W_c f_y(1 - 0{,}25\lambda_{dist}^2)$ (Equação 4.41)

$W_c = W_x = 8{,}95\ cm^3$

$M_{dist} = 152{,}30$

$M_{Rd} = M_{dist} / \gamma$ ($\gamma = 1{,}1$)

M_{Rd} = 138,46 kN.cm

6.1.4 Conclusão

O momento resistente de cálculo da viga é o menor dos momentos determinados nos itens 6.1.1 a 6.1.3, ou seja:

M_{Rd} = 138,46 kN.cm

que correspondente à flambagem por distorção da seção transversal.

6.2 – Montante de 90x40x12x0,95 sem abertura na alma, submetido a flexo-compressão

Dados gerais:

Perfil Ue 90 x 40 x 12 e t = 0,95mm
Esforços de cálculo considerados:
Normal: $N_{c,Sd}$ = 4,02 kN
Momento fletor em relação a x: $M_{x,Sd}$ = 46,13 kN.cm
Momento fletor em relação a y: $M_{y,Sd}$ = 0
Comprimentos efetivos de flambagem da barra: $K_x L_x$ = 2800mm; $K_y L_y$ = 1400 mm e $K_t L_t$ = 1400 mm.
Área Bruta da Seção Transversal do Perfil: A_g = 1,68 cm^2

Neste exemplo não é levada em conta a presença das placas estruturais de OSB especificadas para o revestimento externo das residências analisadas no capítulo 6. No entanto, essas placas podem conferir travamento lateral ao montante contra a flambagem elástica em relação ao eixo y e a flambagem lateral com torção. Neste caso, com boa aproximação, poder-se-ia adotar para comprimento efetivo de flambagem por torção o comprimento de 600mm, que é a maior distância na vertical - admissível na prática - entre os parafusos autobrocantes utilizados para se fixar a chapa de OSB aos perfis de aço, de modo a se obter uma diafragma vertical.

Existem outras indicações para os valores prováveis de K_t, quando são empregados bloqueadores e fitas de aço à meia-altura do montante. Um destes valores é igual 0,80, que deve multiplicar a altura total do montante. YU (2000) indica que, teoricamente, para extremidades rotuladas K_t = 1,0 e para extremidades fixadas (engastadas) K_t = 0,5.

De modo prático, no presente exemplo considerou-se K_t = 0,50, resultando um comprimento efetivo de flambagem por torção igual a 1400 mm. Isto porque o montante escolhido para dimensionamento faz parte do sistema de contraventamento vertical e é, portanto, considerado perfeitamente engastado em suas extremidades, conforme se pode inferir da foto 6.2 que materializa a região de ancoragem do painel de contraventamento na fundação, conforme figuras 1.7, 1.8 e 6.3.

Foto 6.2 – Detalhe do sistema de contraventamento vertical.

Na figura 6.4 estão representados esquematicamente os esforços solicitantes de cálculo no montante, oriundos das cargas de gravidade e da ação do vento.

A força normal solicitante de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo deverão satisfazer as equações de interação apresentadas no item 4.6 (resistência e estabilidade).

6.2.1. Compressão

6.2.1.1 Determinação de $N_{c,Rd}$

A força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser calculada por:

$$N_{c,Rd} = \rho A_{ef} f_y / \gamma \qquad (\gamma = 1,1)$$

(Equação 4.16)

a) Determinação da Tensão $\sigma = \rho f_y$ a ser aplicada na seção transversal do perfil

A força normal 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 normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 22{,}31}{(1{,}00 \times 280)^2} = 57{,}58 \text{ kN}$$

(Equação 4.20)

- Força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 3{,}85}{(1{,}00 \times 140)^2} = 39{,}74 \text{ kN}$$

(Equação 4.21)

- Força normal de flambagem elástica por torção:

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2}\left\{GI_t + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2}\right]\right\}, \text{onde } r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2$$

(Equação 4.22)

$$N_{et} = \frac{1}{(5{,}09)^2}\left\{(7892{,}5 \times 0{,}0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20500 \times 69{,}95}{(1{,}00 \times 140)^2}\right]\right\}$$

= 29,33 kN

- Força normal de flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2[1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} N_{et}[1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2]}{(N_{ex} + N_{et})^2}}\right]$$

(Equação 4.25)

$$N_{ext} = \frac{57{,}60 + 29{,}33}{2 \times \left[1 - \left(\frac{-3{,}22}{5{,}09}\right)^2\right]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 57{,}60 \times 29{,}33 \times \left[1 - \left(\frac{-3{,}22}{5{,}09}\right)^2\right]}{(57{,}60 + 29{,}33)^2}}\right]$$

N_{ext} = 23,12 kN

Como N_{ext} = 23,12 kN < N_{ey} = 39,74 kN $\Rightarrow$ N_e = 23,12 kN

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1{,}68 \times 23{,}00}{23{,}12}} = 1{,}29$$

(Equação 4.19)

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido da barra.

Na tabela 4.4 vê-se que a curva de resistência à compressão associada à flambagem por flexão para o perfil Ue é a curva “b”, ou seja:

α = 0,34

α é o fator de imperfeição inicial.

$$\beta = 0{,}5 \times \left[1 + \alpha(\lambda_o - 0{,}2) + \lambda_o^2\right] = 1{,}52$$

(Equação 4.18)

β é o parâmetro empregado no cálculo do fator de redução associado à flambagem ρ.

$$\rho = \frac{1}{\left[\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_o^2)}\right]} = 0{,}43 \leq 1{,}0$$

(Equação 4.17)

ρ é o fator de redução associado à flambagem da barra.

$$\sigma = \rho f_y = 0{,}43 \text{ x } 23{,}00 = 9{,}9 \text{ kN/cm}^2$$

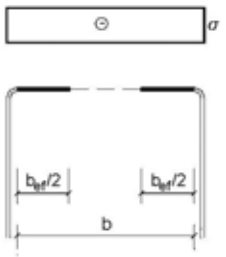
b) Determinação da área efetiva A_{ef}

- Verificação da Alma (Elemento 1)

b = 9,0 – 4t = 9,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 8,634 cm.

k = 4 (caso "a" na tabela 4.2)

Caso a



$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1,0$

k = 4,0

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{8,634}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{4x20500}{9,9}\right)}\right]} = 1,09$$

(Equação 4.3)

$$b_{ef} = b\ \frac{1}{\lambda_p}\left(1-\frac{0,22}{\lambda_p}\right) \leq b \qquad \text{(Equação 4.1)}$$

$$b_{ef} = 8,634 \text{ x } \frac{1}{1,09} \text{ x } \left(1-\frac{0,22}{1,09}\right) = 6,32 \text{ cm} \leq b = 8,634 \text{ cm}$$

b_{ef} = 6,32 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 4.2.2 e as definições apresentadas na figura 6.12.

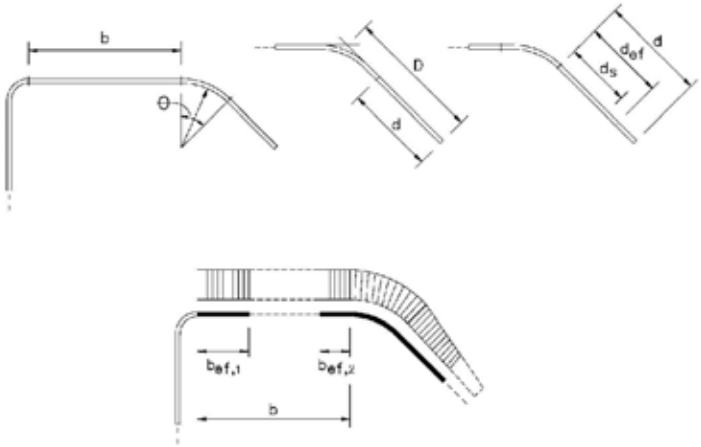


Figura 6.12 - Elemento uniformemente comprimido com enrijecedor de borda.

b é a largura do elemento; é a dimensão plana do elemento sem incluir dobras, dada por:

b = 4,0 – 4t = 4,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{po}) é calculado conforme equação 4.5.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623\sqrt{\left(\frac{20500}{9,9}\right)}\right]} = 1,4$$

0,673 < λ_{po} < 2,03 ⇒ Item 4.2.2, Caso II:

Elemento 3 (Enrijecedor): d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

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

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo principal 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.

$I_a = 400t^4 [0,49 \lambda_{po} - 0,33]^3 = 400x(0,0914)^4 [(0,49x1,4) - 0,33]^3 = 0,00126 \text{ cm}^4$

I_a é momento de inércia de referência do enrijecedor intermediário ou de borda. Isto é: I_a é o momento do enrijecedor ideal para dar apoio ao elemento 2.

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

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

$$\frac{D}{b} = \frac{1,2}{3,634} = 0,330 < 0,8$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$$k_a = 5,25 - 5\left(\frac{D}{b}\right) = 5,25 - 5 \text{ x } 0,330 = 3,60 \leq 4,0$$

$$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0,5}(k_a - 0,43) + 0,43 = \left(\frac{0,0080}{0,00126}\right)^{0,5} \text{ x } (3,60 - 0,43) + 0,43 = 8,41 \leq k_a = 3,60$$

$k = k_a = 3,60$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{3,60 \times 20500}{9,9}\right)}\right]} = 0,485 < 0,673$$

Como $\lambda_p = 0,485 < 0,673$, não haverá flambagem local no elemento 2.

b_{ef} = 3,634 cm

- **Verificação do enrijecedor de borda (Elemento 3)**

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 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)

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{0,43x20500}{9,9}\right)}\right]} = 0,393$$

Como $\lambda_p = 0,393 < 0,673$ não haverá flambagem local do enrijecedor.

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

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

Onde d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,00126}\right) \text{ x } 1,017 = 6,457 \leq d_{ef} = 1,017$$

d_s = 1,017 cm

$A_{ef} = A_g - A_{inef}$

$A_g = 1,68 \text{ cm}^2$

$A_{inef} = [(8,634 - 6,32) + 2 \text{ x } (3,634 - 3,634) + 2 \text{ x } (1,017 - 1,017)]x0,0914 = 0,212 \text{ cm}^2$

$A_{ef} = 1,68 - 0,212 = 1,468 \text{ cm}^2$

c) Determinação de $N_{c,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \rho \frac{A_{ef}\, f_y}{\gamma} = 0{,}43\, x \frac{1{,}468 \times 23{,}00}{1{,}1}$$

$N_{c,Rd}$ = 13,20 kN

6.2.1.2 Determinação de $N_{0,Rd}$

$N_{0,Rd}$ é a força normal de compressão resistente de cálculo, calculada conforme item 4.4, tomando-se ρ = 1,0.

a) Determinação da Tensão $\sigma = \rho f_y$ a ser aplicada na seção transversal do perfil

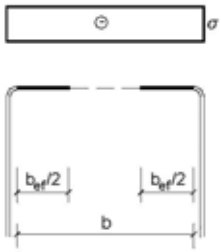
$\sigma = \rho f_y$ = 1,00 x 23,00 = 23,00 kN/cm²

b) Determinação da área efetiva A_{ef}

- **Verificação da Alma (Elemento 1)**

b = 9,0 – 4t = 9,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 8,634 cm.
k = 4 (caso "a" na tabela 4.2)

Caso a



$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ = 1,0

k = 4,0

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{8{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{4x20500}{23{,}00}\right)}\right]} = 1{,}665$$

(Equação 4.3)

$$b_{ef} = b\,\frac{1}{\lambda_p}\left(1 - \frac{0{,}22}{\lambda_p}\right) \le b \qquad \text{(Equação 4.1)}$$

$$b_{ef} = 8{,}634 \text{ x } \frac{1}{1{,}665} \text{ x } \left(1 - \frac{0{,}22}{1{,}665}\right) = 4{,}500 \text{ cm} \le b = 8{,}634 \text{ cm}$$

b_{ef} = 4,500 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 4.2.2 e as definições apresentadas na figura 6.12.

b = 4,0 – 4t = 4,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{po}) é calculado conforme equação 4.5.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{20500}{23{,}00}\right)}\right]} =$$

2,138

$\lambda_{po} \ge 2{,}03 \Rightarrow$ Item 4.2.2, Caso III:

Elemento 3 (Enrijecedor): d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

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

$I_a = [(56\,\lambda_{po}) + 5]\, t^4$ = [(56 x 2,138) + 5] x $(0{,}0914)^4$ = 0,0087 cm⁴

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

$$\frac{D}{b} = \frac{1{,}2}{3{,}634} = 0{,}330 < 0{,}8$$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$k_a = 5{,}25 - 5\left(\frac{D}{b}\right) = 5{,}25 - 5 \times 0{,}330 = 3{,}60 \leq 4{,}0$

$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0,33}(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0087}\right)^{0,33} \times (3{,}60 - 0{,}43) + 0{,}43 = 3{,}51 \leq k_a = 3{,}60$

k = 3,51

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{3{,}51 \times 20500}{23{,}00}\right)}\right]} = 0{,}748$$

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

$$b_{ef} = 3{,}634 \times \frac{1}{0{,}748} \times \left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}748}\right) = 3{,}429 \text{ cm} \leq b = 3{,}634 \text{ cm}$$

b_{ef} = 3,429 cm

- **Verificação do Enrijecedor de borda (Elemento 3)**

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1{,}017}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{0{,}43x20500}{23{,}00}\right)}\right]} = 0{,}598$$

Como λ_p = 0,598 < 0,673, não haverá flambagem local.

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

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0087}\right) \times 1{,}017 = 0{,}935 \leq d_{ef} = 1{,}017$$

d_s = 0,935 cm

$A_{ef} = A_g - A_{inef}$

$A_g = 1{,}68\ cm^2$

A_{inef} = [(8,634 – 4,500)+2x(3,634 – 3,429)+2 x (1,017 – 0,935)] x 0,0914 = 0,43 cm^2

A_{ef} = 1,68 – 0,43 = 1,25 cm^2

c) Determinação de $N_{0,Rd}$

$$N_{O,Rd} = \rho\frac{A_{ef} f_y}{\gamma} = 1{,}00x\frac{1{,}25x23{,}00}{1{,}1}$$

$N_{0,Rd}$ = 26,14 kN

6.2.2 Flexão

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser tomado como o menor valor calculado em 6.2.2.1 6.2.2.3.

6.2.2.1 Momento calculado com base no início do escoamento

a) Verificação do Flange Comprimido (Elemento 2)

O cálculo da largura efetiva de elementos uniformemente comprimidos com enrijecedor de borda é feito considerando-se as prescrições constantes em 4.2.2 e as definições apresentadas na figura 6.12.

b = 4,0 – 4t = 4,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_{po}) é calculado conforme equação 4.5.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{20500}{23{,}00}\right)}\right]} =$$

2,138

$\lambda_{po} \geq 2{,}03 \Rightarrow \Rightarrow$ Item 4.2.2, Caso III:

Elemento 3 (Enrijecedor): d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

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

$I_a = [(56\,\lambda_{po}) + 5]\,t^4 = [(56 \times 2{,}138) + 5] \times (0{,}0914)^4 = 0{,}0087 \text{ cm}^4$

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

$$\frac{D}{b} = \frac{1{,}2}{3{,}634} = 0{,}330 < 0{,}8$$

$$k_a = 5{,}25 - 5\left(\frac{D}{b}\right) = 5{,}25 - 5 \times 0{,}330 = 3{,}60 \leq 4{,}0$$

$$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0{,}33}(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0087}\right)^{0{,}33} \times (3{,}60 - 0{,}43) + 0{,}43 = 3{,}51 \leq k_a = 3{,}60$$

k = 3,51

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{3{,}51 \times 20500}{23{,}00}\right)}\right]} =$$

0,748

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

$$b_{ef} = 3{,}634 \times \frac{1}{0{,}748} \times \left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}748}\right) = 3{,}429 \text{ cm} \leq b = 3{,}634 \text{ cm}$$

b_{ef} = 3,429 cm

b) Verificação do enrijecedor de borda (Elemento 3)

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

d é a largura do enrijecedor de borda.

k = 0,43, conforme tabela 4.3.

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1{,}017}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{0{,}43x20500}{23{,}00}\right)}\right]} =$$

0,598

Como λ_p = 0,598 < 0,673, não haverá flambagem local.

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

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

Onde d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$$d_s = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0087}\right) \times 1{,}017 = 0{,}935 \leq d_{ef} = 1{,}017$$

d_s = 0,935 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 po-

sição 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 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.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)
Flange Superior	3,429	0,046	0,158
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,935	0,651	0,609
Elemento Inefetivo da Alma	0,000	0,000	0,000
Alma	8,634	4,500	38,853
Flange 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	18,509	-	84,479

$$y_{cg} = \frac{84,479}{18,509} = 4,564\text{cm}$$

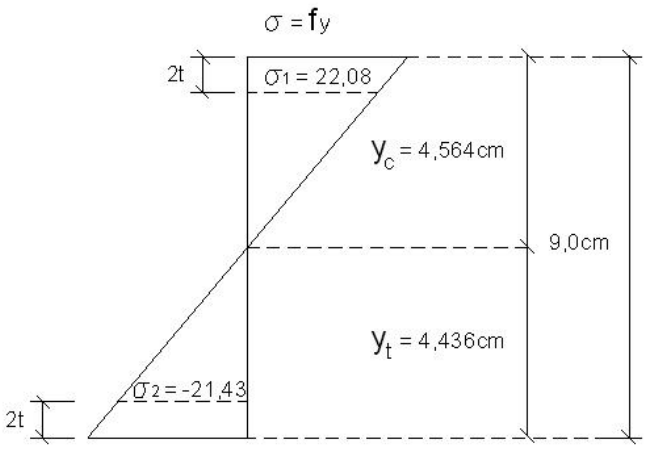


Figura 6.13 – Tensões na alma do perfil (elemento1).

$$\sigma_1 = 23,0 \times \frac{(4,564 - 0,1828)}{4,564} = 22,08 \text{ kN/cm}^2$$

(Compressão)

$$\sigma_2 = 23,0 \times \frac{(4,436 - 0,1828)}{4,564} = -21,43 \text{ kN/cm}^2$$

(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.

$k = 4 + [2 (1 - \Psi)^3] + [2 (1 - \Psi)]$

(Caso "d" na tabela 4.2)

$k = 4 + [2 (1 + 0,97)^3] + [2 (1 + 0,97)] = 23,23$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = 0,677$$

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:

$b_{ef} = 4,369 \text{ cm} \leq b_C = 4,381 \text{ cm}$

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = 1,101 \text{ cm}$$

$b_{ef2} = 2,191$ cm

$b_{ef,1}$ e $b_{ef,2}$ são as larguras efetivas indicadas na figura 6.9.

$b_{ef1} + b_{ef2} = 3,292 \text{ cm} < b_c = 4,381\text{cm}$

Segunda iteração: considerando a alma não totalmente efetiva.

A parte inefetiva da alma é:

$b_{neg} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = -1,090$ cm

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)
Flange Superior	3,429	0,046	0,158
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,935	0,651	0,609
Elemento Inefetivo da Alma	-1,090	1,831	-2,000
Alma	8,634	4,500	38,853
Flange 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	17,417	-	82,483

$y_{cg} = \frac{82,483}{17,417} = 4,736$ cm

O eixo neutro mudou de 4,564cm para 4,736cm, resultando em uma diferença de 3,77%. A convergência desejada foi 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)
Flange Superior	3,429	0,046	0,158	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	0,935	0,651	0,609	0,396	0,06852
Elemento Inefetivo da Alma	-1,199	1,924	-2,307	-4,439	-0,14346
Alma	8,634	4,500	38,853	174,839	53,64327
Flange Inferior	3,634	8,954	32,539	291,354	-
Enrijecedor Inferior	1,017	8,309	8,450	70,211	0,08771
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	17,310	-	82,172	566,478	53,658

$y_{cg} = 4,747$ cm

$I_{x'} = 230,125\ cm^3$

$I_x = I_{x'}\ t = 21,033\ cm^4$

$I_{x'}$ 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:

$$W_{ef} = 4,4311 cm^3$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{4,4311 \times 23,00}{1,1}$$

(Equação 4.30)

$\therefore$ **M_{Rd} = 92,65 kN.cm**

6.2.2.2 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:

$M_{Rd} = [\rho_{FLT}\ W_{c,ef}\ f_y] / \gamma$ $\quad (\gamma = 1,1)$

(Equação 4.31)

$W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, conforme item 4.2, adotando $\sigma = \rho_{FLT} f_y$.

Obtido o valor de σ, procede-se os cálculos de forma análoga à do item 6.1.1, utilizando-se o processo iterativo para a determinação da posição da LN_e da seção efetiva e das propriedades geométricas correspondentes.

a) Verificação do Flange Comprimido (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 4.5.1.2, tem-se:

$M_e = C_b r_0 (N_{ey} N_{et})^{0,5}$ (Equação 4.36)

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

Conforme item 4.4.2.2, para perfis monossimétricos tem-se:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 3{,}85}{(1{,}00 \times 120)^2} = 54{,}09 \text{ kN}$$

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

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2}\left\{GI_t + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2}\right]\right\},$$

onde $r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2$

$$N_{et} = \frac{1}{(5{,}09)^2}\left\{(7892{,}5 \times 0{,}0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20500 \times 69{,}95}{(1{,}00 \times 120)^2}\right]\right\}$$

= 39,40kN

N_{et} é a força normal 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.

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

$M_e = 1{,}0 \times 5{,}09 \times (54{,}09 \times 39{,}40)^{0,5} = 234{,}98$ kN.cm

$W_c = W_x = 4{,}96 cm^3$

$$\lambda_0 = \left[\frac{(W_c f_y)}{M_e}\right]^{0,5} = \left[\frac{(4{,}96 \times 23{,}00)}{234{,}98}\right]^{0,5} = 0{,}697$$

Para $0{,}6 < \lambda_0 < 1{,}336$:

$\rho_{FLT} = 1{,}11\,(1 - 0{,}278\lambda_0^2)$

λ_o é o índice de esbeltez reduzido da barra.

$\rho_{FLT} = 0{,}960$

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

A tensão de compressão associada ao momento crítico de flambagem lateral com torção é:

$$\sigma = \rho_{FLT}\, f_y = 0{,}960 \times 23{,}00 = 22{,}08 kN/cm^2$$

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

b = 4,0 – 4t = 4,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{20500}{22{,}08}\right)}\right]} = 2{,}094$$

$\lambda_{po} \geq 2{,}03 \Rightarrow$ Caso III

Elemento 3 (Enrijecedor): d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

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

$I_a = [(56\,\lambda_{po}) + 5]\,t^4 = [(56 \times 2{,}094) + 5] \times (0{,}0914)^4 = 0{,}0085 \text{ cm}^4$

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

$$\frac{D}{b} = \frac{1{,}2}{3{,}634} = 0{,}330 < 0{,}8$$

$k_a = 5{,}25 - 5\left(\frac{D}{b}\right) = 5{,}25 - 5 \times 0{,}330 = 3{,}60 \leq$ 4,0

$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0{,}33}(k_a - 0{,}43) + 0{,}43 = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0085}\right)^{0{,}33} \times$ $(3{,}60 - 0{,}43) + 0{,}43 = 3{,}54 \leq k_a = 3{,}60$

k = 3,54

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{3{,}54 \times 20500}{22{,}08}\right)}\right]} =$$

0,730

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

$$b_{ef} = 3{,}634 \times \frac{1}{0{,}730} \times \left(1 - \frac{0{,}22}{0{,}730}\right) = 3{,}478 \text{ cm} \leq b$$

= 3,634 cm

b_{ef} = 3,478 cm

b) Verificação do Enrijecedor de Borda (Elemento 3)

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

k = 0,43

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1{,}017}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{0{,}43x20500}{22{,}08}\right)}\right]} =$$

0,586

Como λ_p = 0,586 < 0,673, não haverá flambagem local no enrijecedor.

d_{ef} = 1,017 cm

$$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$$

$$d_s = \left(\frac{0{,}0080}{0{,}0085}\right) \times 1{,}017 = 0{,}957 \leq d_{ef} = 1{,}017$$

d_s = 0,957 cm

c) Verificação da Alma (Elemento 1)

Primeira iteração: considerando a alma totalmente efetiva.

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm^2)
Flange Superior	3,478	0,046	0,160
Canto Superior	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,957	0,661	0,633
Elemento Inefetivo da	0,000	0,000	0,000
Alma	8,634	4,500	38,853
Flange 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	18,580	-	84,505

y_{cg} = 4,548 cm

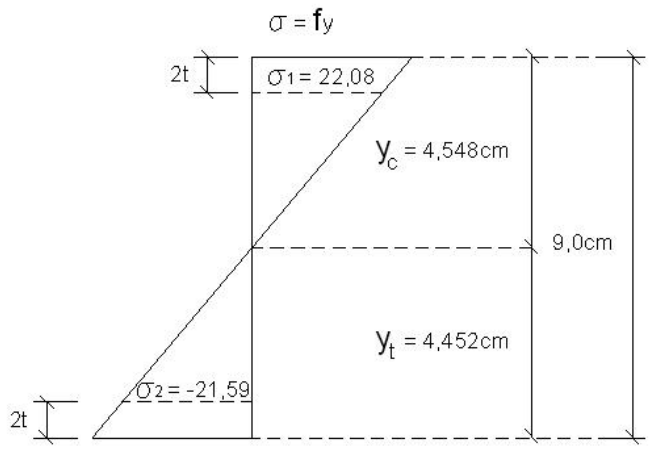


Figura 6.14 - Tensões na alma do perfil (elemento1).

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

σ_1 = 22,08 kN/cm^2 (Tração)

σ_2 = - 21,59 kN/cm² (Compressão)

$$\Psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0{,}98$$

k = 4 + [2 (1 - Ψ)³] + [2 (1 - Ψ)] = 23,48

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma_1}\right)}\right]} = 0{,}6734$$

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

b_{ef} = 4,362 cm $\leq$ b_c = 4,365 cm

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3-\Psi)} = 1{,}096 \text{ cm}$$

b_{ef2} = 2,183 cm

b_{ef1} + b_{ef2} = 3,279 cm < b_c = 4,365 cm

Segunda iteração: considerando a alma não totalmente efetiva.

A parte inefetiva da alma é:

b_{neg} = - 1,087 cm

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm²)
Flange Superior	3,478	0,046	0,160
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,957	0,661	0,633
Elemento Inefetivo da Alma	-1,087	1,823	-1,982
Alma	8,634	4,500	38,853
Flange 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	17,503	-	82,535

y_{cg} = 4,715 cm

Ao final de nove iterações alcança-se a convergência desejada, obtendo:

y_{cg} = 4,726 cm.

Calculando as propriedades da seção efetiva, tem-se:

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm²)	Ly² (cm³)	I_x' (cm³)
Flange Superior	3,478	0,046	0,160	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	0,957	0,661	0,633	0,419	0,07304
Elemento Inefetivo da Alma	-1,187	1,914	-2,271	-4,347	-0,13931
Alma	8,634	4,500	38,853	17,839	53,64327
Flange Inferior	3,634	8,954	32,539	291,354	-
Enrijecedor Inferior	1,017	8,309	8,450	70,21	0,08771
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	17,403	-	82,245	566,688	53,666

y_{cg} = 4,726 cm

$I_{x'}$ = 231,675 cm³

I_x = 21,175 cm⁴

$$W_{c,ef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = 4{,}4808 cm^3$$

O momento fletor resistente de cálculo com base na flambagem lateral com torção é:

$$M_{Rd} = \frac{\rho_{FLT} W_{ef} f_y}{\gamma} = \frac{0{,}960 \times 4{,}4808 \times 23{,}00}{1{,}1}$$

$\therefore$ **M_{Rd} = 89,94kN.cm**

6.2.2.3 Verificação da flambagem por distorção

Com o objetivo de simplificar o dimensionamento, no Anexo D da ABNT NBR 14762:2001 são apresentadas algumas informações úteis para que sejam dispensadas as verificações da flambagem por distorção.

A tabela D.1 da norma brasileira apresenta os valores mínimos da relação D/b_w de seções

do tipo U enrijecido (vide figura 6.5) submetidas à compressão centrada para dispensar a verificação da flambagem por distorção e a tabela D.2 apresenta os valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U enrijecido e Z enrijecido submetidas à flexão, com o mesmo objetivo.

Para o perfil Ue 90x40x12x0,95, tem-se:

b_f = 39, 928 mm
b_w = 89,928 mm
D = 11,964 mm
t = 0,914 mm
b_f/b_w = 0,444
b_w/t = 98,389
D/b_w = 0,133

Analisando as relações obtidas, pode-se concluir que ficam dispensadas as verificações da flambagem por distorção, por não corresponder ao modo crítico do perfil Ue 90x40x0,95 quando submetido à compressão centrada e à flexão.

6.2.2.4 Conclusão

O momento resistente de cálculo é o menor dos momentos determinados com base no início de escoamento ou para a flambagem lateral com torção, ou seja:

M_{Rd} = 89,94 kN.cm < M_{Rd} = 92,62 kN.cm

Então:

M_{Rd} = 89,94 kN.cm

6.2.3 Barra submetida à flexão composta

A força normal solicitante de cálculo e o momento fletor solicitante de cálculo devem satisfazer as seguintes equações de interação:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{C_{mx} M_{x,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ex}}\right) M_{x,Rd}} + \frac{C_{my} M_{y,Sd}}{\left(1 - \frac{N_{c,Sd}}{N_{ey}}\right) M_{y,Rd}} \leq 1{,}0$$

(Equação 4.44)

e

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{0,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1{,}0$$

(Equação 4.45)

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força normal 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 normal de compressão resistente de cálculo, conforme item 4.4;

$N_{0,Rd}$ é a força normal de compressão resistente de cálculo, calculada conforme item 4.4, tomando-se ρ =1,0;

$M_{x,Rd}$; $M_{y,Rd}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculados conforme item 4.5 com C_b = 1,0.

N_{ex} ; N_{ey} são as forças normais de flambagem elástica, em relação aos eixos x e y, respectivamente, calculadas por:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad \text{e} \quad N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

I_x ; I_y são os momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos x e y, respectivamente;

(K_xL_x) ; (K_yL_y) são os comprimentos efetivos de flambagem em relação aos eixos x e y, respectivamente;

C_{mx} ; C_{my} são os coeficientes de equivalência de momento na flexão composta, em relação aos eixos x e y, respectivamente.

Para o montante considerado, a ação do vento gera momento apenas em relação ao eixo x, simplificando as verificações.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 22{,}31}{(1{,}00 \times 280)^2} = 57{,}58 \text{ kN}$$

Para os cálculos, tem-se:

$N_{c,Sd}$ = 4,02 kN
$M_{x,Sd}$ = 46,13 kN.cm
$M_{y,Sd}$ = 0
$N_{c,Rd}$ = 12,90 kN
$N_{0,Rd}$ = 26,14 kN
$M_{x,Rd}$ = 89,94 kN.cm
N_{ex} = 57,58 kN
C_{mx} = 1,0, a favor da segurança

Resultando:

$$\frac{4{,}02}{12{,}90} + \frac{1{,}0 \times 46{,}13}{\left(1 - \frac{4{,}02}{57{,}58}\right) \times 89{,}94} + 0 = 0{,}86 \leq 1{,}0 \qquad \text{OK}$$

$$\frac{4{,}02}{26{,}14} + \frac{46{,}13}{89{,}94} + 0 = 0{,}67 \leq 1{,}0 \qquad \text{OK}$$

6.3 - Montante de 90x40x12x0,95 com abertura na alma, submetido à compressão centrada

Dados gerais:

Perfil Ue 90 x 40 x 12 e t = 0,95mm
Esforços de cálculo considerados:
Normal: $N_{c,Sd}$ = 3,69 kN
Momento fletor em relação a x: $M_{x,Sd}$ = 0
Momento fletor em relação a y: $M_{y,Sd}$ = 0
Comprimentos efetivos de flambagem da barra:
$K_x L_x$ = 2800mm; $K_y L_y$ = 1400 mm e $K_t L_t$ = 1400 mm.
Área Bruta da Seção Transversal do Perfil: A_g = 1,68 cm²
Diâmetro da abertura = 38 mm.

Quanto aos comprimentos efetivos de flambagem da barra são consideradas as mesmas observações feitas no exemplo 6.2.

Considerou-se para este exemplo o mesmo montante do exemplo apresentado em 6.2, mas sem o momento fletor solicitante de cálculo devido à ação do vento.

6.3.1. Compressão

6.3.1.1 Determinação de $N_{c,Rd}$

A força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser calculada por:

$$N_{c,Rd} = \rho A_{ef} f_y / \gamma \qquad (\gamma = 1{,}1)$$

(Equação 4.16)

a) Determinação da Tensão $\sigma = \rho f_y$ a ser aplicada na seção transversal do perfil

A força normal 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 normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 22{,}31}{(1{,}00 \times 280)^2} = 57{,}58 \text{ kN}$$

- Força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 3{,}85}{(1{,}00 \times 140)^2} = 39{,}74 \text{ kN}$$

- Força normal de flambagem elástica por torção:

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2}\left\{GI_t + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2}\right]\right\}$$, onde

$$r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2$$

(Equação 4.22)

$$N_{et} = \frac{1}{(5{,}09)^2}\left\{(7892{,}5 \times 0{,}0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20500 \times 69{,}95}{(1{,}00 \times 140)^2}\right]\right\}$$

= 29,33 kN

- Força normal de flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2[1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{et}[1 - \left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2]}{(N_{ex} + N_{et})^2}}\right]$$

(Equação 4.25)

$$N_{ext} = \frac{57{,}58 + 29{,}33}{2 \times \left[1 - \left(\frac{-3{,}22}{5{,}09}\right)^2\right]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 57{,}58 \times 29{,}33 \times \left[1 - \left(\frac{-3{,}22}{5{,}09}\right)^2\right]}{(57{,}58 + 29{,}33)^2}}\right]$$

N_{ext} = 23,12 kN

Como N_{ext} = 23,12 kN < N_{ey} = 39,74 kN $\Rightarrow$ N_e = 23,12 kN

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1{,}68 \times 23{,}00}{23{,}12}} = 1{,}29$$

(Equação 4.19)

Onde λ_o é o índice de esbeltez reduzido da barra.

Na tabela 4.4 vê-se que a curva de resistência à compressão associada à flambagem por flexão para o perfil Ue é a curva "b", ou seja:

α = 0,34

α é o fator de imperfeição inicial.

$$\beta = 0{,}5 \times [1 + \alpha(\lambda_o - 0{,}2) + \lambda_o^2] = 1{,}52$$

(Equação 4.18)

β é o parâmetro empregado no cálculo do fator de redução associado à flambagem ρ.

$$\rho = \frac{1}{[\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_o^2)}]} = 0{,}43 \leq 1{,}0$$

(Equação 4.17)

ρ é o fator de redução associado à flambagem da barra.

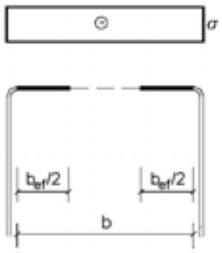
$\sigma = \rho f_y$ = 0,43 x 23,00 = 9,9 kN/cm²

b) Determinação da área efetiva A_{ef}

- **Verificação da Alma (Elemento 1)**

b = 9,0 – 4t = 9,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 8,634 cm.
k = 4 (caso "a" na tabela 4.2)

Caso a



$\psi = \sigma_2 / \sigma_1 = 1{,}0$

$k = 4{,}0$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{8{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}95\sqrt{\left(\frac{4x20500}{9{,}9}\right)}\right]} = 1{,}09$$

(Equação 4.3)

Para o cálculo da largura efetiva do elemento 1 com abertura, recorre-se ao item B2.2 das prescrições do AISI (2001) que trata dos elementos enrijecidos uniformemente comprimidos e com aberturas circulares (Equações B2.2-1 e B2.2-2).

$$b_{ef} = \frac{b\left[1 - \frac{(0{,}22)}{\lambda_p} - \frac{(0{,}8D_h)}{b}\right]}{\lambda_p} \leq b - D_h$$

D_h é o diâmetro da abertura = 38 mm

$$b_{ef} = \frac{8{,}634 \times \left[1 - \frac{(0{,}22)}{1{,}09} - \frac{(0{,}8 \times 3{,}8)}{8{,}634}\right]}{1{,}09} = 3{,}53 \text{ cm} \leq$$

8,634 – 3,800 = 4,834 cm

b_{ef} = 3,53 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 4.2.2 e as definições apresentadas na figura 6.9.

b é a largura do elemento; é a dimensão plana do elemento sem incluir dobras, dada por:

b = 4,0 – 4t = 4,0 – [4 x (0,095 – 0,0036)] = 3,634 cm.

O valor de referência do índice de esbeltez reduzido do elemento, λ_{po}, é calculado conforme equação 4.5.

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{E}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3{,}634}{0{,}0914}}{\left[0{,}623\sqrt{\left(\frac{20500}{9{,}9}\right)}\right]} = 1{,}4$$

0,673 < λ_{po} < 2,03 $\Rightarrow$ Item 4.2.2, Caso II:

Elemento 3 (Enrijecedor): d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 cm.

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1{,}017)^3 x0{,}0914}{12} = 0{,}0080 \text{ cm}^4$$

I_s é o momento de inércia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo principal 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.

$I_a = 400t^4 [0{,}49 - 0{,}33]^3 = 400x(0{,}0914)^4 [(0{,}49x1{,}4) - 0{,}33]^3 = 0{,}00126 \text{ cm}^4$

I_a é momento de inércia de referência do enrijecedor intermediário ou de borda. Isto é: I_a é o momento do enrijecedor ideal para dar apoio ao elemento 2.

D = 1,2 cm b = 3,634 cm

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

$\frac{D}{b} = \frac{1,2}{3,634} = 0,330 < 0,8$

Cálculo do coeficiente de flambagem local, k:

$k_a = 5,25 - 5\left(\frac{D}{b}\right) = 5,25 - 5 \times 0,330 = 3,60 \leq 4,0$

$k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^{0,5} (k_a - 0,43) + 0,43 = \left(\frac{0,0080}{0,00126}\right)^{0,5} \times (3,60 - 0,43) + 0,43 = 8,41 \leq k_a = 3,60$

$k = k_a = 3,60$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{3,60 \times 20500}{9,9}\right)}\right]} =$$

$0,485 < 0,673$

Como λ_p = 0,485 < 0,673, não haverá flambagem local no elemento 2.

b_{ef} = 3,634 cm

- **Verificação do enrijecedor de borda (Elemento 3)**

d = 1,2 – 2t = 1,2 – [2 x (0,095 – 0,0036)] = 1,017 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)

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95\sqrt{\left(\frac{0,43\,x20500}{9,9}\right)}\right]} =$$

0,393

Como λ_p = 0,393 < 0,673 não haverá flambagem local do enrijecedor.

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

$d_s = \left(\frac{I_s}{I_a}\right) d_{ef} \leq d_{ef}$

Onde d_s é a largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda.

$d_s = \left(\frac{0,0080}{0,00126}\right) \times 1,017 = 6,457 \leq d_{ef} = 1,017$

d_s = 1,017 cm

c) Determinação de $N_{c,Rd}$

$A_{ef} = A_g - A_{inef}$

$A_g = 1,68\ cm^2$

$A_{ef} = A_g - A_{inef}$

$A_g = 1,68\ cm^2$

$A_{inef} = [(9,0 - 3,53) + 2 \times (3,634 - 3,634) + 2 \times (1,017 - 1,017)] \times 0,0914 = 0,50\ cm^2$

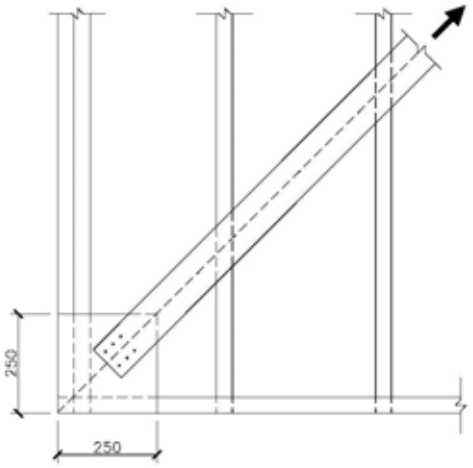
$A_{ef} = 1,68 - 0,5 = 1,18\ cm^2$

$N_{c,Rd} = \rho \frac{A_{ef}\, f_y}{\gamma} = 0,43\, x \frac{1,18\, x 23,00}{1,1}$

$N_{c,Rd}$ = 10,61 kN > $N_{c,Sd}$ = 3,69 kN OK

6.4 Dimensionamento de uma ligação

Neste item é realizado o dimensionamento da ligação em um dos painéis da estrutura de aço das residências relacionadas com o estudo desenvolvido no capítulo 7. Os cálculos foram realizados para a tira de aço utilizada no contraventamento do painel analisado, conforme figura 6.3. A figura 6.15 e a foto 6.1 apresentam os detalhes da fixação da fita no do painel por Chapa de Gusset.



(Medidas em mm)

Figura 6.15 – 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 autobrocante estrutural cabeça sextavada: bitola #10, diâmetro nominal d = 4,8mm
- 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 mm

Durante a instalação das fitas de aço galvanizado é importante que estas sejam firmemente tensionadas, a fim de evitar folgas que comprometam sua eficiência na transmissão dos esforços e que não ocorra deformação dos painéis aos quais estão fixadas antes das fitas começarem a atuar (Garner, 1996).

Disposições construtivas

- Pela ABNT NBR 14762:2001:

- A distância livre entre as bordas de dois furos adjacentes = 25,80mm é maior do que 2d = 9,60mm, e a distância da borda de um furo à extremidade do elemento conectado = 27,6mm é maior do d = 4,8mm. OK

- Pela AISI:2001

- Distância entre centros dos parafusos autobrocantes adjacentes = 30mm é maior do 3d = 14,40 mm. OK
- Distancia do centro do parafuso autobrocante à borda da fita = 20mm é maior do que 3d = 14,40mm. OK

Estando a ligação sujeita ao cisalhamento somente em uma direção, a mínima distância poderia ser reduzida a 1,5d = 7,20 mm na direção perpendicular à carga.

Verificação da resistência

a) Resistência à tração da fita de aço (ABNT NBR 14762:2001, item 7.6)

A força normal de tração resistente de cálculo $N_{t,Rd}$ deve ser tomada como o menor valor entre:

$N_{t,Rd} = Af_y / \gamma \qquad (\gamma = 1,1)$

$N_{t,Rd} = C_t A_n f_u / \gamma$ (γ = 1,35)

Onde:

A é a área bruta da seção transversal da barra;

A_n é a área líquida da seção transversal da barra.

- Escoamento da seção bruta:

$N_{t,Rd}$ = 7x0,0914x23 /1,1

$N_{t,Rd}$ = 13,38 kN

- Ruptura da seção líquida efetiva:

Para ligações parafusadas, devem ser analisadas as prováveis linhas de ruptura (figura 6.16), sendo a seção crítica aquela correspondente ao menor valor da área líquida. A área líquida da seção de ruptura analisada deve ser calculada por:

$$A_n = 0{,}9\left(A - n_f d_f t + \Sigma t s^2 / 4g\right)$$

d_f é a dimensão do furo;

n_f é a quantidade de furos contidos na linha de ruptura analisada;

s é o espaçamento dos furos na direção da solicitação (figura 6.16);

g é o espaçamento dos furos na direção perpendicular à solicitação (figura 6.16);

t é a espessura da parte conectada analisada;

C_t é o coeficiente de redução da área líquida, dado por:

- para quatro ou mais parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag:

$C_t = 0{,}75 + 0{,}625(d/g) \leq 1{,}0$

$C_t = 0{,}75 + 0{,}625(4{,}8/30)$

$C_t = 0{,}85$

$A_n = 0{,}49\ cm^2$

$N_{t,Rd}$ = 0,85x0,49x40/1,35

$N_{t,Rd}$ = 12,34 kN

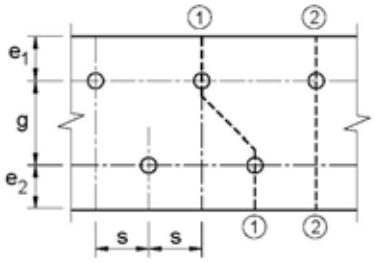


Figura 6.16 - Linhas de ruptura e grandezas para cálculo do coeficiente C_t.

b) Resistência do parafuso autobrocante ao cisalhamento

Considerando os valores informados no capítulo 4 pelo fabricante (CISER, 2005), que são utilizados neste exemplo apenas a título de ilustração, a resistência experimental ao cisalhamento simples de um parafuso autobrocante ligando duas chapas de 0,95 mm é de 3,25 kN. Assim, para seis parafusos tem-se a resistência total de 6x3,250 = 19,50 kN.

Segundo o AISI (2001), quando não se dispõe de todos os resultados experimentais para os cálculos, a resistência ao cisalhamento deve ser multiplicada pelo fator de resistência f igual a 0,50.

Resulta então, para seis parafusos autobrocantes, 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 da seção bruta: $N_{t,Rd}$ = 13,38 kN
- Ruptura da seção líquida efetiva: $N_{t,Rd}$ = 12,34 kN
- Ruptura dos parafusos, por ensaio: $N_{t,Rd}$ = 9,75 kN

A resistência de $N_{t,Rd}$ = 9,75 kN é compatível com os valores máximos encontrados para a força normal 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.

Capítulo 7

Tabelas de pré-dimensionamento do sistema LSF

7.1 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 os 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 kN/m^3 +/- 0,40 kN/m^3. Para as placas com espessura de 19 mm a 38 mm a densidade é de 6,00 kN/m^3 +/- 0,40 kN/m^3.

7.2 Edificações com piso úmido

As tabelas apresentadas neste capítulo foram elaboradas considerando as prescrições da ABNT NBR14762:2001 e das demais normas brasileiras aplicáveis, com as seguintes premissas de cálculo:

1 - Cargas permanentes:

a. Telhado: 0,18 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 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 kN/m^2
b. Laje de forro: 0,50 kN/m^2
c. Laje de piso: 1,50 kN/m^2

3 – Vento

a. Velocidade básica do vento: V_0 = 40 m/s
b. S1=1,0; S2 = (Categoria IV - 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 ou por eletrodeposição.

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.

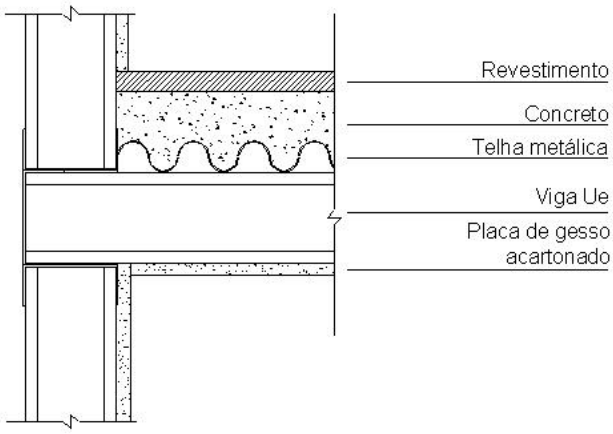


Figura 7.1 - Configuração de piso úmido.

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.

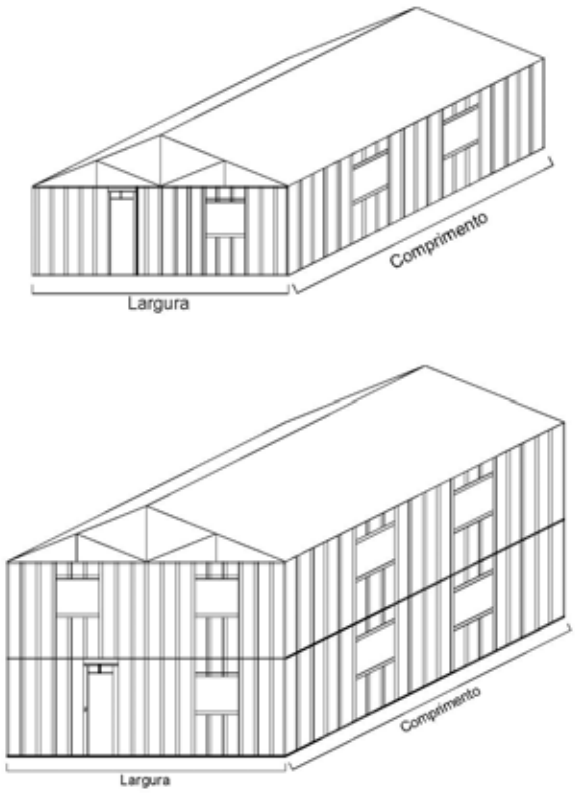


Figura 7.2 – Edificações analisadas (perspectivas esquemáticas).

As tabelas 7.2 a 7.5 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. Vigas contínuas, sem enrijecedores de alma no apoio. Peso próprio do sistema de piso = 2,62 kN/m^2.

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 resistência suficiente.

Tabela 7.3 – Vãos máximos para vigas de forro. Vigas contínuas, sem enrijecedores de alma no apoio. Peso próprio do sistema de forro = 0,12 kN/m^2.

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_o = 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
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_o = 40 m/s

Aço 230 MPa

Designação	Espaça -mento (mm)	Espessura dos perfis (mm) Larguras 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

7.3 - Estrutura do telhado

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 a relação 30/100. Os montantes, diagonais e cordas superiores foram dimensionados considerando-se para seus comprimentos efetivos de flambagem e o comprimento máximo destravado valores não maiores que 2000 mm.

A tabela 7.6 apresenta as dimensões dos perfis para a estrutura da cobertura de um pavimento ou do segundo pavimento de uma edificação de dois pavimentos.

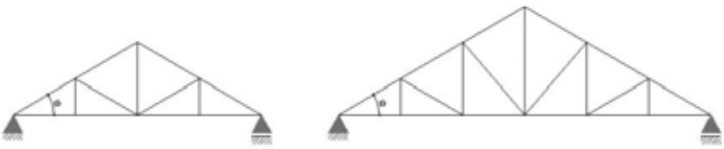


Figura 7.3 – Tesouras do tipo Howe utilizadas para a estrutura dos telhados das edificações analisadas.

Tabela 7.6 – Perfis para estrutura de telhado. Cobertura de um pavimento ou do segundo pavimento de uma residência de dois pavimentos.

Vento V_o = 40 m/s

Aço 230 MPa

Designação		Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm) – Larguras 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
		600	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95

7.4 Edificações com piso seco

As tabelas apresentadas neste item foram adaptadas do documento Prescriptive Method For Residencial Cold-Formed Steel Framing, do NASFA (2000) para a elaboração do documento da Caixa Econômica Federal (CAIXA, 2003) - revisão de 15/07/05.

Para as verificações das resistências dos perfis, foram consideradas as prescrições da ABNT NBR14762:2001.

No documento do NASFA (2000) foram consideradas as seguintes premissas de cálculo:

1 - Cargas permanentes:

a) Telhados em geral: 0,72 kN/m2 (estrutura de aço e painéis de vedação);
b) Telhados com função apenas de vedação: 0,34 kN/m^2
c) Telhados para regiões de sismo (zona 4): 0,43 kN/m^2
d) Forro: 0,24 kN/m^2 (forro de gesso acartonado com 12,5 mm de espessura e estrutura de aço);
e) Piso: 0,48 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 kN/m^2

2 – Sobrecargas:

b. Telhado: 3,35 kN/m^2
c. Laje de forro: 1,44 kN/m^2
d. Laje de piso: 2,0 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 kN/m^2. Isto mantém a compatibilidade com o documento da NASFA (2000) e resulta em um pré-dimensionamento a favor da segurança.

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 de largura da edificação e 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 3m.

Para o espaçamento entre montantes e entre vigas foram adotados os valores de 400 mm ou de 600 mm.

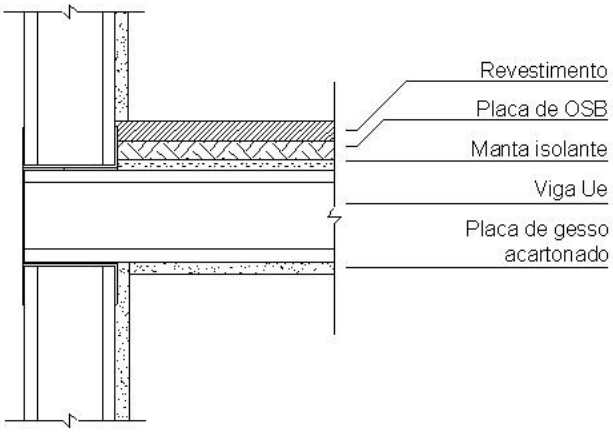


Figura 7.4 - Configuração de piso seco.

Tabela 7.7 – Vãos máximos para vigas de piso.
Vãos simples com enrijecedores de alma
(Peso próprio do piso = 0,48 kN/m^2)

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.
Vãos múltiplos com enrijecedores de alma
(Peso próprio do piso = 0,48 kN/m²)

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m²				Sobrecarga de 2,0 kN/m²			
	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.
Vãos simples sem enrijecedores de alma
(Peso próprio do piso = 0,48 kN/m^2)

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.
Vãos múltiplos sem enrijecedores de alma
(Peso próprio do piso = 0,48 kN/m²)

Designação	Sobrecarga de 1,5 kN/m²				Sobrecarga de 2,0 kN/m²			
	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 sobre aberturas dos painéis do segundo pavimento, suportando somente telhado e forro.

Aço 230 MPa

Designação	Vãos máximos (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x	1193	1117	1041	990
2 Ue 90 x 40 x	1447	1346	1270	1219
2 Ue 90 x 40 x	1625	1524	1447	1371
2 Ue 90 x 40 x	1828	1701	1600	1524
2 Ue 90 x 40 x	2159	2032	1905	1803
2 Ue 140 x 40 x	1193	1041	914	838
2 Ue 140 x 40 x	1955	1524	1727	1651
2 Ue 140 x 40 x	2209	1778	1955	1854
2 Ue 140 x 40 x	2489	2336	2184	2082
2 Ue 140 x 40 x	2971	2768	2616	2489
2 Ue 200 x 40 x	914	812	711	635
2 Ue 200 x 40 x	2032	1778	1574	1422
2 Ue 200 x 40 x	2895	2692	2540	2413
2 Ue 200 x 40 x	3251	3048	2870	2717
2 Ue 200 x 40 x	3911	3632	3429	3251
2 Ue 250 x 40 x	1701	1473	1320	1193
2 Ue 250 x 40 x	3200	2946	2616	2362
2 Ue 250 x 40 x	3835	3581	3378	3200
2 Ue 250 x 40 x	4622	4318	4064	3860
2 Ue 300 x 40 x	1447	1270	1117	990
2 Ue 300 x 40 x	2895	2514	2235	1981
2 Ue 300 x 40 x	4089	3835	3606	3429
2 Ue 300 x 40 x	5308	4953	4368	4445

Nota: as vergas podem ser construídas por perfis I ou Caixa, compostos por 2 perfis Ue, conforme figuras 1.2, 2.7 e 7.2.

Tabela 7.24 - Vãos máximos de vergas sobre abertura dos painéis do primeiro pavimento, suportando um pavimento, telhado e forro.

Aço 230 MPa

Designação	Vãos máximos (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x	685	-	-	-
2 Ue 90 x 40 x	1016	939	889	838
2 Ue 90 x 40 x	1143	1066	1016	965
2 Ue 90 x 40 x	1270	1193	1143	1066
2 Ue 90 x 40 x	1498	1422	1346	1270
2 Ue 140 x 40 x	-	-	-	-
2 Ue 140 x 40 x	1270	1143	1016	914
2 Ue 140 x 40 x	1549	1447	1371	1295
2 Ue 140 x 40 x	1727	1625	1549	1473
2 Ue 140 x 40 x	2057	1930	1828	1752
2 Ue 200 x 40 x	-	-	-	-
2 Ue 200 x 40 x	990	863	787	711
2 Ue 200 x 40 x	1955	1727	1244	1397
2 Ue 200 x 40 x	2260	2133	1701	1930
2 Ue 200 x 40 x	2717	2540	2108	2311
2 Ue 250 x 40 x	812	736	660	609
2 Ue 250 x 40 x	1625	1447	1295	1168
2 Ue 250 x 40 x	2667	2514	2387	2260
2 Ue 250 x 40 x	3200	3022	2844	2717
2 Ue 300 x 40 x	711	635	-	-
2 Ue 300 x 40 x	1397	1244	1117	1016
2 Ue 300 x 40 x	2819	2489	2235	2032
2 Ue 300 x 40 x	3683	3479	3276	3124

Nota: as vergas podem ser construídas por perfis I ou Caixa, compostos por 2 perfis Ue, conforme figuras 1.2, 2.7 e 7.2.

Tabela 7.25 - Vãos máximos de vergas sobre abertura dos painéis do primeiro pavimento, suportando um pavimento, telhado e forro. (Primeiro pavimento de uma residência de dois pavimentos, com viga estrutural central)

Aço 230 MPa

Designação	Vãos máximos (mm)			
	Largura da edificação (mm)			
	7250	8500	9750	11000
2 Ue 90 x 40 x	863	762	609	-
2 Ue 90 x 40 x	1143	1066	1016	965
2 Ue 90 x 40 x	1270	1219	1143	1092
2 Ue 90 x 40 x	1422	1346	1270	1219
2 Ue 90 x 40 x	1676	1600	1524	1447
2 Ue 140 x 40 x	736	660	-	-
2 Ue 140 x 40 x	1066	1549	1447	1295
2 Ue 140 x 40 x	1727	1625	1549	1473
2 Ue 140 x 40 x	1955	1828	1752	1676
2 Ue 140 x 40 x	2336	2184	2082	1981
2 Ue 200 x 40 x	-	-	-	-
2 Ue 200 x 40 x	1270	990	990	914
2 Ue 200 x 40 x	2260	2133	1981	1828
2 Ue 200 x 40 x	2540	2413	2286	2159
2 Ue 200 x 40 x	3048	2971	2743	2590
2 Ue 250 x 40 x	1041	914	838	1066
2 Ue 250 x 40 x	2082	1219	1676	1524
2 Ue 250 x 40 x	2997	2844	2717	2565
2 Ue 250 x 40 x	3606	3403	3225	3073
2 Ue 300 x 40 x	889	787	711	635
2 Ue 300 x 40 x	1778	1574	1422	1295
2 Ue 300 x 40 x	3200	3048	2870	2590
2 Ue 300 x 40 x	4165	3911	3708	3556

Nota: as vergas podem ser construídas por perfis I ou Caixa, compostos por 2 perfis Ue, conforme figuras 1.2, 2.7 e 7.2.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, ABNT, Rio de Janeiro, 1980.

NBR 8800:1986 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios (Métodos dos Estados Limites) Procedimento. ABNT, Rio de Janeiro, 1986.

NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações. ABNT, Rio de Janeiro, 1988.

NBR 14762:2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. ABNT, Rio de Janeiro, 2001.

NBR 6355:2003 - Perfis estruturais, de aço, formados a frio – Padronização. ABNT, Rio de Janeiro, 2003.

NBR 15253:2005 - Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações - Requisitos gerais. ABNT, Rio de Janeiro, 2005.

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.

AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE AND CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION - North american specification for the design of cold-formed steel structural members. AISI and CSA, 2001 Edition.

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.

FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. Steel Framing: Arquitetura. (Manual de Construção em Aço). Rio de Janeiro, CBCA, 2006.

CISER PARAFUSOS E PORCAS – Especificação de produto. Parafusos para Steel Frame, CISER, revisão 00, 2005. Documento recebido via e-mail.

EUROCODE 3:1996 - Design of steel structures. Part 1.3: General Rules. Supplementary rules for cold formed thin gauge members and sheeting, Env 1993-1-3, February, 1996.

FIREBOARD COM. ESP. LTDA – Superboard – Catálogo Técnico, 2006.

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. Ensaios 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.

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.