

**Universidade de Brasília**  
**Faculdade de Tecnologia**

Departamento de Engenharia Civil

**Publicação**

70910-900 - Brasília - DF  
Brasil

**Universidade de Brasília**

**Faculdade de Tecnologia**

**Departamento de Engenharia Civil**

**Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio  
Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/91-LRFD**

**Êmerson de Jorge Plá Pujades**

**Gustavo Veloso Martins**

**Marcelo Takeshi Matsunaga**

**Estágio Supervisionado em Estruturas**

**Publicação E.ES-002A/95**

**Brasília - DF**

**Julho de 1995**

# Universidade de Brasília

Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil

## **Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/91-LRFD**

**Émerson de Jorge Plá Pujades**

**Gustavo Veloso Martins**

**Marcelo Takeshi Matsunaga**

Estágio Supervisionado Submetido ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília Como Parte dos Requisitos Necessários Para a Obtenção do Grau de Engenheiro Civil

Aprovada por:



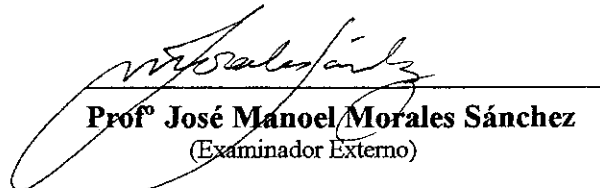
**Profº José Humberto Matias de Paula**

(Orientador)



**Profº Athail Rangel Pulino Filho**

(Examinador Interno)



**Profº José Manoel Morales Sánchez**

(Examinador Externo)

Brasília, 08 de julho de 1995.

## Ficha Catalográfica

PUJADES, E. J. P., MARTINS, G.V. & MATSUNAGA, M.T.

Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/91-LRFD [Distrito Federal] 1995.

xvii ,140 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, E.S., Estruturas, 1995).

Estágio Supervisionado - Universidade de Brasília.  
Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil

- |                                     |                                       |
|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 1. Estruturas de Aço                | 2. Estruturas de Aço em Chapa Dobrada |
| 3. Dimensionamento de Perfis de Aço |                                       |
| I. ENC/FT/UnB                       | II. Título (série)                    |

## Referência Bibliográfica

PUJADES, E.J.P., MARTINS, G.V. & MATSUNAGA, M.T.; 1995. Projeto de estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/91-LRFD. Estágio Supervisionado, Publicação Nº: E.E.S.-002A/94, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF,140 p.

## Cessão de Direitos

**Nome dos Autores:** Êmerson de Jorge Plá Pujades, Gustavo Veloso Martins & Marcelo Takeshi Matsunaga

**Título do Estágio Supervisionado:** Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/91-LRFD.

**Grau:** Engenheiro Civil

**Ano:** 1995

é concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias deste relatório de estágio supervisionado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte deste relatório de estágio supervisionado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

---

Êmerson de J. Pujades  
Octogonal 1 Bloco C Apt.106  
71.530-225 Octogonal 1  
Brasília - DF

---

Gustavo Veloso Martins  
SHIS QI 28 Conj.2 Casa 1  
71.670-220 Lago Sul  
Brasília - DF

---

Marcelo Takeshi Matsunaga  
SHIS QI 5 Conj. 20 Casa 17  
71.615-200 Lago Sul  
Brasília - DF

Brasília-DF, 12 de julho de 1995.

## RESUMO

Neste trabalho descreve-se um programa para computadores para o projeto de estruturas de aço em chapa dobrada a frio pelo método dos estados limites, segundo a norma do *AISI-American Iron and Steel Institute*, edição de 1991 (*LRFD*). O programa tem capacidade para verificar e dimensionar elementos estruturais quanto aos estados limites últimos de tração (escoamento da área bruta e ruptura da área líquida), compressão (instabilidade por flexão pura, torsão pura e flexo-torsão), flexão simples (FLM, FLA, FLT, cisalhamento, interação cisalhamento e flexão, efeitos de cargas localizadas, interação de cargas localizadas e flexão, etc.), flexo-tração e flexo-compressão. O programa também determina as características necessárias para verificação do estado limite de utilização de deslocamentos elásticos máximos. Estão implantados na versão atual 15 (quinze) tipos de seções transversais de perfis dobrados mais usuais (U-simples, U-enrijecido, cartola, Z-simples, Z-enrijecido, cantoneira simples, cantoneira enrijecida, tubo de seção circular e demais associações formando seções compostas). Exemplos de aplicação são apresentados, inclusive comparando-se os resultados com os programas existentes para as versões do AISI/80 e 86 (*ASD*) e CSA/84-*Canadian Standard Association (LRFD)*

## **ABSTRACT**

The computer software was developed with the educational objective to auxiliate teaching in basic subjects and in design in the steel structural area, in the Civil Engineering Course of the University of Brasília- UnB.

The computer software was developed in TURBO-BASIC, and is based in the Load and Resistance Factor Design Method (LRFD), following the specifications of the AISI/91- American Iron and Steel Institute. It has the capacity to design Tension Members, Compression Members, Flexural Members and members in combined Bending and Axial Compression. The software can also verify 15 different types of cold formed-sections.

## **AGRADECIMENTOS**

A equipe agradece ao orientador e mestre Eng<sup>o</sup>, Msc. José Humberto Matias de Paula pela colaboração e pela oportunidade dada de realizar este trabalho. Graças ao nosso orientador, este trabalho se mostrou não somente útil à nossa vida acadêmica, como também um grande passo para a nossa conduta de engenheiro.

# ÍNDICE

## 1 - Introdução

1.1 - Considerações Gerais	1-1
1.2.- Objetivos e Conteúdos Deste Trabalho	1-2

## 2 - Os Perfis de Chapa Dobrada a Frio

2.1 - Considerações Gerais	2-1
2.2 - Tipos de Seções Usuais e Suas Aplicações	2-3
2.2.1 - Perfis Estruturais Individuais	2-3
2.2.2 - Painéis e Chapas Corrugadas	2-4
2.3 - Métodos de Formação de Perfis	2-4
2.3.1 - Dobragem de Chapas a Frio	2-4
2.3.2 - Perfilagem de Chapas a Frio	2-5
2.4 - Considerações Gerais Para Projeto	2-5
2.4.1 - Flambagem Local e Resistência Pós-Flambagem de Paredes Comprimidas Enrijecidas	2-5
2.4.2 - Rigidez à Torção	2-5
2.4.3 - Enrijecedores de Paredes Comprimidas	2-6
2.4.4 - Variação das Propriedades Geométricas de Seções com Paredes Comprimidas Não Enrijecidas	2-6
2.4.5 - Ligações	2-6
2.4.6 - Resistência à Corrugação de Almas de Vigas	2-7
2.4.7 - Limitações de Espessuras	2-7
2.4.8 - Análise Plástica de Estruturas	2-7
2.4.9 - Método Linear Para a Determinação das Propriedades Geométricas das Seções Transversais	2-7
Referências Bibliográficas	2-13

## 3 - Materiais

3.1 - Considerações Gerais	3-1
3.2 - A Fabricação do aço	3-1
3.3 - Propriedades Mecânicas Estáticas do Aço	3-3
3.3.1 - Ensaio de Tração Axial	3-4
1. Limite de Proporcionalidade	3-5
2. Limite de Escoamento	3-5
3. Limite de Resistência à Tração	3-6
4. Fase Elástica no Diagrama Tensão-Deformação	3-6
5. Fase Plástica no Diagrama Tensão-Deformação	3-6
6. Fase de Encruamento no Diagrama Tensão-Deformação	3-7
7. Módulo de Elasticidade	3-7
8. Ductilidade	3-7
3.3.2 - Soldabilidade	3-8



3.3.3 - Dureza	3-8
3.3.4 - Coeficiente de Poison	3-9
3.3.5 - Módulo de Elasticidade Transversal	3-9
3.3.6 - Efeito de Temperatura	3-10
3.4 - Critérios Gerais de Seleção de Aço Estrutural	3-10
1. Aços-Carbono Estruturais	3-11
2. Aços de Baixa Liga e Alta Resistência Mecânica	3-12
3. Aços-Liga Tratados Termicamente	3-12
3.4.1 - Principais Tipos de Aços Estruturais	3-12
3.5 - Produtos de Aço Para Uso Estrutural	3-14
3.5.1 - Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio	3-14
Referências Bibliográficas	3-14
<b>4 - Segurança e Desempenho</b>	
4.1 - Introdução	4-1
4.2 - Estados Limites	4-1
4.2.1 - Estados Limites Últimos	4-1
4.2.2 - Estados Limites de Utilização	4-2
4.3 - Métodos de Dimensionamento	4-2
4.3.1 - Método das Tensões Admissíveis (MTA)	4-3
4.3.2 - Método dos Estados Limites	4-3
4.3.2.2 - Índice de Segurança	4-4
Referências Bibliográficas	4-7
<b>5 - Resistência de Elementos Esbeltos</b>	
5.1 - Considerações Gerais	5-1
5.2 - Definições Gerais	5-2
5.3 - Comportamento Estrutural de Elementos Esbeltos	5-4
5.3.1 - Flambagem de Placas Comprimidas Longas	5-4
5.3.2 - Resistência Pós-Flambagem	5-7
5.3.3 - Método da Largura Efetiva	5-7
5.4 - Determinação da Largura Efetiva	5-9
5.4.1 - Paredes Comprimidas Enrijecidas	5-9
5.4.1.1 - P.c.e. Sujeitas à Tensão Uniforme	5-9
5.4.1.2 - Almas e Elementos Enrijecidos Sujeitos à Tensão Gradiente	5-11
5.4.2 - Paredes Comprimidas Não Enrijecidas	5-12
5.4.2.1 - P.c.n.e. Sujeitas à Tensão Uniforme	5-12
5.4.2.2 - P.c.n.e. e Enrijecedores de Borda Sujeitos à Tensão Gradiente	5-13
5.4.3 - Paredes Uniformemente Comprimidas Com Enrijecedor de Borda	5-13
Referências Bibliográficas	5-13
<b>6 - Barras Tracionadas</b>	
6.1 - Introdução	6-1
6.2 - Resistência de Barras à Tração	6-2

6.2.1 - Escoamento da Seção Bruta	6-2
6.2.2 - Ruptura da Seção Líquida Efetiva	6-2
6.2.2.1 - Ligação Parafusada	6-3
6.2.2.2 - Ligações Soldadas	6-6
6.3 - Barras de Seção Composta Tracionadas Axialmente	6-7
6.4 - Estado Limite de Utilização	6-8
Referências Bibliográficas	6-8
 <b>7 - Barras Fletidas</b>	
7.1 - Introdução	7-1
7.2 - Verificação de Resistência	7-2
7.2.1 - Verificação da Flambagem dos Elementos Esbeltos (FLM e FLA)	7-2
7.2.1.1 - Verificação da Flambagem Local da mesa (FLM)	7-2
7.2.1.2 - Verificação da Flambagem Local da Alma (FLA)	7-6
7.2.1.3 - Momento de Cálculo Devido à FLM e FLA	7-7
7.2.2 - Verificação da Flambagem Lateral Por Torção (FLT)	7-8
7.2.2.1 - Momento de Cálculo devido à FLT	7-11
7.2.3 - Determinação do Momento de Projeto	7-11
7.3 - Verificação do Deslocamento	7-11
7.4 - Verificação do Cisalhamento Apenas	7-13
7.5 - Verificação do Cisalhamento e Flexão Combinados	7-15
7.6 - Corrugação de Almas	7-16
7.6.1 - Resistência de Projeto Devido à Corrugação	7-21
7.7- Combinação Entre Flexão e Corrugação da Alma	7-22
7.7.1 - Vigas Com Almas Simples	7-22
7.7.2 - Vigas com Seção-I, Com Alto Grau de Restrição Contra a Rotação da Alma	7-23
Referências Bibliográficas	7-23
 <b>8 - Barras Comprimidadas</b>	
8.1 - Introdução	8-1
8.2 - Estados Limites Últimos Aplicáveis	8-1
8.3 - Tensão de Flambagem Elástica Para a Seção Não-Reduzida	8-2
8.3.1 - Equação Característica	8-2
8.3.2 - Seções Simétricas Ponto e Seções Duplamente Simétricas	8-5
8.3.3 - Seções Monossimétricas	8-6
8.3.4 - Seções Não-Simétricas	8-8
8.4 - Tensões de Ruína	8-9
8.4.1 - Flambagem Elástica	8-9
8.4.2 - Flambagem Inelástica	8-10
8.4.2.1 - Flambagem Inelástica Por Flexão	8-10
8.4.2.2 - Flambagem Inelástica Por Torção e Flexo-Torção	8-11
8.4.3 - Escoamento	8-13
8.5 - Carga de Projeto	8-13

8.6 - Fator “K” de Comprimento Efetivo de Flambagem	8-14
Referências Bibliográficas	8-18
<b>9 - Barras Submetidas a Flexão Composta</b>	
9.1 - Introdução	9-1
9.2 - Estados Limites Últimos Aplicáveis	9-1
9.3 - Critérios Para Projeto do AISI/91	9-2
9.4 - Considerações Sobre As Fórmulas de Interação	9-4
9.4.1 - Fatores de Majoração $1/\alpha_n$	9-4
9.4.2 - Coeficiente $C_m$	9-5
Referências Bibliográficas	9-6
<b>10 - Barras de Seção Circular</b>	
10.1 - Introdução	10-1
10.2 - Estados Limites	10-2
10.2.1 - Estados Limites Últimos	10-2
10.2.2 - Estados Limites de Utilização	10-3
10.3 - Critérios de Dimensionamento de Tubos de Seção Cilíndrica	10-3
10.3.1 - Flambagem Local	10-3
10.3.2 - Resistência à Compressão	10-4
10.3.3 - Resistência à Flexão	10-6
10.3.4 - Combinação Flexão e Compressão	10-7
Referências Bibliográficas	10-7
<b>11 - Ligações</b>	
11.1 - Introdução	11-1
11.2 - Ligações Soldadas	11-1
11.2.1 - Soldas por Arco Voltaico	11-2
11.2.2 - Critérios de Cálculo Para Vários Tipos de Soldas a Arco Voltaico, segundo prescrições da AISI/91	11-4
11.2.2.1 - Soldas em Juntas Com Chanfros ou de Entalhe (“Groove Welds”), Ligação de Topo	11-4
11.2.2.2 - Soldas de Filete	11-5
11.2.2.3 - Soldas em Superfície Curva	11-7
11.3 - Ligações Parafusadas	11-8
11.3.1 - Critérios de Cálculo Para Ligações Parafusadas Segundo Prescrições da AISI/91	11-9
11.3.1.1 - Limitações de Espessura	11-9
11.3.1.2 - Materiais	11-9
11.3.1.3 - Espaçamento Mínimo Entre Furos Adjacentes e Distâncias Laterais	11-10
11.3.1.4 - Tração em Partes Conectadas	11-11
11.3.1.5 - Pressão de Contato	11-12
11.3.1.6 - Tração e Cisalhamento em Parafusos	11-13

11.3.1.7 - Combinação Entre Tração e Cisalhamento	11-15
11.3.1.8 - Ruptura Por Cisalhamento	11-15
11.3.1.9 - Ligações com Outros Materiais	11-16
Referências Bibliográficas	11-16
 <b>12 - Comparações Entre AISI/86 (ASD) e AISI/91 (LRFD)</b>	
12.1 - Introdução	12-1
12.2 - Tração	12-2
12.3 - Compressão	12-2
12.4 - Flexão	12-3
12.5 - Flexão Composta	12-4
Referências Bibliográficas	12-6
 <b>13 -O uso de Micro-Computadores no Projeto de Perfis de Chapa Dobrada</b>	
Referências Bibliográficas	13-2
 <b>14 -Conclusões</b>	
14.1 - Considerações Gerais	14-1
14.2 - Propostas para Trabalhos Futuros	14-1
 <b>Bibliografia</b>	R-1

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Legenda	Pag.
2.1	Principais tipos de perfis	2-3
2.2	Seções de telhas	2-4
2.3	Propriedades geométricas de linhas	2-8
2.4	Exemplo 2.1	2-9
3.1	Curvas típicas de tensão-deformação	3-5
3.2	Tipos de seções	3-14
4.1	Distribuição hipotética de probabilidade para resistências e solicitações	4-4
4.2	Distribuição de probabilidade conhecida do método LRFD	4-5
5.1	Flambagem local de parede comprimida	5-1
5.2	Exemplos de paredes comprimidas enrijecidas (p.c.e.)	5-2
5.3	Exemplos de paredes comprimidas não enrijecidas	5-2
5.4	Largura plana	5-3
5.5	Chapa submetida à tensão de compressão	5-4
5.6	Largura efetiva de paredes	5-5
5.7	Distribuição de tensão após a flambagem	5-7
5.8	Diagrama de tensões simplificado	5-8
5.9	Alma de viga sujeita à flexão	5-11
5.10	Paredes enrijecidas sujeitas à tensão gradiente	5-12
5.11	Elementos com enrijecedor de borda	5-13
5.12	Enrijecedores de borda	5-13
6.1	Seções utilizadas à tração	6-1
6.2	Exemplos de flexão excêntrica	6-2
6.3	Perturbações nas tensões devido aos furos	6-3
6.4	Determinação de “s”	6-4
6.5	Exemplos de todos os elementos da seção ligados	6-5
6.6	Exemplo de ligação quando existem somente duas linhas de parafusos	6-5
6.7	Exemplo de ligação de perfil I	6-5
6.8	Coefficientes de redução de perfis formados de cantoneiras e de perfis “U”	6-6
6.9	Exemplo de ligação soldada	6-6
6.10	Exemplo de seção composta (perfil caixa)	6-7
7.1	Seções transversais usuais em chapa dobrada	7-1
7.2	Vigas com paredes comprimidas não enrijecidas	7-4
7.3	Flambagem local da mesa ( FLM )	7-4
7.4	Vigas com paredes comprimidas enrijecidas (pce)	7-5
7.5	Fluxograma	7-6
7.6	Perfis onde o escoamento se inicia na tração	7-6
7.7	Fluxograma para (FLA)	7-7

7.8	Exemplos de vigas sensíveis à flambagem lateral por torção	7-8
7.9	Esquema do enrijecedor transversal	7-15
7.10	Interação entre cisalhamento e momento fletor	7-15
7.11-a	Coefficiente de flambagem K para placa simplesmente apoiada submetida a duas forças localmente distribuídas nas bordas	7-17
7.11-b	Coefficiente de flambagem K para placa simplesmente apoiada submetida a uma força localmente distribuída em uma borda	7-17
7.12	Condições de carregamento para ensaios de corrugação de alma	7-18
8.1	Tipos de seções utilizadas como barras comprimidas	8-1
8.2	Deslocamento de uma seção assimétrica durante a flambagem por flexo-torção	8-3
8.3	Tipos de seções simétricas ponto e duplamente simétricas	8-5
8.4	Tipos de seções monossimétricas	8-6
8.5	Tensão de flambagem de flexão de colunas	8-11
8.6	Pórtico retangular não travado	8-16
8.7	Valores de K dependendo do tipo de apoio e da relação $(I/L)_{\text{viga}}/(I/L)_{\text{pilar}}$	8-16
8.8	Ábaco	8-17
9.1	Vigas-coluna	9-1
9.2	Viga-coluna submetida a carga axial e momento aplicado	9-5
10.1	Tubo de seção circular	10-2
10.2	Exemplos de ligações de tubos em estruturas	10-2
11.1	Solda elétrica com eletrodo	11-1
11.2	Simbologia das soldas (AWS)	11-3
11.3	Exemplo típico de solda de entalhe	11-5
11.4	Dimensão dos filetes de solda	11-6
11.5	Soldas em chanfro	11-8
11.6	Tipos de ruptura em ligações parafusadas	11-9
12.1	Relação $LRFD/ASD$ versus $D/L$ para tração, compressão e flexão	12-3
12.2	Relação $LRFD/ASD$ versus $D/W$ para tração, compressão e flexão	12-4
12.3	Perfil usado para a comparação de flexão composta	12-4
12.4	Resultado da equação de interação de flexo-compressão versus $D/L$ ( $\lambda=102$ e $\lambda=191$ )	12-5

## LISTA DE TABELAS

Tabela	Conteúdo	Pag.
2.1	Determinação de $X_{eg}$	2-11
3.1	Principais tipos de aços estruturais do mercado	3-13
4.1	Coefficientes de segurança (LRFD)	4-6
5.1	Coefficiente K para determinação da tensão crítica de flambagem	5-6
7.1	Coefficiente da flecha máxima, $\gamma$	7-13
7.2	Resistência nominal à corrugação, $P_n$	7-19
8.1	Valores de “K”	8-15
11.1	Posição de soldagem	11-3
11.2	Tamanho máximo dos furos para parafusos, em polegadas	11-10
11.3	Resistência de contato para ligações com arruelas sob a porca e o parafuso	11-13
11.4	Resistência de contato para ligações sem arruelas ou com apenas uma arruela	11-13
11.5	Resistência à tração e ao cisalhamento em parafusos	11-14
11.6	Tensão $F'_{nt}$ , para combinação entre tração e cisalhamento	11-15

## LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	: Significado
$\alpha$	: fator de majoração (flexão composta)
$\beta$	: índice de segurança
$\gamma$	: coeficiente da flecha máxima
$\theta$	: ângulo entre a vertical e o plano da alma de seção Z em graus
$\sigma$	: tensão relativa à deformação por cisalhamento nas placas
$\sigma_{cr}$	: tensão de flambagem elástica teórica
$\sigma_t$	: tensão de flambagem torcional
$\rho$	: fator de redução
$\lambda, \lambda_c$	: fatores de esbeltez
$\phi_b$	: coeficiente de segurança para a flexão
$\phi_c$	: coeficiente de segurança para a compressão
$\phi_t$	: coeficiente de segurança para a tração
$\phi_v$	: coeficiente de segurança para o cisalhamento
$\phi_w$	: coeficiente de segurança para a corrugação
$A_e$	: área efetiva da seção sob tensão $F_n$
$A_n$	: área líquida da seção transversal
$A_s$	: área da seção transversal dos enrijecedores transversais
$A_s'$	: área efetiva do enrijecedor
$a$	: comprimento do intervalo de travamento
$b$	: largura efetiva de projeto do elemento comprimido
$b_d$	: largura efetiva para cálculo de deslocamento
$C_b$	: coeficiente de flexão função da variação do momento
$C_m$	: coeficiente dos momentos das extremidades na fórmula de interação
$C_{mx}$	: coeficiente dos momentos das extremidades na fórmula de interação
$C_{my}$	: coeficiente dos momentos das extremidades na fórmula de interação $C_{TF}$
$C_v$	: coeficiente do enrijecedor de cisalhamento
$C_w$	: constante de empenamento torcional da seção transversal
$C_y$	: fator de deformação à compressão
$D$	: diâmetro externo de um tubo cilíndrico
$D$	: carga permanente
$d$	: diâmetro do parafuso
$d_h$	: diâmetro padrão do furo
$d_s$	: largura efetiva reduzida do enrijecedor
$E$	: módulo de elasticidade do aço
$e_{min}$	: distância mínima permitida entre o centro de uma solda a adjacência mais próxima
$e_y$	: deformação no escoamento



$F_e$	: tensão de flambagem elástica
$F_n$	: tensão nominal de flambagem
$F_{nt}$	: resistência nominal à tração do parafuso
$F_{nv}$	: resistência nominal ao cisalhamento do parafuso
$F''_{nt}$	: resistência nominal do parafuso sob combinação de tração e corte
$F_u$	: tensão de ruptura
$F_{xx}$	: designação do nível de resistência pela AWS na classificação do eletrodo
$F_y$	: tensão de escoamento utilizado no projeto
$f$	: tensão no elemento comprimido calculado com base na largura efetiva de projeto
$f_d$	: tensão de compressão baseado na seção efetiva relativa ao deslocamento
$G$	: módulo de deformação transversal do aço
$h$	: altura plana da alma
$I_a$	: momento de inércia do enrijecedor tal que cada elemento do mesmo se comporte como elemento enrijecido
$I_s$	: momento de inércia real do enrijecedor em relação ao seu próprio eixo paralelo ao elemento enrijecido por aquele
$I_x, I_y$	: momento de inércia da seção total em relação aos eixos principais
$J$	: constante torcional de Saint Venant
$K$	: fator de comprimento efetivo
$K$	: coeficiente de flambagem da placa
$L$	: carga decorrente do uso
$L$	: comprimento do filete de solda
$L$	: comprimento destravado da barra
$M_c$	: momento crítico
$M_e$	: momento crítico elástico
$M_n$	: resistência nominal à flexão
$M_{nx}, M_{ny}$	: resistência nominal à flexão em relação aos eixos respectivos sem consideração da flambagem lateral
$M_y$	: momento que causa uma deformação $e_y$ no elemento comprimido
$P_n$	: resistência axial nominal da barra
$r_o$	: raio de giração polar da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento
$r_x, r_y$	: raio de giração da seção total em relação aos eixos centrais principais
$S_c$	: módulo elástico da seção efetiva
$S_d$	: resultado da combinação de cargas
$T_n$	: resistência nominal à tração
$t$	: espessura base da chapa do perfil
$t_w$	: garganta efetiva de solda
$V_n$	: resistência nominal ao cisalhamento
$W$	: carga de vento
$w$	: largura plana da mesa

- $x_o$  : distância do centro de cisalhamento ao centróide da seção medida na direção do eixo principal x e tomada como positiva
- USI-SAC-41* : aço estrutural anticorrosivo de média resistência mecânica
- USI-SAC-50* : aço estrutural anticorrosivo de alta resistência mecânica

# **1- Introdução**

## **1.1-Considerações Gerais**

Nestes 13 capítulos está apresentado o método de cálculo de perfis de chapa dobrada a frio segundo o critério do LRFD- Load and Resistance Factor Design (Método dos Estados limites). O leitor poderá ter uma visão do comportamento destes perfis, separadamente, para cada tipo de solicitação, e ao final será feita uma breve comparação entre os critérios de cálculo propostos nas especificações do AISI/86 (AISI, 1986) e AISI/91 (AISI, 1991), respectivamente ASD-Allowable Stress Design (Método das Tensões Admissíveis) e LRFD.

Recentemente, o critério LRFD, proposto pela norma AISI-91, tem sido largamente utilizado nos Estados Unidos, Europa e Canadá. Este critério baseia-se na aplicação de coeficientes de segurança não somente no lado resistivo, mas também no solicitante. Deste modo, a carga atuante usada no confronto com a carga de cálculo, será o maior valor entre as combinações de carga (vide capítulo 4). O porquê da existência de coeficientes de segurança separadamente para resistências e ações, reside no fato de se procurar uma probabilidade menor de se extravasar os estados limites últimos (vide capítulo 4) e também porque há incertezas no carregamento das peças estruturais.

Para o desenvolvimento do método LRFD, o AISI designou um comitê de pesquisadores destinados a realizar os ensaios, na Universidade de Missouri-Rolla, Cornell, Minnesota e Washington. A motivação destes estudos baseia-se num conhecimento ainda um pouco deficiente do comportamento destes perfis de chapa dobrada, o que fez com que o critério do ASD, proposto pela AISI-86 fosse mais conservativo; daí a necessidade de se conhecer melhor sobre estas incertezas, por segurança e também para ser possível um dimensionamento mais econômico.

Logo, o método de cálculo seguido neste texto (LRFD), possui vantagens sobre o método das tensões admissíveis, tais como: as incertezas e variações das resistências e carregamentos são distintas, sendo necessário, para uma otimização do processo, coeficientes igualmente distintos; o método recai num cálculo mais racional, já que os coeficientes provêm de um maior rigor probabilístico.

## **1.2-Objetivos e Conteúdos Deste Trabalho**

O objetivo deste trabalho é a elaboração de um programa para computador para determinar as cargas limites de barras de perfis de aço de chapa dobrada a frio, segundo o método dos estados limites, proposto no AISI/91 (Load and Resistance Factor Design Specification For Cold-Formed Steel Structural Members). O programa, denominado PECAD91 foi desenvolvido a partir do programa existente PECAD86 (que baseia-se no critério ASD-AISI/86), acrescentando neste as alterações indicadas na última versão da referida norma. Paralelamente, foi elaborada uma versão do programa PECAD/86, onde são acrescentadas algumas modificações propostas pelo AISI no Adendo de 1989.

Neste texto são apresentadas as recomendações para projeto do AISI/91 para os diversos tipos de solicitações nos perfis, juntamente com a discussão de alguns aspectos considerados relevantes no projeto de perfis de aço de chapa dobrada a frio. O manual do PECAD91 contém informações básicas e instruções sobre o funcionamento do programa desenvolvido e deve ser consultado paralelamente ao texto a fim de proporcionar uma utilização satisfatória do programa.

No Capítulo 2, algumas formas de utilização dos perfis de chapa dobrada a frio são enunciadas. É mostrado um breve histórico da utilização e desenvolvimento dos perfis dobrados a frio, enumerando algumas vantagens que a utilização desse tipo de material estrutural apresenta e em que situações ele é mais recomendado. Pose-se tomar conhecimento dos tipos mais comuns de seção transversal de barras de chapa dobrada a frio e dos métodos normalmente utilizados na fabricação desse tipo de perfil (dobragem e perfilagem). Além disso, são discutidas algumas considerações importantes para o projeto de perfis dobrados já que estes apresentam algumas particularidades com relação ao dimensionamento de perfis pesados laminados ou soldados em virtude da grande esbeltez das suas paredes e da influência dos processos de fabricação a frio.

No Capítulo 3 são discutidos os aspectos relacionados com as características do aço empregado nas peças estruturais. Há uma dissertação acerca das propriedades mecânicas do aço, importantes sob o ponto de vista estrutural, além de recomendações para seleção do aço estrutural. Os principais produtos de aço para uso estrutural são relacionados e, apresentados os tipos mais comuns de seção transversal de chapa dobrada a frio.

O Capítulo 4, que trata de segurança e desempenho, tem como tema principal o nível satisfatório de funcionamento da estrutura para os fins a que foi projetada. Para tanto ela não poderá ter ultrapassado seus estados limites (últimos e de utilização). A verificação da segurança da estrutura pode ser feita segundo métodos distintos, que são apresentados no capítulo, com especial atenção ao método dos estados limites (LRFD), com a apresentação de uma tabela (tabela 4.1) com os coeficientes de segurança utilizados de acordo com a solicitação e das equações de combinação de carga, considerando somente as cargas mais freqüentemente utilizadas para projetos no Brasil (cargas permanente, decorrentes do uso e de vento).

No Capítulo 5 é tratada a definição de resistência de elementos esbeltos, conceito intimamente ligado a perfis de chapa dobrada a frio devido às relações largura/espessura das paredes relativamente grandes, possibilitando a flambagem local das mesmas, caracterizada pela perda da forma geométrica plana da superfície das paredes quando a tensão crítica de flambagem é atingida. No capítulo pode-se verificar que a parede, mesmo após ter sofrido a flambagem, continua apresentando resistência aos esforços (resistência pós-flambagem), a partir da qual desenvolveu-se o método da largura efetiva da parede, bastante útil na verificação de perfis que apresentem paredes submetidas à tensões de compressão. No capítulo são desenvolvidos processos para determinação da largura efetiva de paredes com variadas condições de apoio e tipos de tensão.

O capítulo 6 trata da verificação de barras tracionadas, apresentando os principais tipos de seções utilizadas, e considerando os dois tipos de estados limites últimos (escoamento da seção bruta e ruptura da área líquida efetiva). Na ruptura da seção líquida efetiva é feita diferenciação na verificação de ligações soldadas e parafusadas, apresentado os respectivos critérios de dimensionamento. Adotou-se no texto critérios não constantes do AISI/91 tais como o coeficiente  $C_t$ , redutor da área líquida efetiva e o índice de esbeltez fictícia  $\lambda_{\max}$  para barras de seção composta, que proporcionam um dimensionamento mais seguro.

No capítulo 7, faz-se a verificação à flexão, utilizando o conceito de início de escoamento e de flambagem lateral; por fim, calcula-se o momento de projeto baseado no pior caso relatado acima. A abordagem do capítulo 7 abrange os estados limites últimos, quando é calculado o momento resistente e também abrange o estado limite de utilização, quando é calculado o momento para a flecha máxima. Também é estudada a resistência ao cisalhamento para os vários tipos de alma. Ao final do capítulo, é apresentado o cálculo interativo entre cisalhamento e flexão; bem como o cálculo de corrugação da alma, e sua interação com o momento fletor.

No Capítulo 8 são discutidos os aspectos relativos à segurança de barras submetidas à esforço de compressão. São analisados os tipos de ruína possíveis, dependendo das características da seção transversal, espessura da chapa e comprimento da barra. O tipo de ruína irá definir a carga de projeto que, além dos fatores citados, dependerá também do fator K de comprimento efetivo de flambagem, cujos valores podem ser determinados, segundo as indicações do texto.

No Capítulo 9 verifica-se o comportamento das peças estruturais submetidas à flexão composta, cuja verificação depende da fórmula de interação que relaciona a carga e os momentos aplicados com a cargas e momentos limites, acrescentando ou não, nas equações de interação, fatores de majoração e ponderação dependendo das condições de solicitação e apoio da barra.

No capítulo 10 verifica-se o comportamento de tubos quanto aos estados limites de tração compressão e flexão simples ou composta pois este tipo de seção apresenta um método de cálculo diferenciado de acordo com o AISI/91. O uso deste tipo de seção apresenta vantagens em certas aplicações que serão discutidas neste capítulo.

No capítulo 11, verifica-se a resistência das ligações soldadas e parafusadas. Quanto às ligações soldadas, aborda-se apenas soldas por arco voltaico, partindo do pressuposto que os demais tipos não são usuais.

No capítulo 12 faz-se uma exposição das seguranças apresentadas pelas normas do AISI de 1986 e 1991 dando uma idéia do desempenho de estruturas calculadas segundo estas duas versões. O capítulo compara as resistências para vários tipos de solicitações através de gráficos.

No capítulo 13 tem-se uma visão geral do uso de microcomputadores atualmente nos projetos de estruturas, especialmente naquelas fabricadas em chapa dobrada a frio. Apresenta-se também um fluxograma ilustrativo dos cálculos e verificações desenvolvidas pelo programa PECAD91 que foi tema deste projeto final.

## 2 Os Perfis de Chapa Dobrada a Frio

### 2.1 - Considerações Gerais

Na construção de edificações de aço são utilizados dois grupos distintos de perfis:

- O grupo dos perfis laminados a quente e os perfis soldados obtidos através da ligação de chapas planas de aço;
- O grupo dos perfis de chapa dobrada a frio obtidos através da perfilagem, ou dobramento de chapas planas de aço.

O segundo grupo, apesar de largamente utilizado no Brasil, ainda não conta com uma norma com prescrições para dimensionamento, projeto e fabricação. Os projetistas estruturais, em sua grande maioria, seguem as prescrições estabelecidas pela norma do *AISI-American Iron and Steel Institute* (AISI, 1991). Este texto se baseia, quase que inteiramente, no AISI, edição de 1991. Nos perfis de chapa dobrada a frio as espessuras podem variar no intervalo 0,38mm até 25,4mm. A norma do AISI regulamenta o dimensionamento de perfis de chapa dobrada para espessuras até 25,4mm (1"). Existem no mercado brasileiro fábricas de equipamentos (dobradeiras) com capacidade para dobragem de chapas de até 38,1mm (1½"), bem como cortadeiras hidráulicas com capacidade de corte de chapas de até 31,8mm (1¼"). Contudo, a grande maioria dos perfis de chapa dobrada utilizados em construções leves de aço possuem espessuras variando 1,90mm a 6,35mm (¼"). Em Brasília, os fabricantes têm capacidade para dobragem de chapas de no máximo 6,35 mm (¼") de espessura, com 3000mm de comprimento.

Os perfis dobrados a frio são bastante utilizados na indústria automotiva (chassis de caminhões, lataria de automóveis), indústria de equipamentos para a agricultura, equipamento de proteção de veículos em rodovias (*guard rail*), torres para linhas de transmissão, pontes vicinais, estacas prancha, silos e principalmente em edifícios leves de aço (galpões de armazenamento, escolas, galpões graneleiros, acessórios estruturais em edifícios altos). Apesar da variada aplicabilidade dos perfis de chapa dobrada, este livro se limitará ao estudo destes perfis quando utilizados na construção de edifícios. Para os outros tipos de estruturas podem ser necessárias considerações quanto ao efeito dinâmico, da fadiga e da resistência a corrosão.

As primeiras aplicações de chapa dobrada a frio que se tem notícia, se deram nos anos de 1850-60 na Inglaterra e nos Estados Unidos, na execução de tapamentos em edifícios, semelhantes as atuais telhas metálicas de aço galvanizado. A seguir apresentam-se alguns breves dados históricos referentes ao desenvolvimento tecnológico e científico dos perfis dobrados a frio.

- 1850 : Utilização em tapamentos de edifícios na Inglaterra e nos Estados Unidos
- 1937 : Início das pesquisas de forma sistemática através do Profº George Winter na Universidade de Cornell-EUA

- 1940 : Intensificação do uso em estruturas. Durante a 2ª Guerra Mundial foi largamente utilizados na fabricação de alojamentos, pontes provisórias, equipamentos militares, etc.
- 1946 : Publicação da primeira edição do AISI, resultado das pesquisas conduzidas em Cornell por Winter. Até 1970 foram publicadas várias edições do AISI, em intervalos de aproximadamente dez anos, como resultados de pesquisas em várias Universidades Americanas, principalmente Cornell e Missouri-Rolla
- 1970 : Início das pesquisas de forma sistemática em outros países, principalmente no Canadá, Inglaterra e Japão;
- 1984 : Publicação da primeira edição da norma canadense CSA-S136-M84, já baseada no método dos estados limites
- 1986 : Publicação de edição do AISI, ainda baseada no método das tensões admissíveis, contudo com uma formulação já prevendo versão para o método dos estados limites. O formato desta edição prevê total informatização do dimensionamento, inclusive com capítulo específico com fluxogramas para programação em computadores
- 1991 : Publicação da primeira versão do AISI já baseada no método dos estados limites.

O uso dos perfis de chapa dobrada a frio na construção de edifícios, quando comparados com os perfis laminados e soldados, ou com outros tipos de materiais, tais como madeira e concreto, apresenta algumas vantagens:

1. Os perfis de chapa dobrada podem ser fabricados com dimensões para resistir a pequenas cargas, e com comprimentos exatos. Isto possibilita o projeto de estruturas que busquem o mínimo peso e custo
2. Variados tipos de seção podem ser dobradas economicamente de modo a se obter perfis com relações resistência/peso elevadas
3. Os perfis de chapa dobrada a frio, geralmente, são bastante leves implicando em estruturas bastante econômicas
4. Possibilidade de fabricação de perfis dispondo de formas que permitem o encaixe de outros elementos, ou perfis
5. Fabricação de perfis adequados à instabilidade local e global. Isto tem como consequência estruturas de menor peso e custo
6. Facilidade de fabricação dos perfis e estruturas em virtude, principalmente do pequeno peso dos perfis
7. Rapidez e facilidade de montagem, também pela leveza
8. Precisão rigorosa nas medidas (dimensões, prumo), o que leva a uma redução no consumo de materiais de revestimento de alvenarias
9. Permite desmontagem para utilização em outro local
10. Uniformidade de qualidade, em virtude da pré-fabricação com mão-de-obra especializada, normalmente não disponível na construções convencionais
11. Economia no transporte em virtude, principalmente, do pequeno peso
12. Resistência ao fogo bem maior que nas estruturas de madeira e equivalente às estruturas de concreto.

No Brasil, a combinação dos fatores mencionados nos itens anteriores, aliados a fenômenos naturais favoráveis (vento, neve, sismos), tornam as estruturas fabricadas de perfis de chapa dobrada a frio praticamente imbatíveis, sob o ponto de vista técnico-econômico, quando comparadas com as estruturas de madeira, ou concreto. Para o caso das chamadas estruturas leves

de aço, utilizadas normalmente em coberturas (galpões, ginásios, pequenos angares, etc.), nem mesmo os perfis laminados e soldados competem economicamente.

## 2.2 - Tipos de Seções Usuais e Suas Aplicações

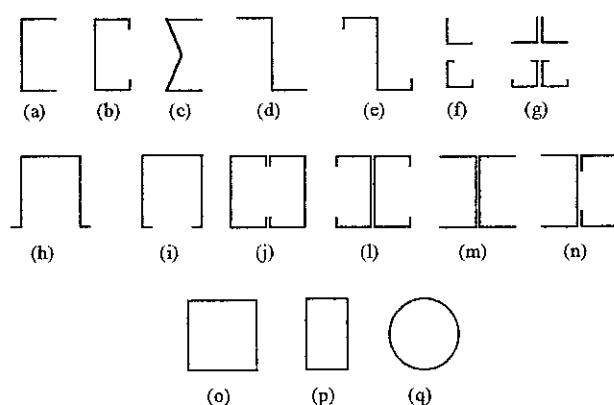
Os perfis de chapa dobrada a frio podem ser divididos em dois grupos distintos, não só pela forma das seções, mas também pelo processo de fabricação:

1-Perfis estruturais individuais

2-Painéis e chapas corrugadas

### 2.2.1 - Perfis Estruturais Individuais

A Fig.-2.1 a seguir mostra os principais tipos de seções utilizadas em perfis estruturais de chapa dobrada a frio. As seções tipo U-simples, U-enrijecido, cantoneira, tubo cilíndrico e caixa são os tipos mais utilizados em estruturas no Brasil.



**Fig. 2.1 - Principais tipos de perfis**

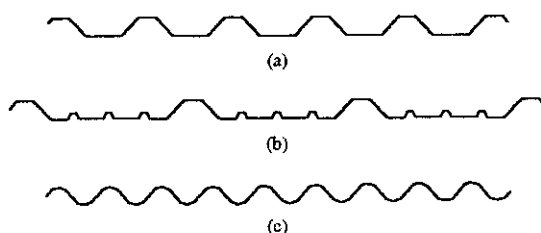
A altura dos perfis estruturais de chapa dobrada usados em edifícios, geralmente, varia de 50mm a 300mm. Para estes casos as espessuras usuais das chapas variam de 1,90mm até 6,35mm ( $\frac{1}{4}$ "). Não se deve adotar para perfis estruturais, em princípio, espessuras de chapa menor que 1,90mm, em virtude da resistência a corrosão. Quando utilizados na fabricação de equipamentos (máquinas agrícolas, por exemplo) e na indústria automotiva (chassis de caminhões) os perfis estruturais podem chegar a alturas de 450mm e espessuras de até 15,9mm ( $\frac{5}{8}$ ").

Os perfis de chapa dobrada têm sido utilizados na fabricação dos sistemas estruturais principais em edifícios residenciais e comerciais de até quatro pavimentos. Em edifícios metálicos de andares múltiplos, normalmente fabricados no Brasil com perfis soldados, a chapa dobrada é economicamente aplicada em elementos secundários, tais como sistemas de contraventamento, escadas e fechamentos. Contudo, a maior aplicação se dá nos chamados edifícios leves de aço, principalmente, na fabricação de estruturas para escolas, creches, postos de saúde, ginásios, fábricas, silos e galpões em geral. A razão principal para se adotar esta solução é a grande rapidez de execução, facilidade de fabricação e montagem, bem como o baixo custo.



### 2.2.2 - Painéis e Chapas Corrugadas

As chapas corrugadas são muito utilizadas na fabricação das conhecidas telhas de aço galvanizado. As telhas, geralmente, são aplicadas em coberturas e fechamentos de edifícios. Nos fechamentos, as vezes são pré-pintadas, que além da função estética aumenta a resistência a corrosão do aço. A altura do perfil das telhas, normalmente, varia de 25mm a 100mm com espessuras no intervalo de 0,43mm a 1,25mm. As telhas, quando são auto-portantes (não necessitam de estruturas intermediárias de apoio), chegam a ter altura de até 470mm e espessuras variando de 1,25mm a 1,95mm, podendo vencer vãos livre de mais de 20m. A Fig.-2.2 a seguir mostra alguns tipos de seções usuais de chapas corrugadas.



**Fig. 2.2 - Seções de telhas**

A utilização de painéis de parede estruturais de aço é pouco freqüente no Brasil. Praticamente não existem fábricas destes produtos pré-fabricados. Algumas iniciativas se restringem a obras isolados, não representando nenhuma nova tendência. Em virtude disto não será estudado neste livro a resistência destes elementos, embora as prescrições constem do AISI-91.

## 2.3 - Métodos de Formação de Perfis

Dois métodos normalmente são utilizados na fabricação dos perfis de chapa dobrada a frio:

1-Dobragem de chapas a frio

2-Perfilagem de chapas a frio

### 2.3.1 - Dobragem de Chapas a Frio

No processo de dobragem de chapas a frio utilizam-se de equipamentos denominados dobradeiras hidráulicas. Encontram-se no mercado dobradeiras com capacidade para dobrar tiras de chapa com comprimento de 3000mm, 4000mm e 6000mm. Sob condições especiais podem ser fabricadas dobradeiras de até 12000mm de comprimento.

A dobragem é executada a partir de uma tira de chapa previamente cortada em guilhotina hidráulica de acordo com o comprimento da dobradeira. A operação consiste no movimento de uma ferramenta superior em forma de barra, atuando contra outra inferior imóvel. Estas barras são removidas conforme o tipo de dobra desejada. Este processo de fabricação é utilizado tanto para a produção dos perfis de chapa fina, como para os perfis de chapa grossa. Normalmente a velocidade de produção não ultrapassa 40m/min.

### 2.3.2 - Perfilagem de Chapas a Frio

No processo de perfilagem de chapas a frio utilizam-se de equipamentos denominados de perfiladeiras. O equipamento pode ser desde uma simples perfiladeira de seis rolos, até uma bateria de vários rolos dispostos em uma pista de produção.

A perfilagem é executada a partir de uma pequena bobina de chapa, previamente formada, cuja largura corresponde ao comprimento das paredes do do perfil quando desenvolvidas. Este processo, normalmente, é utilizado para fabricação de perfis com chapas de espessura de até 3mm. As chamadas telhas de aço galvanizado (veja-se Fig.-2.2) são produzidas por este processo. Seções simples tipo U-simples, U-enrijecido, cartola, tubos de circulares e retangulares podem ser fabricados por este processo. A velocidade de produção varia com o tipo da seção transversal e espessura da chapa. A produtividade usual varia de 20 a 46m/mim, podendo chegar em casos especiais a 90m/mim. O corte transversal dos perfis também é automático, geralmente, feito por policorte.

## 2.4 - Considerações Gerais para Projeto

Os perfis dobrados, em virtude da grande esbeltez das suas paredes e da influência dos processos de fabricação a frio, têm características que os diferem do dimensionamento dos perfis pesados laminados ou soldados. A seguir são discutidas algumas considerações importantes para o projeto dos perfis dobrados.

### 2.4.1 - Flambagem Local e Resistência Pós-Flambagem de Paredes Comprimidas Enrijecidas

As paredes dos perfis de chapa dobrada a frio, normalmente, são muito esbeltas. Isto faz com que estas paredes se tornem instáveis localmente em um nível de tensão menor que o limite de escoamento do aço da chapa, quando submetidas a tensões de compressão, compressão e flexão, cisalhamento, ou corrugação. A flambagem local é um dos critérios predominantes no dimensionamento destes perfis.

Desde o início do século é conhecido que mesmo após ser atingida a tensão de flambagem elástica em uma parede de um perfil, o mesmo continua recebendo acréscimo de carga, sem atingir a ruína. A este fenômeno da-se o nome de resistência pós-flambagem. Alguns perfis, dependendo do tipo de seção, pode apresentar carga última de ruína corespondente até 4 vezes a carga teórica de flambagem. Desta forma, como as paredes das seções de chapa dobrada são muito esbeltas, estes perfis trabalham eminentemente em regime de resistência pós flambagem. Estas considerações levam, evidentemente, a grande economia de material no dimensionamento, razão pela qual as normas incorporam estes critérios em seus procedimentos de cálculo.

### 1.4.2 - Rigidez a Torção

$$I_t = \frac{I}{3} \sum_{i=1}^n l_i t_i^3 \quad (2.1)$$

Os perfis abertos de parede fina, nos quais se enquadram as seções de chapa dobrada a frio, têm rigidez a torção proporcional ao cubo da espessura da chapa onde:

$I_t$  : momento de inércia a torção do perfil de parede fina aberta

$L_i$  : comprimento do elemento  $i$

$t_i$  : espessura da chapa

$n$  : número de paredes que compõem a seção transversal

Nos perfis de chapa dobrada a espessura  $t$  é constante na seção e, normalmente, muito pequena. Assim, rigidez a torção também é muito baixa. Nas seções monossimétricas o centro de torção e de gravidade não são coincidentes e nas situações de projeto as cargas, muitas vezes, não passam pelo centro de cisalhamento, provocando torção na seção. Somando este último aspecto à pequena rigidez a torção das seções, o estado limite de flambagem por flexo-torção é critério dominante no dimensionamento dos perfis de chapa dobrada a frio.

### 2.4.3 - Enrijecedores de Paredes Comprimidas

A adoção de enrijecedores de borda em perfis laminados e soldados não é viável economicamente. Nos perfis dobrados a frio a utilização de enrijecedores de virada de borda, não só é prático, como aumenta muito a capacidade de carga das seções, conduzindo a dimensionamentos mais econômicos.

### 2.4.4 - Variação das Propriedades Geométricas de Seções com Paredes Comprimidas Não Enrijecidas

A solução analítica exata para a consideração da resistência pós-flambagem é matematicamente muito complicada, pois entra no campo dos grandes deslocamentos. Além disso, a distribuição de tensões, normalmente, não é constante ao longo de uma mesma parede após o início da flambagem na sua região central. Desta forma, utiliza-se de um modelo teórico em que uma largura efetiva  $b_{ef}$  (menor ou igual a largura plana total da parede em análise) resiste a carga total, submetida a uma tensão uniforme em seu comprimento. Assim, as propriedades geométricas da seção transversal podem ser reduzidas em função da esbeltez das paredes comprimidas e do nível de tensão externo introduzido.

### 2.4.5 - Ligações

Em perfis de dobrados a frio as chapas que compõem os sistemas de ligações, normalmente, são muito mais finas que as utilizadas em estruturas fabricadas com perfis laminados a quente, ou soldados. Também nos perfis de chapa dobrada, o patamar de escoamento do aço pode ser menor. Estes dois fatores combinados alteram a resistência a tração e ao esmagamento de chapas nas ligações parafusadas, quando comparadas com os perfis laminados.

A adoção de chapas muito finas em estrutura de perfis dobrados, comparadas com as utilizadas em estruturas em perfis pesados, conduz a comportamentos bastante diferentes para as ligações soldadas.

#### **2.4.6 - Resistência a Corrugação da Almas de Vigas**

Nos perfis de chapa dobrada não é prático o uso de enrijecedores de alma. As almas normalmente são muito esbeltas. Desta forma o estado limite de corrugação da alma é, frequentemente, um critério de verificação da capacidade de seções.

#### **2.4.7 - Limitações de Espessuras**

As espessuras mínimas de chapas dobradas citadas no item 2.2 não devem ser encaradas como limitações. Os limites inferiores de 1,90 mm para os perfis estruturais referem-se exclusivamente à resistência à corrosão. Assim, caso as paredes da seção atendam aos limites máximos de esbeltez e não sejam ultrapassadas as cargas limites prescritas pelo AISI-91, as chapas podem ter espessuras menores que o valor acima, desde que a proteção à corrosão seja adequada.

#### **2.4.8 - Análise Plástica das Estruturas**

Os perfis de chapa dobrada apresentam esbeltez de suas paredes muito elevada. Isto geralmente impede a abertura de rótulas plásticas sem que ocorra flambagem local das paredes da seção transversal. Desta forma, o AISI-80 não inclui em suas especificações a possibilidade de análise plástica de estruturas. Contudo, a partir da edição de 1980 o AISI acrescentou em suas prescrições critérios que consideram uma reserva inelástica de resistência no dimensionamento de barras fletidas.

#### **2.4.9 - Método Linear para a Determinação das Propriedades Geométricas das Seções Transversais**

O método consiste em considerar que a massa da seção está concentrada ao longo de sua linha média. Nos perfis de chapa dobrada como a espessura  $t$  da chapa é constante, os elementos de área podem ser substituídos por segmentos de linha retos e curvos. Após o cálculo das propriedades geométricas das linhas, a espessura  $t$  é introduzida no cálculo. Assim, a área total  $A = L \times t$ , e o momento de inércia da seção  $I = I' \times t$ , onde  $L$  é o comprimento total de todos os elementos lineares e  $I'$  é o momento de inércia da linha média da seção. A Fig.-2.3 apresenta as propriedades geométricas de elementos lineares típicos de perfis de chapa dobrada. O exemplo 2.1 ilustra a aplicação do método linear.

$$I_1 = \frac{l^3}{12}, \quad I_2 = 0$$

$$I_3 = l a^2 + \frac{l^3}{12} = l \left( a^2 + \frac{l^2}{12} \right)$$

$$I_3 = l a^2$$

$$I_1 = 0, \quad I_2 = \frac{l^3}{12}$$

$$I_2 = \left( \frac{\sin^2 \theta}{12} \right) l^3 = \frac{l m^2}{12}$$

$$I_{12} = \left( \frac{\cos \theta \sin \theta}{12} \right) l^3 = \frac{l m n}{12}$$

$$I_1 = \left( \frac{\cos^2 \theta}{12} \right) l^3 = \frac{l n^2}{12}$$

$$I_3 = l a^2 + \frac{l n^2}{12} = l \left( a^2 + \frac{n^2}{12} \right)$$

$$I_1 = I_2 = 0,149 R^4, \quad I_{12} = -0,137 R^4$$

$$l = 1,57 R, \quad c = 0,637 R$$

$$I_3 = I_4 = 0,785 R^4, \quad I_{34} = 0,5 R^4$$

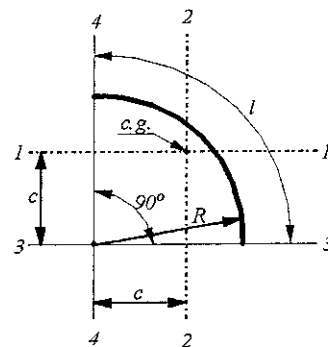
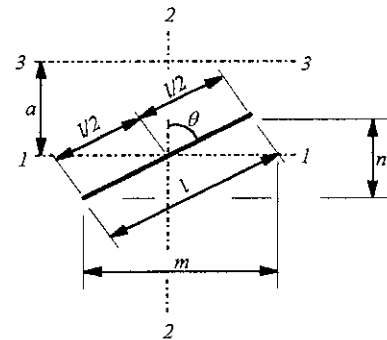
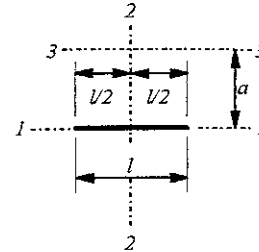
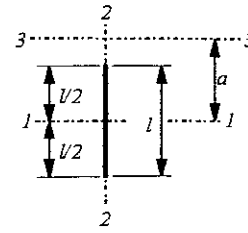


Fig.-2.3 Propriedades geométricas de linhas

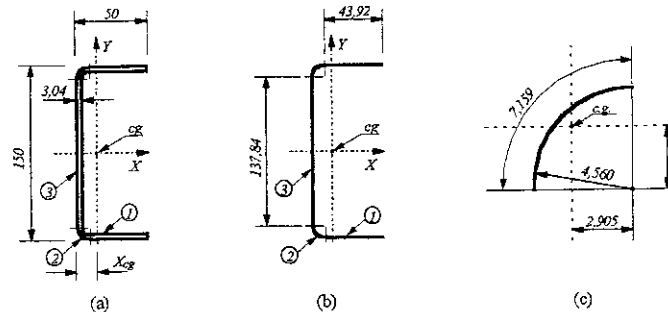


Fig. 2.4 - Exemplo 2.1

**Exemplo 2.1** - Determine as propriedades geométricas do perfil U-simples mostrado na figura 2.4 usando o método linear - adote o raio de dobramento interno igual a espessura da chapa ( $R=t$ )

Solução: A linha média da seção transversal é mostrada na Fig.-2.4.a. Assim,

1. *Largura da mesa (parede 1)*

$$L_1 = 50 - 2 \times 3,04 = 43,92 \text{ mm}$$

2. *Distância do eixo-x ao centro médio da mesa*

$$y = 75 - \frac{3,04}{2} = 73,48 \text{ mm}$$

3. *Cálculo das propriedades da parede curva (Parede 2)*

$$L_2 = 1,57 \times 4,560 = 7,159 \text{ mm}$$

$$c = 0,637 \times 4,560 = 2,905 \text{ mm}$$

$$R' = 3,04 + \frac{3,04}{2} = 4,560 \text{ mm}$$

4. *Largura da alma (parede 3)*

$$L_3 = 150 - 4 \times 3,04 = 137,84 \text{ mm}$$

5. *Distância do eixo-x ao CG da parede curva*

$$\frac{137,84}{2} + 2,905 = 71,825 \text{ mm}$$

6. *Momento de inércia da linha média da chapa de aço*

$$\text{Mesa: } 2 \times 4,392 \times 7,348^2 = 474,28 \text{ cm}^3$$

$$\text{Curvas: } 2 \times 0,7159 \times 7,183^2 = 73,87 \text{ cm}^3$$

$$\text{Alma: } \frac{13,784^3}{12} = 218,25 \text{ cm}^3$$

$$\therefore I'_x = 474,28 + 73,87 + 218,25 = 766,40 \text{ cm}^3$$

7. *Momento de inércia real em relação ao eixo-x*

$$I_x = I'_x \cdot t = 766,40 \times 0,304 = 232,99 \text{ cm}^4$$

8. *Módulo resistente elástico em relação ao eixo-x*

$$W_x^t = W_x^c = \frac{I_x}{H/2} = \frac{232,99}{7,50} = 31,07 \text{ cm}^3$$

9. *Área da seção transversal*

$$A = (2 \times 4,392 + 2 \times 0,7159 + 13,784) 0,304 = 7,30 \text{ cm}^2$$

10. *Massa por unidade de comprimento*

$$M = 7,30 \times 0,785 = 5,73 \text{ Kg/m}$$

11. *Raio de giração em relação ao eixo-x*

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{232,99}{7,30}} = 5,65 \text{ cm}$$

12. *Distância entre o CG e a face externa da alma*

**Tabela-2.1** Determinação de  $X_{CG}$

Parede	Comprimento $L_i$ (cm)	$X_i$ (cm)	$L_i \cdot X_i$ (cm <sup>2</sup> )
1	$2 \times 4,392 = 8,784$	2,804	24,630
2	$2 \times 0,716 = 1,432$	0,318	0,455
3	13,784	0,152	2,095
$\Sigma$	24,000		27,180

$$X_{CG} = \frac{\sum L_i X_i}{\sum L_i} = \frac{27,180}{24,000} = 1,13 \text{ cm}$$

13. *Momento de inércia em relação ao eixo-y*

$$\sum L X_{CG}^2 = -24,000 \times 1,13^2 = -30,65 \text{ cm}^3$$

$$I_y' = 14,12 + 69,53 - 30,65 = 53,00 \text{ cm}^3$$

$$\therefore I_y = I_y' \cdot t = 53,00 \times 0,304 = 16,11 \text{ cm}^4$$

$$2I_1' = \frac{2 \times 4,392^3}{12} = 14,12 \text{ cm}^3$$

$$\sum L_i X_i^2 = 8,784 \times 2,804^2 + 1,432 \times 0,318^2 + 13,784 \times 0,152^2 = 69,53 \text{ cm}^3$$

14. *Módulo resistente elástico em relação ao eixo-y*

$$W_y = \frac{16,11}{3,87} = 4,15 \text{ cm}^3$$



15. *Raio de giração em relação ao eixo-y*

$$\sqrt{\frac{16,11}{7,30}} = 1,49 \text{ cm}$$

16. *Constante de torção de St. Venant*

$$I_t = \frac{I}{3} \sum_{i=1}^n l_i t_i^3 = \frac{0,304^3}{3} (2 \times 4,392 + 2 \times 0,7159 + 13,784) = 0,22475 \text{ cm}^4$$

17. *Distância do centro de gravidade ao centro de cisalhamento*

$$X_o = \frac{b^2}{a + 2b} + \frac{3b^2}{6b + a} = \frac{4,848^2}{14,696 + 2 \times 4,848} + \frac{3 \times 4,848^2}{6 \times 4,848 + 14,696}$$

$$= 2,57 \text{ cm}$$

No item 17 anterior,  $a$  e  $b$  são o comprimento da linha média da alma e da mesa, respectivamente.

### Referências Bibliográficas

[2.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991

[2.2]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

## **3- Materiais**

### **3.1 Considerações Gerais**

O comportamento dos elementos estruturais de aço dependem fundamentalmente das propriedades mecânicas do aço. Desta forma, é muito importante para o projetista estrutural conhecer as principais propriedades dos aços para chapas, perfis, vergalhões, tubos e barras. Aspectos relativos ao desempenho do aço sob temperaturas elevadas, ou em ambientes agressivos, devem ser familiares ao projetista.

A norma brasileira *NBR-8800/86-Projetos de Estruturas de Aço de Edifícios* (ABNT, 1986) apresenta em seu Anexo-A uma relação de 36 tipos de aços destinados aos diferentes tipos de elementos estruturais. Outros aços, que não aqueles especificados pela norma, podem ser utilizados desde que possuam propriedades mecânicas e químicas equivalentes às dos aços recomendados pela norma, conforme estudado adiante neste texto.

A especificação do AISI/91 aplica-se ao projeto de elementos estruturais dobrados a frio, feitos de chapas, tiras, placas ou barras de aço carbono ou baixa liga, com espessuras não maiores que uma polegada e usados para suportar cargas em edifícios e requer o uso de aço de qualidade estrutural como definido pelas prescrições das especificações da “American Society for Testing and Materials” relacionadas na norma. Essa relação apresentada não exclui a utilização de aços com espessura de uma polegada ou acima, encomendados ou produzidos segundo outras especificações que não as relacionadas ou outra especificação publicada que estabeleça suas propriedades e aceitabilidade e que tais aços estejam sujeitos tanto por parte do produtor quanto do comprador, a análises, testes e outros controles tais como: a relação entre o limite de ruptura e o limite de escoamento não ser menor que 1.08, e o alongamento total não ser menor do que 10% para bitolas de 2" de comprimento ou 7% para bitolas de amostra padrão de 8" de comprimento, testadas de acordo com a ASTM A370-77.

Neste capítulo será estudado, também, as principais propriedades mecânicas do aço importantes para o projetista estrutural. As principais formas de produtos metalúrgicos serão apresentadas.

### **3.2 A Fabricação do Aço**

Na sua forma mais simples o aço pode ser definido, de maneira sucinta, como uma liga metálica composta principalmente de ferro, contendo menos de 2% de Carbono. Contudo, na sua

vasta maioria, contendo uma percentagem entre 0,008% e 1%. Nos aço utilizados na fabricação de estruturas metálicas, o limite de carbono é da ordem de 0,3%. Isto lhe confere propriedades específicas sobretudo mecânicas (resistência, ductilidade), bastante exploráveis em Engenharia Civil.

A obtenção de aço, na forma de chapas, perfis e bobinas, a partir de minério de ferro e carvão, decorre de uma série de transformações metalúrgicas e de conformação mecânica. Em linhas gerais, a fabricação do aço compreende o aproveitamento do ferro, contido no minério de ferro, pela eliminação progressiva das impurezas deste último. Na forma líquida, já isento de impurezas do minério, o aço recebe adições de outros elementos que lhe conferem as características desejadas, sendo então solidificado e trabalhado para forma requerida.

Pode-se resumir o processo de fabricação do aço em quatro grandes etapas:

- Preparo das matérias primas - minério de ferro e carvão;
- Produção de gusa;
- Produção de aço;
- Laminação (conformação mecânica).

Em sua composição o aço apresenta certos elementos residuais (enxofre, silício, fósforo, etc.), resultantes dos processos de fabricação, e outros elementos de liga (cromo, níquel, manganês, etc.), propositadamente adicionados à liga de  $F_e-C$  para atingir propriedades especiais. Uma grande diversidade de aços-liga pode ser produzida pela adição de outros elementos ao aço básico. Entre os elementos de liga, os mais importantes são:

- Manganês: Usado praticamente em todo aço comercial. Melhora a resistência mecânica;
- Níquel: Aumenta a dureza, a resistência mecânica e a resistência à corrosão atmosférica;
- Cobre: melhora a resistência à corrosão atmosférica;
- Cromo: Melhora as qualidades de endurecimento e a resistência à corrosão atmosférica;
- Molibidênio: Melhora a temperabilidade e a dureza;
- Vanádio: Melhora as propriedades mecânicas, dureza e características de tratamento térmico;
- Zircônio: Melhora a dureza do aço,
- Boro: Melhora a temperabilidade.

### 3.3 Propriedades Mecânicas Estáticas do Aço

As propriedades mecânicas constituem as características mais importantes dos aços para a sua aplicação no campo da Engenharia Civil, uma vez que o projeto e a execução das estruturas metálicas são baseados no seu conhecimento.

As propriedades mecânicas definem o comportamento dos aços quando sujeitos a esforços mecânicos e correspondem às propriedades que determinam a sua capacidade de resistir e transmitir os esforços que lhes são aplicados, sem romper, ou sem que se verifique deslocamentos excessivos. Contudo, é importante saber que as propriedades dos aços não dependem apenas da sua composição química. Além dela, características ditas microestruturais, resultantes de tratamentos térmicos, deformação mecânica e velocidade de solidificação, conferem aos materiais propriedades físicas, mecânicas e químicas adequadas à aplicação para a qual se destinam.

As principais propriedades mecânicas do aço importantes sob o ponto de vista estrutural, são:

1. Limite de Escoamento ( $F_y$ )
2. Limite de resistência ( $F_u$ )
3. Limite de proporcionalidade ( $F_p$ )
4. Módulo de elasticidade ( $E = 2,05.10^6 \text{ Kgf/cm}^2$ )
5. Dutilidade
6. Soldabilidade
7. Dureza
8. Massa específica ( $\rho = 7850 \text{ Kgf/cm}^3$ )
9. Coeficiente de Poisson ( $\mu = 0,3$ )
10. Módulo de elasticidade transversal ( $G = 7,88.10^5 \text{ Kgf/cm}^2$ )
11. Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha = 12.10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ )
12. Características do diagrama *Tensão-Deformação*

O ensaio de tração do aço, e dos materiais metálicos em geral, é comumente utilizado para determinar os parâmetros fundamentais que caracterizam o comportamento mecânico. Esses parâmetros são utilizados para o controle de qualidade do material, para elaboração do projeto estrutural e para verificação das condições mais adequadas de fabricação da estrutura.

O estudo do ensaio de tração axial é feito a seguir.

### 3.3.1 O Ensaio de Tração Axial

A facilidade de execução e a reprodutividade dos resultados tornam o ensaio de tração axial o mais importante de todos os ensaios de materiais metálicos.

O ensaio de tração consiste em submeter um material a uma solicitação que tende a alongá-lo. Geralmente, o ensaio é realizado num corpo de prova de formas e dimensões padronizadas, para que os resultados obtidos possam ser comparados. Este corpo de prova é fixado numa máquina de ensaio que aplica esforços crescentes na sua direção axial, sendo as medidas de deformação registradas através de um equipamento especial (o mais comum é um extensômetro mecânico). As solicitações são medidas na própria máquina de ensaio e o corpo de prova é levado até a ruptura.

Com este tipo de ensaio, pode-se afirmar que praticamente as deformações promovidas no material são uniformemente distribuídas em todo o seu corpo, pelo menos até ser atingida uma solicitação máxima próxima do final do ensaio. Como é possível fazer com que a carga cresça numa velocidade razoavelmente lenta durante todo o teste, o ensaio de tração permite medir satisfatoriamente a resistência do material. A uniformidade da deformação permite ainda obter medições precisas da variação dessa deformação em função da tensão aplicada. Essa variação, extremamente útil para o Engenheiro, é determinada pela construção da curva *tensão-deformação*, a qual pode ser obtida diretamente pela máquina ou por pontos. Admitindo-se um *modelo de deformação linear* ( $\epsilon = \Delta l / l$ ), as *deformações* são calculadas dividindo-se o alongamento pela distância inicial, entre dois pontos, marcada no corpo de prova antes do ensaio. Desta forma, para que as tensões e as deformações sejam conjugadas, as *tensões* devem ser calculadas como a relação entre a solicitação aplicada no corpo de prova e a área da sua seção transversal original (antes do ensaio).

A uniformidade de deformações termina no momento em que é atingida a solicitação limite suportada pelo material, quando então começa a aparecer o fenômeno da estricção ou diminuição da seção do corpo de prova, nos casos de metais com certa ductilidade, tais como os aços estruturais. A ruptura sempre se dá na região estrita do material, a menos que um defeito interno do material, fora da região, promova a ruptura do mesmo, o que raramente acontece.

Para os materiais metálicos em geral, e para o aço em particular, existem dois tipos de *curvas tensão-deformação*, conforme mostrado na Fig.-2.1. Uma é característica dos aços de escoamento rápido (Fig.-2.1.a) e a outra dos aços de escoamento gradual (Fig.2.1.b). Os aços laminados a quente, normalmente, são de escoamento rápido. Para estes aços o limite de escoamento é bem definido, através de um patamar da *curva tensão-deformação*. De forma diferente, os aços laminados a frio e os tratados termicamente, são aços de escoamento gradual. Para estes, o limite de escoamento não é bem definido.

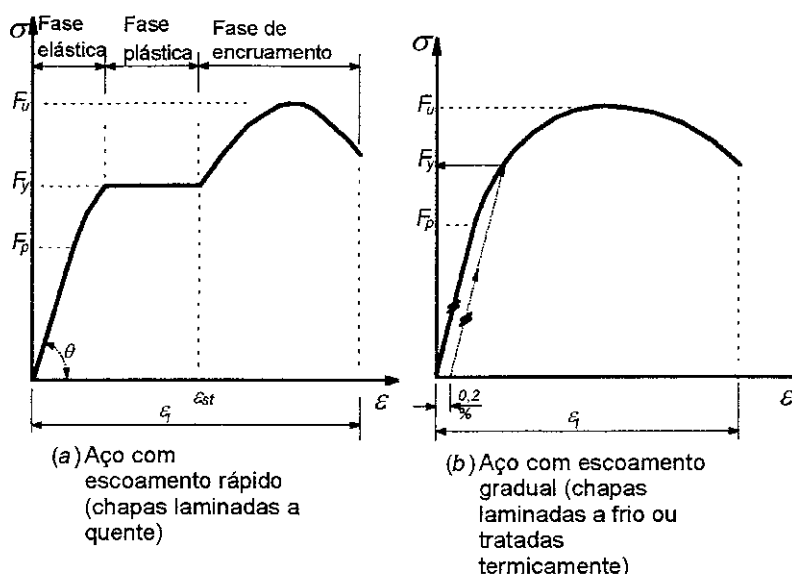


Fig. 3.1 - Curvas típicas tensão-deformação

Na *curva tensão-deformação* obtida do ensaio de tração podem ser definidos os seguintes parâmetros:

### 1. Limite de Proporcionalidade

O limite de proporcionalidade ( $F_p$ ) é definido como o valor máximo de tensão para a qual o material possa ser considerado elástico linear. O limite de proporcionalidade para a maioria dos aços estruturais é da ordem de 0,75 do limite de escoamento ( $F_y$ ), embora algumas normas considerem para projeto, de forma conservadora, um valor reduzido de 0,50 $F_y$  (veja-se o item 2, a seguir).

### 2. Limite de Escoamento

O limite de escoamento ( $F_y$ ) é definido, para os aços de escoamento rápido, como o valor em que a tensão permanece constante, ou praticamente constante, no diagrama tensão-deformação, contudo com variação considerável da deformação. Para os aços de escoamento gradual, define-se um limite convencional de escoamento, que corresponde à tensão necessária para provocar uma deformação permanente de 0,2%. Dependendo da norma de teste de material em referência, este critério pode sofrer algumas variações.

O limite de escoamento do aço é uma propriedade fundamental, tanto para o projeto estrutural, como para o processos de laminação, forjamento e de fabricação estrutural (corte a frio, dobramento e furação, etc.). O limite de escoamento indica, explicitamente, qual é a tensão limite acima da qual se inicia a deformação plástica numa solicitação do estado simples de tração. No caso dos estados complexos de tensão, constitui a constante dos critérios de resistência. Para aplicações estruturais, desde que as cargas sejam estáticas, as tensões de cálculo são geralmente baseadas no limite de escoamento. É uma propriedade altamente sensível à variação de composição química e tratamento térmico do aço.

### 3. Limite de Resistência a Tração

O limite de resistência a tração do aço ( $F_u$ ) é um parâmetro determinado no ensaio de tração e corresponde à relação entre a sollicitação máxima suportada pelo corpo de prova, e a área seção transversal inicial. Deve-se notar que o limite de resistência é calculado em relação à área inicial da seção reta do corpo de prova. Esta é uma observação importante, particularmente para os materiais dúcteis, pois os mesmos sofrem uma redução de área quando solicitados pela ação máxima. Embora a tensão verdadeira que sollicita o material possa ser calculada considerando-se a área real (com estricção da seção), a tensão convencional tal como definida acima, é mais importante para o engenheiro, pois os projetos devem ser feitos com base nas dimensões iniciais. Em outras palavras, somente os diagramas convencionais têm interesse prático, uma vez que as tensões atuantes nas barras de uma estrutura são calculadas também sem levar em conta as estricções anteriores à ruptura.

### 4. Fase Elástica no Diagrama Tensão-Deformação

O intervalo para tensões variando de zero à  $F_p$  (limite de proporcionalidade) é definido como *fase elástica*, onde o comportamento é elástico-linear, com as tensões variando proporcionalmente às deformações. Para um modelo de deformação linear, a relação constitutiva do material (chamado de *Material Hookeano*) é dada por:

$$\sigma = E \epsilon \quad (3.1)$$

onde:

$\sigma$  : tensão conjugada com a deformação

$E$  : coeficiente angular da reta, definido como módulo de elasticidade

$\epsilon$  : deformação.

A deformação elástica é reversível, ou seja, desaparece quando a tensão a sollicitação é retirada.

### 5. Fase Plástica no Diagrama Tensão-Deformação

A fase plástica do diagrama tensão-deformação corresponde ao trecho de tensão constante, ou praticamente constante, mas onde ocorre aumento de deformação. O valor desta tensão que caracteriza o chamado patamar de escoamento, conforme já definido anteriormente recebe o nome de limite de escoamento.

A deformação plástica é irreversível, ou seja, é a deformação permanente provocada quando tensões ultrapassam o limite de escoamento do material.

## 6. Fase de Encruamento no Diagrama Tensão-Deformação

A fase de encruamento é definida como o trecho no diagrama tensão-deformação, que se inicia a partir do fim do escoamento e vai até a ruptura. Nesta fase, novamente, as tensões variam com as deformações, mas não mais linearmente. A taxa de variação de tensão em relação à deformação, na fase de encruamento, é o chamado módulo de encruamento, que é dado pela tangente à curva no ponto considerado. Como o módulo inicial de encruamento  $E_{st}$ , como o valor da deformação correspondente ao início do encruamento  $\epsilon_{st}$ , são importantes para o dimensionamento plástico das estruturas de aço. Os valores de  $E_{st}$  e  $\epsilon_{st}$  são os seguintes para o aço *ASTM-A-36*, cujas propriedades estão detalhadas na Tabela-1.1:

$$\blacksquare E_{st} = 64.000 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\blacksquare \epsilon_{st} = 14\%$$

## 7. Módulo de Elasticidade

Para a fase elástica, onde o comportamento do aço é admitido elástico-linear, o coeficiente angular da reta é definido como sendo o *Módulo de Elasticidade* do Material, ou *Módulo de Young*. Segundo (ABNT, 1986) o valor do módulo de elasticidade para os aços estruturais deve ser adotado igual a  $2,05.10^6 \text{ Kgf/cm}^2$ .

O módulo de elasticidade praticamente não se altera com as modificações de composição química do aço (como o teor de carbono) e com o tratamento térmico. Desta forma, para efeito de projeto o módulo de elasticidade deve ser considerado contante para qualquer tipo de aço.

## 8. Dutilidade

A dutilidade é capacidade que o material possui de se deformar plasticamente até que seja atingida a ruptura. No ensaio de tração é determinada através da deformação plástica ocorrida no corpo-de prova, tanto no que se refere a seu comprimento (alongamento) como a sua seção transversal (estricção). Devido à facilidade de determinação, o alongamento é frequentemente tomado como parâmetro de medida da dutilidade, sendo igual a:

$$\epsilon_l = \frac{L_f - L_i}{L_i} \times 100 \quad (3.2)$$

onde

$\epsilon_l$  : alongamento

$L_f$  : comprimento final do corpo de prova



$L_i$  : comprimento inicial do corpo de prova

A ductilidade dá uma indicação do comportamento do material quanto ao tipo de fratura que pode estar sujeito: fratura dútil, ou fratura frágil; a primeira ocorre com notável deformação plástica do material e a segunda, com pequena, ou nenhuma deformação plástica. Esta propriedade tem uma grande importância nas estruturas metálicas. Ela permite uma redistribuição de tensões localizadas, freqüentemente encontradas nas proximidades de furos, ou de outras mudanças abruptas de geometria. As vigas quando fabricadas de aços dúteis, tem capacidade para sofrer grandes deslocamentos antes de romperem, o que na prática constitui um aviso da existência de tensões elevadas. A norma brasileira de projetos de estruturas de aço (ABNT, 1986) não apresenta um critério geral com um valor mínimo da ductilidade para os aços estruturais. Todavia, outras normas, como por exemplo a (AISI, 1991) e a (CAN, 1984), apresentam requisitos mínimos de ductilidade ( $\epsilon_f \geq 10\%$  e  $F_u / F_y \geq 1,08$ ) para os aços utilizados em estruturas.

### 3.3.2 Soldabilidade

A soldabilidade se refere a capacidade do aço de ser soldado satisfatoriamente, sem dificuldades, sob condições normais de fabricação. Para aços considerados de boa soldabilidade, os processos de soldagem não precisam ser precedidos de pre-aquecimento nem sucedidos de resfriamento controlado. A soldabilidade é determinada basicamente pela composição química do aço. Varia com o tipo de aço e, também, com o processo de soldagem.

Os aços estruturais, normalmente, utilizados no Brasil (veja-se Tabela-2.1) são soldáveis com todos os processos de soldagem.

### 3.3.3 Dureza

A propriedade mecânica denominada dureza é largamente utilizada na especificação de materiais, nos estudos e pesquisas mecânicas e metalúrgicas e na comparação de diversos materiais.

A dureza é definida pela resistência da superfície do material à penetração, risco ou abrasão. Existem várias escalas para a medida da dureza dos metais, sendo que as mais comuns são *Brinell*, *Vickers*, *Rockwell* e *Meyer*. A escala *Brinell* de dureza é um índice de medida da dureza calculado a partir da área de penetração de uma esfera metálica no material. As escalas *Vickers* e *Rockwell* são determinadas de maneira semelhante. O valor da dureza na escala *Rockwell* é adimensional, enquanto que nas demais (*Brinell* e *Vickers*) a dureza é medida em  $Kgf/cm^2$ .

Esta propriedade é de particular interesse para se avaliar a resistência ao desgaste do material, para medir o grau de endurecimento superficial por tratamento térmico. É também usada para estimar aproximadamente o limite de resistência a tração ( $F_u$ ) de um corpo de prova. Isto é

particularmente útil em durante o reforço de estruturas, quando não se conhece as propriedades mecânicas o aço utilizado. Para o caso de aços, existe relações empíricas, aproximada, entre a dureza *Brinell* e o limite de resistência a tração. As relações são as seguintes:

$$\blacksquare \text{ Aços carbono} \quad F_u \approx 34 \text{ HB} \quad (3.3);$$

$$\blacksquare \text{ Aços de baixa-liga} \quad F_u \approx 33 \text{ HB} \quad (3.4).$$

onde

$F_u$  : limite de resistência a tração do aço ( $\text{Kgf/cm}^2$ )

$\text{HB}$  : dureza *Brinell* ( $\text{Kgf/cm}^2$ ).

### 3.3.4 Coeficiente de Poisson

A relação entre a deformação transversal e a axial é conhecida como coeficiente de *Poisson*. Para os aços estruturais, o coeficiente de *Poisson* é aproximadamente igual a 0,3 no regime elástico e igual a 0,5 no regime plástico. Para os aços estruturais, os valores da tensão de escoamento, do módulo de elasticidade e do coeficiente de *Poisson* em compressão (sem flambagem) e tração, são aproximadamente iguais.

### 3.3.5 Módulo de Elasticidade Transversal

As curvas *tensão-deformação* para os corpos de prova sujeitos a tensões de cisalhamento são, em geral, semelhantes às curvas obtidas para tensões de tração.

A inclinação do trecho inicial da reta de um diagrama *tensão-deformação* para cisalhamento é o módulo de elasticidade transversal. De acordo com a teoria da Elasticidade, o módulo de elasticidade transversal está relacionado ao coeficiente de Poisson  $\mu$  e ao módulo de elasticidade longitudinal  $E$  pela seguinte equação:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (3.5).$$

Assim, o valor de  $G$  para os aços estruturais, segundo (ABNT, 1986) é  $7,88.10^5 \text{ Kgf/cm}^2$ .

Para chapas de aço, segundo o critério de ruína de *Von Mises*, a tensão teórica de escoamento ao cisalhamento é dada por:

$$\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} \approx 0,577 F_y \quad (3.6)$$

onde

$\tau_y$  : tensão de escoamento ao cisalhamento

$F_y$  : limite de escoamento do aço.

As normas de projeto, freqüentemente, adotam o valor desta tensão igual a  $0,6F_y$ . Resultados de ensaios de laboratório indicam que a resistência última ao cisalhamento para chapas de aço varia de 0,67 a 0,75 do limite de resistência a tração do aço ( $F_y$ ).

### 3.3.6 Efeito da Temperatura

O efeito da temperatura sobre o aço é muito importante. Em geral, as informações disponíveis para as propriedades mecânicas dos aços referem-se à temperatura ambiente. Contudo, o aço sofre sensíveis modificações de suas propriedades mecânicas com a elevação ou redução da temperatura. As temperaturas baixas podem conduzir à ruptura frágil, enquanto que as temperaturas elevadas diminuem a resistência mecânica, reduzindo o limite de escoamento, resistência e o módulo de elasticidade, podendo, inclusive, eliminar o encruamento. Em torno de 500 °C, os limites de escoamento e de resistência dos aços estruturais caem para aproximadamente 50% dos valores correspondentes à temperatura ambiente, enquanto que o módulo de elasticidade reduz-se para cerca de 60%. Para temperaturas da ordem de 900 °C, os aços perdem praticamente toda a sua resistência.

## 3.4 Critérios Gerais de Seleção de Aço Estrutural

O termo *aço estrutural* usado no texto inclui todos os aços que, devido a sua resistência, ductilidade, e outras propriedades, são adequados para o uso em elementos estruturais que suportam ações.

Um grande número de aços estruturais, com limite de escoamento que variam de 1950 a 7000 Kgf/cm<sup>2</sup>, encontra-se disponível sob a forma de chapas, perfis laminados, tubos e barras. As chapas e os perfis destinados à pontes, edifícios, equipamentos de transporte e aplicações semelhantes, são geralmente fornecidos sob a denominação de *qualidade estrutural*.

A escolha do aço mais adequado para uma determinada utilização estrutural, a um custo de aquisição e fabricação mínimo, é um procedimento que deve levar em conta diversos fatores:

- Disponibilidade do aço no mercado
- Padronização das composições do aço e dimensões dos semiprodutos
- Facilidade de fabricação dos componentes.

A disponibilidade dos aços no mercado é um fator econômico importante de escolha, pois não só permite o suprimento nas quantidades e no tempo necessário ao processo produtivo, como, também, contribui para a redução dos custos de aquisição de matéria-prima.

A facilidade de fabricação dos componentes está relacionada com soldabilidade, usinabilidade e conformabilidade.

Resumidamente, os aços podem ser agrupados sob três classificações gerais, para as quais as faixas de limite mínimo de escoamento especificadas são, aproximadamente, as seguintes:

- Aços-carbono, *1950 a 2600 Kgf/cm<sup>2</sup>*.
- Aços de alta resistência e baixa liga, *2900 a 3750 Kgf/cm<sup>2</sup>*.
- Aços-liga para construção, tratados termicamente, *6300 a 7000 Kgf/cm<sup>2</sup>*.

Os preços dos vários aços variam consideravelmente, mas, em geral, a relação entre o limite de escoamento e o preço médio *FOB* do Kilo de aço, é mais favorável para os de maior resistência.

Para facilitar a escolha do aço mais adequado para cada utilização, serão feitas descrições dos aços estruturais e suas propriedades.

### 1. Aços-Carbono Estruturais

Define-se como *aço-carbono* aqueles para os quais são especificados apenas os teores máximos de:

- Silício : *0,30%*
- Manganês : *1,10%*

Além dos elementos acima, poderão ser encontrados outros elementos de liga, cujos teores mínimos não são especificados, denominados elementos residuais.

Os aços-carbono são geralmente usados quando forem baixas as solicitações de cálculo e quando a instabilidade for o principal critério de dimensionamento da estrutura. Entre os aços-carbono mais usados em estruturas, no Brasil, estão o ASTM-A-36 e o ASTM-A-570-C.

## 2. Aços de Baixa Liga e Alta Resistência Mecânica

Os aços estruturais com limites de escoamento iguais ou superiores a  $2900 \text{ Kgf/cm}^2$ , que adquirem resistência pela adição de pequenas quantidades de elementos de liga, ao invés de tratamento térmico, são designados de alta resistência e baixa liga. Devem ser utilizados quando forem altas as solicitações e a intabilidade não for o critério principal do dimensionamento.

Existem, também, no mercado nacional aços de alta resistência mecânica e baixa-liga, também resistentes à corrosão atmosférica, disponíveis na forma de chapas, perfis estruturais, barras, tubos estruturais, chapas finas e bobinas. Estes aços apresentam uma combinação de alta resistência, soldabilidade e resistência à corrosão atmosférica. Como consequência desta última, possuem vida mais longa que os aços-carbono. Além disso, em muitas aplicações, inclusive arquitetônicas, que envolvem elementos expostos ao intemperismo (pontes, torres, sistemas estruturais de transponte em mineração, etc.), podem ser usados sem proteção de pintura, devido a formação de uma camada de oxidação superficial, firmemente aderida à superfície, que reduz consideravelmente sua posterior corrosão. Entre os aços de baixa liga mais usados em estruturas, no Brasil, estão o USI-SAC-41, o USI-SAC-50, o COS-AR-COR-500 e o ASTM-A-242.

## 3. Aços-Liga Tratados Termicamente

Aços liga tratados termicamente contêm elementos de liga e, como o próprio nome indica, são tratados termicamente. A sua aplicação no setor de construção está restrita, principalmente, à fabricação de tanques, reservatórios, vasos de pressão e condutos forçados, onde os elevados esforços solicitantes justificam economicamente sua utilização. Portanto, serão analisados com detalhes nos itens seguintes, apenas os aços-carbono e os aços de baixa liga e alta resistência, ambos de uso mais geral na construção.

É importante ressaltar que elementos estruturais fabricados com aço temperado não devem ser soldados nem aquecidos. Estes aços, normalmente, possuem limites de escoamento variando de  $6300$  a  $7000 \text{ Kgf/cm}^2$ .

### 3.4.1 Principais Tipos de Aços Estruturais

O resumo das propriedades mecânicas dos aços estruturais mais frequentemente utilizados, no Brasil, encontram-se na Tabela-2.1. As composições químicas destes aços podem ser obtidas através dos catálogos das usinas siderúrgicas.

**Tabela-3.1** Principais tipos de aços estruturais do mercado

Classificação	Denominação	Produtos	Espessura	$F_y$	$F_u$	Dutibilidade (%)	Aplicação
Aços-Carbono	ASTM-A-36	Chapas	$t \leq 200$	2500	4000	20	Pontes, Edifícios, Torres e Uso estrutural em geral.
	ASTM-A-570-C	Chapas	$0,65 \leq t \leq 5,84$	2320	3656	18-23	Perfis formados a frio usados em estruturas leves de edifícios.
Aços de Baixa Liga	USL-SAC-41	Chapas	$2,00 \leq t \leq 50,8$	2450	4020	19	Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
Aços de Baixa Liga Alta Resistência Mecânica Resistentes à Corrosão	USL-SAC-50	Chapas	$2,00 \leq t \leq 16,0$	3730	4900	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
	COS-AR-COR-400	Chapas	$2,65 \leq t \leq 5,00$	2400	3600	19	Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
	COS-AR-COR-500	Chapas	$2,65 \leq t \leq 5,00$	3750	4900	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
	ASTM-A-242	Chapas	$t \leq 19,0$	3450	4800	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas.
	NIOCOR - 1	Chapas	$3,00 \leq t \leq 76,2$	3450	4850	16	Pontes, Edifícios, Galpões, Reservatórios, Torres, Perfis dobrados a frio, Defensas

Notas referentes à Tabela:

1- Na coluna de Produtos, *Perfis* incluem os perfis laminados tipo **I**, **U**, **H**, Cantoneiras de abas iguais e desiguais.

## Referências Bibliográficas

- [3.1] ABNT, *NBR-8800/86-Projeto de Estruturas de Aço de Edifícios*, ABNT, 1986.
- [3.2] Açominas, *Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas metálicas*, SDI/MD, v. I, Brasília, DF, 2ª edição, 1989.
- [3.3] Cardoso, F. F. et All, *Projeto e Construção de Edifícios de Aço: O Material Aço*, EPUSP-FDTE-COSIPA, São Paulo, 1989a.
- [3.4] Cardoso, F. F. et All, *Projeto e Construção de Edifícios de Aço: A Fabricação do Aço*, EPUSP-FDTE-COSIPA, São Paulo, 1989b.
- [3.5] Cardoso, F. F. et All, *Projeto e Construção de Edifícios de Aço: O Uso do Aço na Construção*, EPUSP-FDTE-COSIPA, São Paulo, 1989c.
- [3.6] De Paula, J. H. M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-ENC, 1995.
- [3.7] Filho Bresciani, E., *Seleção de Materiais Metálicos*, Editora da Unicamp, 3ª Edição, 1991.
- [3.8] Queiroz, G., *Elementos das Estruturas de aço*, Edição independente, 4ª edição, 1993.
- [3.9] Sousa, S. A., *Ensaio Mecânicos de Materiais Metálicos*, Edgarg Blücher, 5ª Edição, 1982.
- [3.10] Tarnoczy Jr., E., *Projeto e Construção de Edifícios de Aço: Edifícios de Aço para Fins Habitacionais e Comerciais*, EPUSP-FDTE-COSIPA, São Paulo, 1989.

## 4- Segurança e desempenho

### 4.1- Introdução

Uma estrutura estará segura se não forem ultrapassados os chamados estados limites. Ou seja, em qualquer ponto da estrutura, suas respostas (esforços solicitantes, tensões, deformações, alterações) não poderão ultrapassar estes valores limites. Os valores limites especificados, estão associados aos materiais (no que diz respeito à resistência), à forma da estrutura (no que diz respeito à estabilidade), à utilização (no que diz respeito à vibração, deslocamentos, etc...). Ocorre que as grandezas como ações, seus efeitos e a própria resistência, são grandezas probabilísticas, logo, a *garantia da não ocorrência de um estado limite só pode ser feita também probabilisticamente*. As experiências realizadas nos últimos anos (especialmente nas universidades de Cornell e Missouri-Rolla, para chapa dobrada), acabam por estabelecer através de normas de dimensionamento, um nível de probabilidade de violação dos estados limites suficientemente baixo, aplicando os chamados coeficientes de segurança, que, para o método de dimensionamento LRFD, são aplicados não somente à resistência, mas também às ações.

### 4.2- Estados limites

Estados limites são estados a que uma estrutura chega, a partir do qual a mesma não satisfaz mais a finalidade para a qual fora projetada.

a) Ações (A)- são forças ou momentos externos aplicados à estrutura; também podem ser deformações impostas;

b) Resistência (R)- é a capacidade máxima de um elemento estrutural resistir ao efeito de uma ação.

Logo, o estado limite é tal que, a partir do qual, um elemento estrutural, peça ou conexão, está comprometida. Tal comprometimento pode significar inadequação da estrutura à finalidade à qual estava prevista (como por exemplo, deformações excessivas em locais de leitura de aparelhos manuais de precisão, centros cirúrgicos, asilos, etc...) ou mesmo o colapso da estrutura, quando a mesma entra em ruína. Podemos distinguir, portanto, o Estado Limite Último e o Estado Limite de Utilização.

#### 4.2.1- Estados Limites Últimos

São aqueles relacionados com o colapso ou com outra forma de ruptura estrutural que possa colocar em risco a vida das pessoas. Eles ocorrem quando parte da estrutura, ou a estrutura como um todo, atinge a ruína. As formas típicas de ruína (estados limites últimos mais comuns) estão listadas abaixo:

1- Instabilidade global ou parcial da estrutura



- 2- Deslizamento ou tombamento
- 3- Ruptura por tração, corte ou outro tipo de tensão
- 4- Instabilidade global de barras comprimidas, fletidas
- 5- Instabilidade local de componentes das barras.

É importante lembrar que eventuais simplificações que forem feitas no projeto não podem ignorar o comportamento real da estrutura.

#### **4.2.2- Estados Limites de Utilização**

Também conhecidos por estados limites de serviço, estão relacionados com o desempenho da estrutura, quanto à utilização econômica, integridade dos materiais a ela ligados, bem estar físico e psíquico das pessoas que a ocupam. Entre os estados limites de utilização mais utilizados, distinguem-se:

- 1- Deformações permanentes
- 2- Deslocamentos elásticos excessivos
- 3- Vibrações
- 4- Corrosão.

Vale lembrar, quanto aos estados limites de utilização, que a sobrecarga de utilização pode mudar (por exemplo, edifícios residenciais sendo usados como escritórios).

### **4.3- Métodos de Dimensionamento**

Antes de introduzirmos os processos normativos de cálculo, é importante a definição dos tipo de ações a que as estruturas estão submetidas.

Ações nominais- é o valor fixado nas normas de carga. Na verdade, são esforços puros, retirados dos diagramas de esforços simples. Podem ser de três tipos:

- 1- Ações permanentes (D)- são ações praticamente invariáveis no decorrer da vida útil da estrutura; as ações permanentes são devidas ao peso próprio, peso dos revestimentos, instalações, acabamentos e equipamentos fixos em geral.
- 2- Ações variáveis (L)- são ações decorrentes do uso, e que podem variar durante a vida útil da estrutura; sua variação pode ser tanto em módulo, como direção e sentido, sinal ou mesmo posição. Estas ações traduzem-se por sobrecargas decorrentes do uso (logo, são temporárias), ocupação da edificação (equipamentos, móveis, divisórias empuxo de terra e empuxo hidrostático, vento, variação de temperatura, e outras.

3- Ações excepcionais- são de ocorrência rara, porém desastrosas. Quando ocorrem, são de grande intensidade, como explosões, choques de veículos, abalos sísmicos, etc.

#### 4.3.1- Método das Tensões Admissíveis (ASD)

Neste método as ações nominais (ou seja, puras, sem coeficientes de segurança), são comparadas com as resistências, estas sim, reduzidas por coeficientes de segurança. O MTA é proposto nas especificações da norma AISI-86. Logo, a equação de verificação é a seguinte:

$$S_n \leq \phi R_n \quad (4.1)$$

onde,

$$S_n \leq c \sum A_i$$

$$R_d = \phi R_n$$

$A_i$  = Ação nominal

$c$  = operador que simboliza a transformação de ação em efeito

$\phi$  = coeficiente de segurança de minoração das resistências.

O coeficiente de segurança  $\phi$  é sempre inferior à unidade, já que minora as resistências, e traduz as incertezas relativas às ações e à resistência.

#### 4.3.2- Método dos Estados Limites (LRFD)

Este método está baseado na aplicação de coeficientes de segurança tanto do lado das ações nominais como no lado das resistências. Na verdade, os coeficientes de segurança do lado das ações perfazerão a combinação mais desfavorável, que é aquela cujo valor provocará maior dano na estrutura; ou seja, considera-se o efeito simultâneo dos diversos tipos de ações existentes (D, L e W-vento-), somados não puramente, mas com ponderações que são os coeficientes de segurança das ações. Este método é proposto nas especificações da norma AISI-91 (LRFD- Load and Resistance Factor Design); sua equação de verificação é a seguinte:

$$S_d \leq R_d \quad (4.2)$$

onde,

$$S_d = c \sum \gamma_i A_i = \text{combinação de cálculo}$$

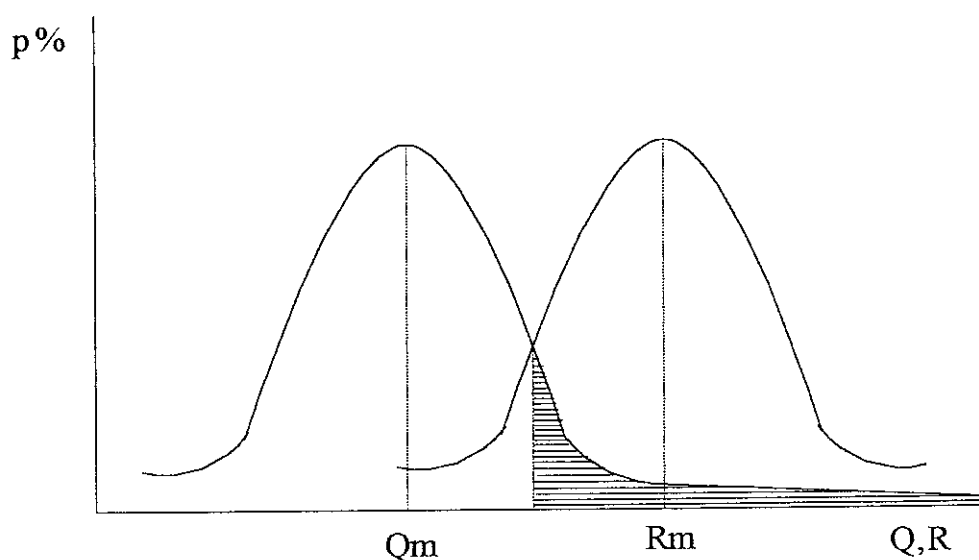
$$R_d = \phi R_n$$

$\lambda_1$  = coeficiente de segurança de majoração da ação nominal  $A_1$

Os outros termos já estão definidos.

#### 4.3.2.1- Índice de Segurança

Se chamarmos a parcela resistiva de  $R$  e a parcela solicitante de  $Q$ , pode-se dizer que um estado limite é violado a partir do momento em que  $R < Q$ . Ora a probabilidade deste evento ocorrer nunca é nula, deste modo, os critérios de cálculo são montados apenas numa probabilidade de ocorrência do citado evento aceitável, desde que pequena. As distribuições de probabilidade de  $R$  e de  $Q$  geralmente não são muito conhecidas, pois se fossem, a probabilidade de  $R < Q$  seria exatamente determinada; todavia, se conhecem os valores médios  $R_m$  e  $Q_m$  e os desvios padrões  $\sigma$  e  $\rho$  são avaliáveis. Logo, se a distribuição de probabilidade fosse exatamente conhecida, como nos sugere o gráfico mostrado na figura 4.1, poderíamos achar a probabilidade da resistência  $R$  ser superada pela solicitação  $Q$ , que, através da curva de Gauss, seria a área hachurada:



**Figura 4.1-** Distribuição hipotética de probabilidade para resistências e solicitações.

Analisando a figura acima, podemos concluir que um método de cálculo seguro é tal que afaste as duas distribuições acima uma da outra, de tal maneira que a área hachurada seja cada vez menor. Os coeficientes de segurança, na verdade, são destinados a afastar estas duas curvas, para que a área hachurada (probabilidade de violação do estado limite) tenha um valor aceitável pequeno.

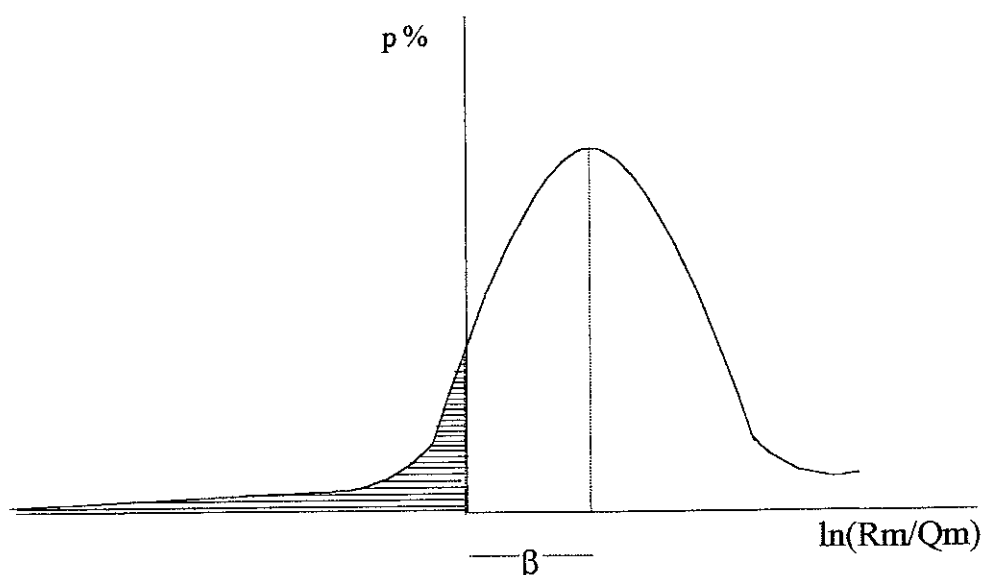
No método do ASD, o coeficiente de segurança só existe no lado resistivo, logo, a única curva transladada é a curva da direita (resistências). O método do LRFD é mais racional, uma vez que não só lança a curva de probabilidades das resistências para a direita, como também aje na distribuição das solicitações nominais, transladando-a para a esquerda.

Não se conhece ao certo a distribuição de probabilidade de uma maneira exata, porém

, é possível avaliar a segurança dos métodos de cálculo através do chamado índice de realidade  $\beta$  (Ellingwood et al. 1980, 1982; Galambos et al. , 1978; Ravindra e Galambos, 1978); este índice de realidade é determinado em função de parâmetros, estes sim conhecidos, tais como a média e o desvio padrão de R e de Q. A equação 4.3 nos apresenta o índice  $\beta$ :

$$\beta = \frac{\ln \frac{R_m}{Q_m}}{\sqrt{\frac{\sigma_r^2}{R_m^2} + \frac{\sigma_q^2}{Q_m^2}}} \quad (4.3)$$

Ora, quando ocorre o evento  $R < Q$ , o numerador da equação acima é negativo; sendo assim, analisando o gráfico da figura 4.2, podemos observar que o índice de realidade  $\beta$  nada mais é que a distância entre o eixo das ordenadas ( $\ln(R/Q)=0$ ) e o eixo que passa pela média dos valores de  $\ln(R/Q)$ . Logo, o estado limite será violado quando a distribuição de Gauss descrita na figura 4.2, estiver num domínio negativo, ou seja, do lado esquerdo do eixo das ordenadas.



**Figura4.2-** Distribuição de probabilidade conhecida do método LRFD

A área hachurada significa a região onde  $R < Q$ , sendo assim, quanto maior é o valor positivo do índice de realidade, mais seguro é o critério de cálculo utilizado. Os coeficientes de segurança, na verdade, transladam a curva acima mais para a direita, aumentando assim o valor de  $\beta$ , e consequentemente a segurança do processo (na figura acima,  $\beta = \beta_0 \cdot \sigma$ , onde  $\beta_0$  é o índice de segurança e  $\sigma$  é o desvio padrão).

Os ensaios realizados nos fornecem a média dos valores das resistências e das solicitações; através da média e do número de eventos, pode-se traçar a distribuição normal acima, e então avaliar a segurança do critério de cálculo. Traçada a distribuição normal acima, os coeficientes de segurança são escolhidos de tal maneira a tornar esta distribuição em sua maioria no quadrante positivo do eixo cartesiano, porém com economia.

Os coeficientes de segurança do lado resistivo,  $\phi$ , para o LRFD, estão relacionados com o índice de realidade  $\beta$ , com a resistência nominal, com a solicitação média e com a resistência média

de uma amostra de eventos (ver Method for Cold-Formed Steel Structural Members- by Ling-En Hsiao, Wei-Wen Yu, Theodore V. Galambos- para a demonstração da equação 4.4); para membros estruturais, o índice de realidade fica por volta de 2.5, resultando na seguinte equação:

$$\frac{R_m}{Q_m} = \frac{1.521}{\phi} \frac{R_m}{R_n} \quad (4.4)$$

Da equação acima nascem os coeficientes de segurança utilizados pelo critério do LRFD.(obs: para conexões, o índice de realidade  $\beta$  fica por volta de 3.5);é importante lembrar que a combinação de cargas usada para se obter os coeficientes desconsidera o efeito de vento, mas somente a pior situação para atuação conjunta de carga devida ao uso, e permanente- $1.2D_n + 1.6L_n$ ; ainda, foi considerada uma razão  $D_n/L_n = 0.2$ . (no capítulo 12, pode-se observar que para esta razão de cargas, o critério LRFD fica mais rigoroso frente ao ASD!).

Para cada tipo de resistência verificada, haverá um coeficiente de segurança distinto. A tabela 4.1 abaixo, nos lista uma série de coeficientes  $\phi$ :

**Tabela 4.1-** coeficientes de segurança (LRFD)

Tipo de Resistência			$\phi$
Enrijecedores	Enrijecedores transversais		0,85
	Enrijecedores de cisalhamento		0,90
Tração			0,95
Flexão	Seções com mesas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas		0,95
	Seções com mesas não enrijecidas		0,90
Flambagem lateral			0,90
Cisalhamento da alma			0,90
Corrugação	Almas sem reforço		0,75
	Seções em I		0,80
Compressão			0,85
Tubos	Flexão		0,95
	Compressão		0,85
Flexão composta	Compressão		0,85
	Flexão	Baseado na resistência	0,90-0,95
		Baseado na flambagem lateral	0,90

A combinação de cálculo  $S_d$ , é calculada pelas equações de combinação. Aconselha-se o uso das seguintes equações:

$$S_{d1} = 1.4D + L \quad (4.5)$$

$$S_{d2} = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R_r) \quad (4.6)$$

$$S_{d3} = 1.2D + 1.5E + (0.5L \text{ ou } 0.2S) \quad (4.7)$$

$$S_{d4} = 1.2D + (1.4L_r \text{ ou } 1.6S \text{ ou } 1.6R_r) + (0.5L \text{ ou } 0.8W) \quad (4.8)$$

$$S_{d5} = 0.9D - (1.3W \text{ ou } 1.5E) \quad (4.9)$$

$$S_{d6} = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ ou } S \text{ ou } R_r) \quad (4.10)$$

Onde:

D = Ação permanente nominal

E = Ação nominal devida a sismos

L = Ação nominal decorrente do uso

$L_r$  = Sobrecarga nominal em cobertura decorrente do uso

$R_r$  = Ação nominal decorrente do empoçamento de água de chuva em cobertura

S = Ação nominal devida à neve

W = Ação nominal devida ao vento

Logo, a combinação de cálculo,  $S_d = \max (S_{d1}, S_{d2}, S_{d3}, S_{d4}, (S_{d5} \text{ ou } S_{d6}))$ ; será usada a combinação  $S_{d5}$ , quando o efeito do vento amenizar o efeito da carga permanente, e será usada a combinação  $S_{d6}$ , caso contrário. Repare que as ações decorrentes do uso “L”, e as ações devidas ao vento “W” podem ou não entrar nas equações de verificação.

Obs: nas especificações do AISI-91, ainda estão relacionadas nas combinações, ações devidas a cargas de neve, e cargas de telhados; porém, em situações práticas, é razoável a adoção das combinações acima.

### Referências Bibliográficas

[4.1]-Hsiao, L, Yu, W. W, Galambos, T. V, *AISI LRFD Method for Cold-Formed Steel Structural Members*, Journal of Structural Engineering- Vol 116, No 2, Fevereiro, 1990.

[4.2]-Climaco, J. C. T. S., *Diretrizes para o Projeto de Edifícios com Estrutura de Concreto Armado*-Notas de Aula, agosto, 1994.

[4.3]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcaton For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991

[4.4]-De Paula, J.H.M., *Projeto e Construção de Edifícios de Aço*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1992

[4.5]-Queiroz, G., *Elementos das Estruturas de Aço*, Edição Independente, Belo Horizonte, 1986

## 5- Resistência e Estabilidade de Elementos Esbeltos

### 5.1) Considerações gerais

Nos projetos em estruturas metálica, o fenômeno da flambagem assume grande importância, especialmente nas estruturas fabricadas com perfis de chapa de aço dobradas a frio.

Nas estruturas fabricadas a partir de perfis laminados soldados, a flambagem local tem menor influência porque nestes casos adotam-se medidas a fim de prevenir tal fenômeno como por exemplo enrijecedores de almas ou mesmo a adoção de perfis com menor relação largura/espessura. Nestes casos, a flambagem global das peças passa a ter maior interesse.

Já os perfis em chapa dobrada possuem relações entre a largura e a espessura das paredes relativamente grandes e por isso a flambagem local é um fenômeno muito comum. A flambagem local se caracteriza pela perda da forma geométrica plana das superfícies das paredes quando uma determinada tensão de compressão (tensão crítica de flambagem) é atingida. A superfície sofre então uma mudança de forma como pode ser observado na figura 5.1.

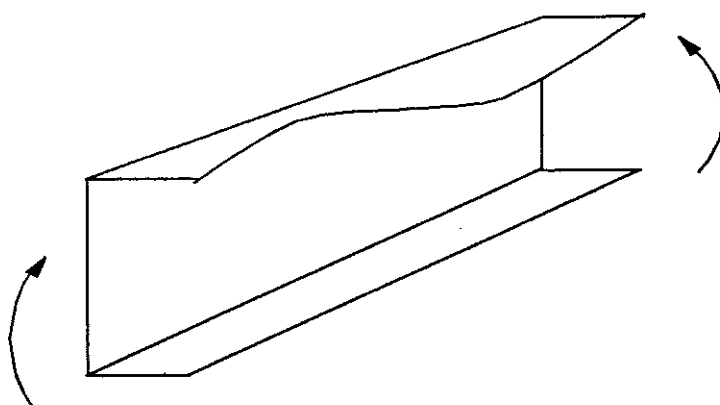


Fig. 5.1 - Flambagem local de parede comprimida

Devido a esta grande esbeltez das paredes, a flambagem local destes perfis pode acontecer com uma tensão inferior à tensão de escoamento de aço utilizado, ocorrendo a flambagem elástica.

Nos projetos em perfis de chapa dobrada, de modo geral, não é viável o emprego de enrijecedores a fim de se evitar a flambagem local. Por esta razão este fenômeno deve ser estudado e requer métodos de análise mais sofisticados. Isto ocorre em vários casos de solicitações em projetos como nas peças à flexão, peças à compressão, cisalhamento e outros.

Sabemos que uma barra comprimida, que é um elemento tratado como unidimensional, quando submetida à compressão com uma tensão igual a tensão crítica de flambagem, perde sua estabilidade indo à ruína. Portanto esta tensão crítica nunca pode ser atingida em projeto.



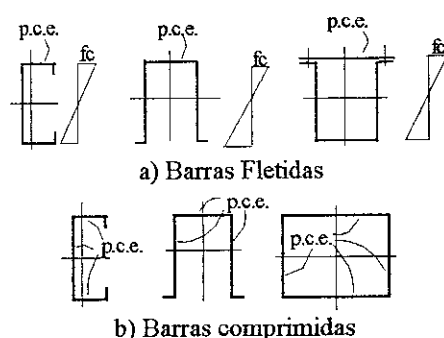
Já no caso da flambagem local de uma parede de um perfil estrutural, tratada como elemento bidimensional, esta não perde totalmente sua estabilidade. Mesmo após ocorrida a flambagem, a parede continua apresentando uma resistência aos esforços. A esta parcela de resistência dá-se o nome de resistência pós-flambagem, que será discutida com mais detalhes no item 5.3.2.

Neste capítulo veremos como considerar esta resistência nos cálculos de uma estrutura. Nos projetos é extremamente interessante, até por razões econômicas, considerar a resistência pós-flambagem, pois como se observa a tensão que pode ser admitida em uma peça não fica limitada à tensão crítica na qual se inicia a flambagem.

## 5.2) Definições gerais

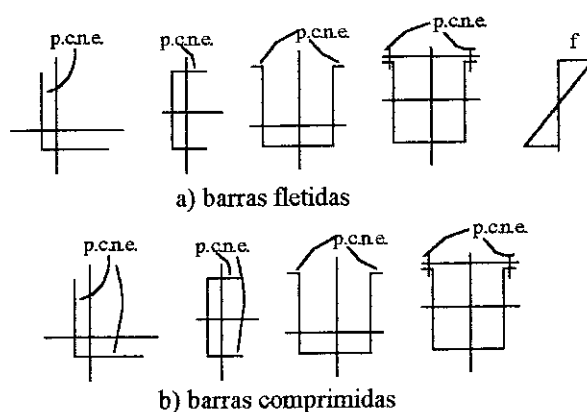
Para as análises deste capítulo algumas definições são necessárias:

1) Paredes comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas (p.c.e.) : é um elemento plano de um perfil o qual é enrijecido nas duas bordas paralelas à direção das tensões. Este enrijecimento pode ser promovido por outra parede ( alma ou mesa), enrijecedores intermediários ou enrijecedores de borda. Como exemplo, veja a figura 5.2:



**Fig. 5.2-** Exemplos de paredes comprimidas enrijecidas (p.c.e.)

2) Paredes comprimidas não enrijecidas: são aqueles elementos planos que possuem enrijecimento em apenas uma das bordas paralelas à direção das tensões (figura 5.3).



**Fig 5.3-** Exemplos de paredes comprimidas não enrijecidas

3) Largura Plana ( $w$ ) : é a largura da porção reta de um elemento, ou seja, a largura total de uma parede descontadas as curvas resultantes do processo de dobramento ( figura 5.4).

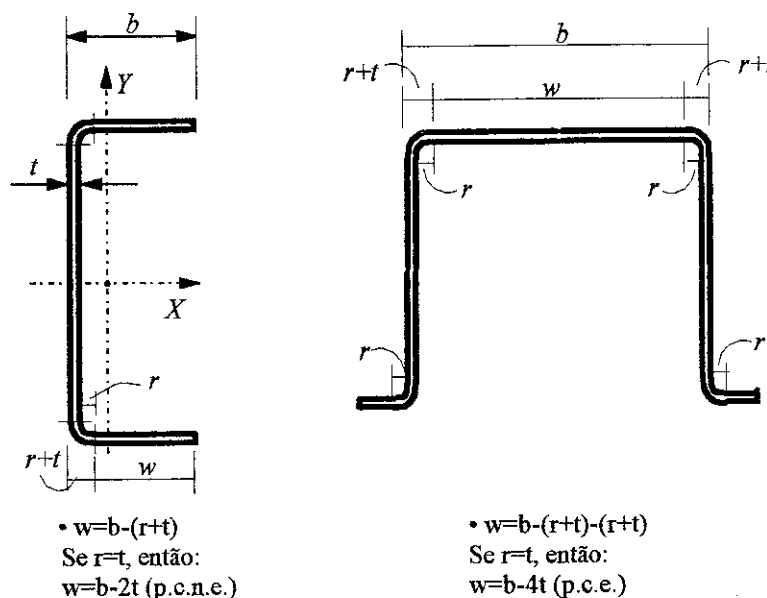


Fig 5.4- Largura plana

4) Relação largura plana - espessura: é a relação entre a largura plana e a espessura de uma parede. A especificações do AISI fixam em seu item B1 os valores máximos que podem ser admitidos para estas relações que são:

■a) para mesas de vigas: o valor máximo para a relação  $w/t$  que pode ser admitido para um perfil de acordo com o AISI 91 é dado por:

- a.1- Elementos comprimidos enrijecidos tendo uma de suas bordas ligada a uma alma ou a uma mesa e a outra borda ligada a:
- |   |    |
|---|----|
| Enrijecedor de virada de borda                            | 60 |
| Outro tipo de enrijecedor tendo $I_s > I_a$ e $D/w < 0.8$ | 90 |
- a.2- Elementos comprimidos enrijecidos com ambas as bordas longitudinais ligadas a outro elemento enrijecido: 500
- a.3- Elementos comprimidos não enrijecidos e elementos com um enrijecedor de borda tendo  $I_s < I_a$  e  $D/w < 0.8$ : 60

As propriedades do enrijecedor,  $I_a$  e  $I_s$  estão definidos no item 5.4.3.

■b) almas de peças: a relação  $(h/t)$  não poderá exceder os seguintes valores segundo as especificações do AISI 91:

- b.1- Para almas não reforçadas:  $(h/t)_{\max} = 200$
- b.2- Para almas providas de enrijecedores transversais satisfazendo o disposto no artigo

B 4.3.2 do AISI-91:

Quando usados enrijecedores de apoio somente,  $(h/t)_{\max} = 260$

Quando usados enrijecedores de apoio e intermediários  $(h/t)_{\max} = 300$

5) espessura (t): espessura da chapa de aço antes do processo de dobramento ( espessura da “chapa virgem”).

6) Largura efetiva: é uma largura reduzida para cálculo das propriedades geométricas para levar em conta o efeito da flambagem local conforme a figura 5.5. Esta largura efetiva será explicada bem como calculada no decorrer deste capítulo.

### 5.3) Comportamento estrutural de elementos esbeltos

#### 5.3.1) Flambagem de Placas Comprimidas Longas

A estabilidade de paredes de um perfil estrutural é tratada teoricamente com base na teoria de pequenos deslocamentos ( deslocamentos da ordem da espessura da chapa). As paredes são tratadas como chapas, ou seja, um elemento plano bidimensional sujeito a carregamentos apenas no seu plano. Por exemplo, o perfil da figura 5.1 está submetido a um momento fletor indicado, e a mesa superior pode ser tratada como uma chapa com a tensão uniformemente distribuída em virtude da sua pequena espessura. A figura 5.6 mostra o caso de uma chapa sujeita a este tipo de carregamento, neste exemplo uma parede comprimida enrijecida na qual toma-se a hipótese de ser simplesmente apoiada nos quatro bordos.

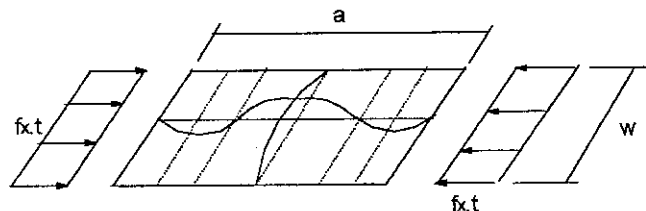
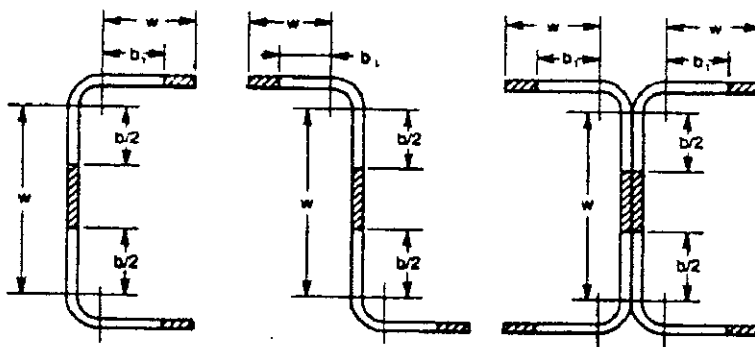
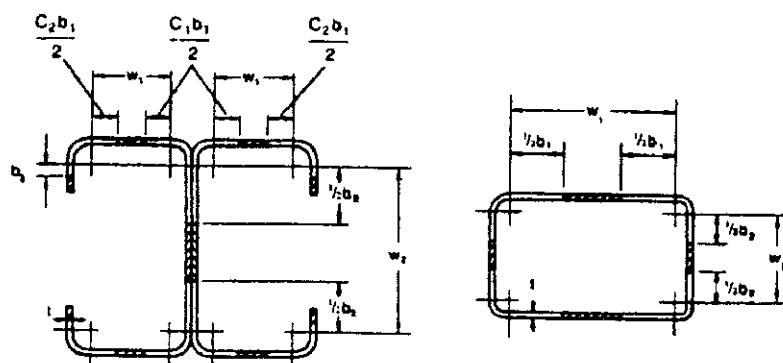


Fig 5.5- Chapa submetida a tensão de compressão

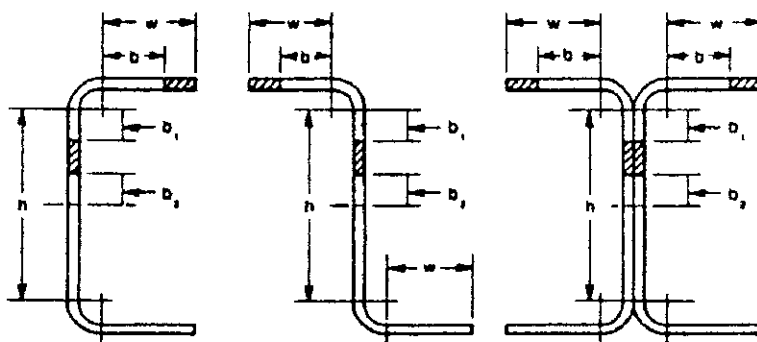
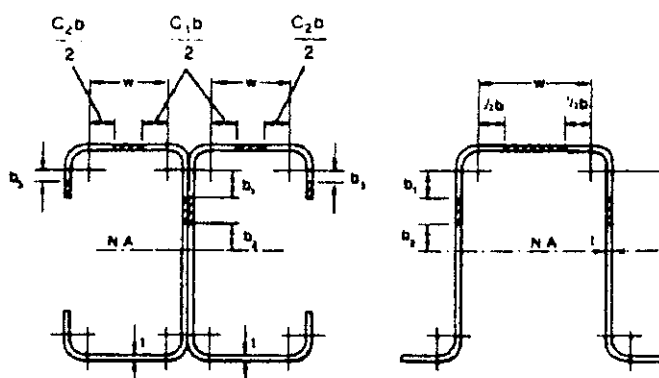
Esta forma de se tratar o problema é análoga para qualquer parede comprimida, sendo que a diferença se faz nas condições de apoio da chapa e na distribuição de tensão à que ela está sujeita.

A teoria de chapas delgadas conduziu à seguinte equação desenvolvida por Bryan:

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} + \frac{12(1-\nu^2)f_x t}{EI} \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} = 0 \quad (5.1)$$



a) Barras comprimidas



b) Barras fletidas

Fig. 5.6- Largura efetiva de paredes

onde:

$E$  = módulo de elasticidade do aço

$I$  = momento de inércia =  $t^3/12$

$\nu$  = coeficiente de Poisson no regime elástico do aço = 0,3

$\omega$  = deslocamento da chapa perpendicular a sua superfície

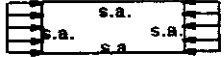
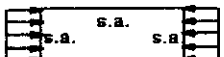
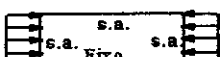
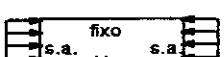
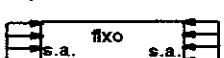
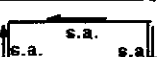

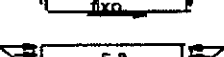
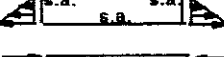
$f_x$  = tensão e compressão na direção x

A solução analítica da equação diferencial acima leva ao valor da tensão crítica de flambagem. A resolução foi desenvolvida por Timoshenko e pode ser encontrada na referência [10]. O valor da tensão crítica de flambagem é dada pela equação:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(w/t)^2} \quad (5.2)$$

O coeficiente  $k$  é um parâmetro que depende das condições de contorno da equação, do tipo de distribuição de tensões na chapa e da relação  $a/w$ . Na tabela 5.1 cita-se os valores de  $k$  para algumas situações de interesse para as paredes.

**Tabela 5.1-** Coeficiente  $k$  para determinação da tensão crítica de flambagem  
(s.a. = simplesmente apoiado)

Caso	Condições de Contorno	Tipo de tensão	Valor de $k$ para placas longas
(a)		Compressão	4.0
(b)		Compressão	6.97
(c)		Compressão	0.425
(d)		Compressão	1.277
(e)		Compressão	5.42
(f)		Cisalhamento	5.34
(g)		Cisalhamento	8.98
(h)		flexão	23.9
(i)		flexão	41.8

As condições de contorno são determinadas pelas condições de apoio da chapa que varia para paredes comprimidas enrijecidas e não enrijecidas. Pode-se observar através da tabela 5.1 que o valor de  $k$  para a situação em que a chapa tem um bordo livre, que é o caso das paredes comprimidas não enrijecidas é bem inferior ao valor de  $k$  para chapa apoiada nos quatro bordos, que é o caso das paredes enrijecidas. Pode-se concluir com isso que uma mesma chapa tem a tensão crítica de flambagem bem maior se esta for enrijecida de alguma forma. Portanto, as paredes comprimidas não enrijecidas são mais suscetíveis à flambagem localizada.

A distribuição de tensões também caracteriza o valor de  $k$ . É de interesse o estudo dos casos de tensão uniformemente distribuída (mesas comprimidas de vigas à flexão, paredes de perfis à compressão), tensão gradiente (almas de vigas à flexão) e cisalhamento.

### 5.3.2) Resistência pós-flambagem

Conforme já mencionado, a parede continua oferecendo certa resistência após o início da flambagem. A explicação para este fato é que ocorre uma redistribuição de tensões, de tal forma que parte das tensões atuantes na parte central da parede que deixa de trabalhar são transferidas para as bordas. A figura 5.7 mostra o exemplo de uma parede comprimida em que a distribuição de tensões deixa de ser uniforme após a flambagem e passa a ter a forma apresentada.

Na figura 5.7a, está representado o diagrama de tensões na parede quando a tensão crítica ainda não foi atingida (uniformemente distribuída). Se a tensão aumenta a um certo valor maior que a tensão crítica de flambagem, mas a um valor inferior à tensão de escoamento a redistribuição de tensões gera um diagrama apresentado na figura 5.7b. A figura 5.7c apresenta o diagrama de tensões tal que a tensão atuante nas bordas da parede atingiu o valor da tensão de escoamento. Neste caso temos a pior situação admitida, visto que tensão de escoamento não deve ser ultrapassada.

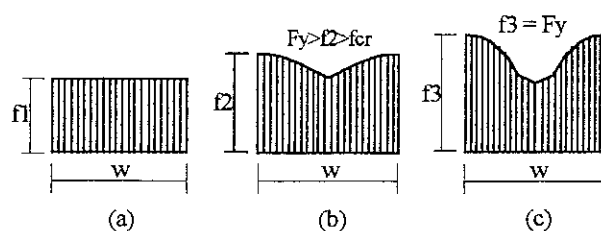


Fig 5.7- Distribuição de tensões após a flambagem

### 5.3.3) Método da Largura Efetiva

O item anterior mostrou o diagrama final de tensões após a redistribuição das tensões devido à flambagem local (figura 5.7c). Este diagrama é caracterizado por uma função  $F(x)$  ao longo da largura a parede e a área abaixo deste diagrama dá uma força resultante que poderíamos associar à resistência da parede a uma certa solicitação. Portanto para uma solução exata para este problema seria necessário conhecer esta função. Para tal deve-se recorrer à teoria de grandes deslocamentos. Em 1910, von Karman baseado nesta teoria apresentou a equação diferencial que determina a função  $F(x)$  apresentada a seguir:



onde:

$$C = \frac{\pi\sqrt{k}}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \quad (5.6)$$

O valor de C no caso de a tensão de escoamento ser atingida é um valor constante como pode-se observar na equação 5.6. Quando a peça está sujeita a uma ação tal que nas bordas de uma parede a tensão de escoamento não seja atingida, ou seja,  $f_{\max} < F_y$ , verificou-se através de extensas pesquisas experimentais que a equação 5.5 pode ainda ser aplicada neste caso, porém o coeficiente C deixa de ser constante passando a depender do seguinte parâmetro:

$$\sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left( \frac{t}{w} \right) \quad (5.7)$$

Este coeficiente C foi determinado então experimentalmente para cada caso, ou seja, para p.c.e. e p.c.n.e.. Assim, o item a seguir mostrará a determinação da largura efetiva em cada caso.

## 5.4) Determinação da Largura Efetiva

### 5.4.1) Paredes Comprimidas Enrijecidas

#### 5.4.1.1) P.c.e. Sujeitas à Tensão Uniforme

Após muitos anos de experiências acumulada pelo AISI, as especificações de 1991 se baseiam na mais recente fórmula para o coeficiente C. Esta equação adotada foi então substituída na equação 5.5 resultando na expressão utilizada hoje pelo AISI e considerada como a mais real para a largura efetiva:

$$b = 0.95t \sqrt{\frac{kE}{f_{\max}}} \left[ 1 - 0.208 \left( \frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{kE}{f_{\max}}} \right] \quad (5.8)$$

A equação acima pode ser reescrita em função da relação  $f_{cr}/f_{\max}$  resultando:

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \left( 1 - 0.22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \right) \quad (5.9)$$

Portanto determina-se b através de:

$$b = \rho w \quad (5.10)$$



onde:

$$\rho = (1 - 0.22/\sqrt{f_{\max}/f_{cr}})/\sqrt{f_{\max}/f_{cr}} = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \leq 1 \quad (5.11)$$

$$\lambda = \sqrt{f_{\max}/f_{cr}} = \sqrt{f_{\max} [12(1-\nu^2)(w/t)^2] / (k\pi^2 E)}$$

91: Substituindo o valor de  $\nu=0.3$  para o aço chega-se à equação de  $\lambda$  encontrada no AISI

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left( \frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f_{\max}}{E}} \quad (5.12)$$

O caso da parede enrijecida é tratado como uma placa suficientemente longa simplesmente apoiada nos quatro bordos de tal forma que o valor de  $k$  pode ser tomado igual a 4 conforme a tabela 5.1. A largura efetiva deve ser determinada segundo os dois casos a seguir:

a) Determinação da capacidade de carga: quando queremos determinar a resistência de uma determinada seção a uma determinada ação, devemos prosseguir da seguinte forma:

1. Se  $\lambda \leq 0.673$ ,  $b=w$
2. Se  $\lambda > 0.673$ ,  $b=\rho w$

onde  $\rho$  e  $\lambda$  correspondem às equações 5.11 e 5.12 respectivamente, com  $k=4$ .

Pode-se observar que o problema da determinação da largura efetiva apresenta uma indeterminação. A largura efetiva  $b$  depende da tensão atuante na parede. No entanto esta tensão depende da posição da linha neutra do perfil e esta última depende obviamente da largura efetiva, uma vez que a redução da largura da parede altera o momento de inércia da seção. No caso de barras fletidas em que o diagrama de tensões tem a forma da figura 5.9, o cálculo pode incorrer em alguns casos a seguir:

1- Linha neutra mais próxima da fibra mais tracionada: neste caso a fibra mais comprimida estará com uma tensão maior que a tensão da fibra mais tracionada. A mesa comprimida pode estar solicitada a uma tensão  $f_c = F_y$ . Se a mesa comprimida sujeita a esta tensão não necessitar ser reduzida ( $\lambda \leq 0.673$ ), é óbvio que para uma tensão menor também não será. Se com a tensão  $F_y$ ,  $\lambda$  for maior que 0,673 então a mesa será reduzida ( $b=\rho w$ ) e uma nova inércia e nova posição da linha neutra deverá ser calculada. Se a nova posição da linha neutra agora não ultrapassar metade da altura da seção, então não é necessário fazer novo cálculo pois prova-se que a tensão atuante será a tensão  $F_y$  e tem-se então o valor final da largura efetiva.

2- Linha neutra mais próxima da mesa comprimida: neste caso, a tensão de escoamento estará atuando na fibra mais tracionada e portanto a tensão máxima de compressão

$f_c$  será menor que  $F_y$ . Portanto não se sabe o valor exato da tensão de compressão. Para calcular é necessário arbitrar-se um valor de tensão e determinar a largura efetiva correspondente. Com este valor calcula-se novo momento de inércia e nova posição da linha neutra. De posse destes valores nova tensão de compressão deve ser calculada. Repete-se então o processo até a estabilização da solução, ou seja, até que se tenha uma convergência para o valor da tensão atuante. Este processo de cálculo está melhor colocado através de fluxograma no capítulo de barras fletidas.

b) Determinação dos deslocamentos: a determinação de flechas é feita da mesma forma que o item a, porém substituindo  $f$  por  $f_d$ , onde  $f_d$  é a tensão atuante com base na seção efetiva para determinação de deslocamentos. Esta tensão  $f_d$  é a tensão atuando na parede comprimida causada pelo momento de serviço, ou seja, momento sem coeficientes de majoração de acordo com os critérios do LRFD porque estamos interessados na flecha real da estrutura. Para o cálculo também não sabemos o valor final da tensão de compressão atuante e o processo é iterativo da mesma forma descrita no caso da determinação da capacidade de carga.

#### 5.4.1.2) Almas e Elementos Enrijecidos Sujeitos à Tensão Gradiente:

Uma alma de uma viga sujeita a flexão é um exemplo de p.c.e com tensão gradiente, pois o diagrama de tensões tem a forma da figura 5.9.

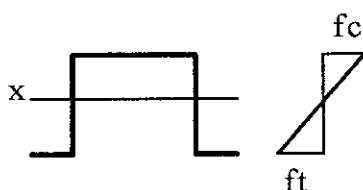


Fig 5.9- Alma de viga sujeita à flexão

A equação da tensão crítica de flambagem para este tipo de carregamento também tem a forma da equação 5.2 e pode-se obter na tabela 1 os valores de  $k$  para este caso que corresponde a placas com bordos engastados ( $k=23.8$ ) e bordos simplesmente apoiados ( $k=41.8$ ). Porém estes valores correspondem ao caso particular de placas suficientemente longas e ainda com a relação  $f_c/f_t=1$  (seção simétrica em relação ao eixo de flexão), sendo  $f_c$  e  $f_t$  os valores das máximas tensões de compressão e de tração respectivamente conforme a figura 5.9.

Na prática observa-se que o valor de  $k$  varia com as relações  $a/h$ ,  $h/t$  e  $f_c/f_t$ . Assim uma solução analítica para este problema é bastante complexa e as especificações do AISI se baseia neste caso em resultados experimentais. De acordo com o AISI-91 a largura efetiva deve ser determinada nos dois casos a seguir:

a) Determinação da capacidade de carga:

Os valores  $b_1$  e  $b_2$  indicados na figura 5.10 são determinadas da seguinte forma:

$$b_1 = b/(3-\psi) \quad (5.13)$$

O valor de  $b_2$  é determinado conforme os casos a seguir:

$$\text{Se } \psi \leq -0.236, \quad b_2 = b_e/2 \quad (5.14)$$

$$\text{Se } \psi > -0.236, \quad b_2 = b_e - b_1 \quad (5.15)$$

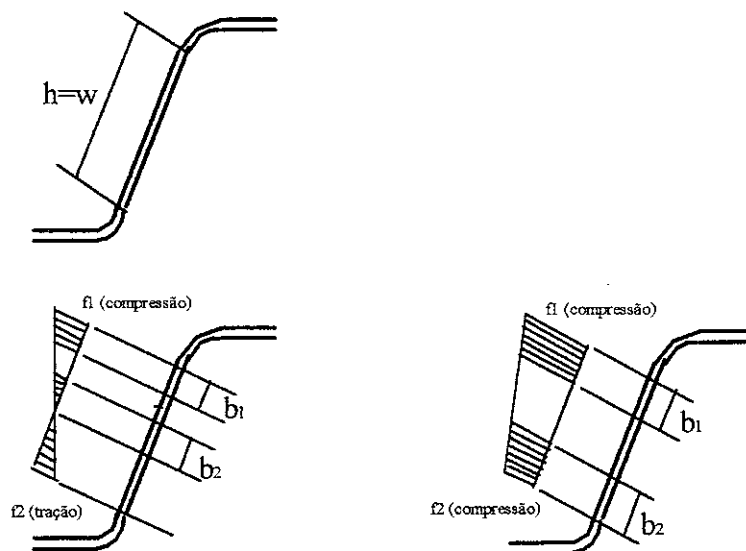


Fig. 5.10- Paredes enrijecidas sujeitas a tensão gradiente

onde  $b_e$  = largura efetiva calculada pelas equações 5.10 a 5.12 com o valor de  $k$  dado a seguir:

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad (5.16)$$

$$\psi = f_2/f_1 \quad (5.17)$$

$f_1, f_2$  são as tensões mostradas na figura 5.10 calculadas com base na seção efetiva. A tensão  $f_1$  é de compressão e deverá ter o sinal positivo. A tensão  $f_2$  pode ser tração ou compressão dependendo do caso, sendo que a tração deve ser tomada como negativa. Caso as duas sejam de compressão, tomar  $f_1$  e  $f_2$  como a maior e a menor tensão respectivamente atuante na alma.

O valor de  $b_1 + b_2$  não deve ser maior que a largura da parte comprimida da alma. Caso no cálculo o resultado ultrapasse este valor, a alma deve ser tomada como totalmente efetiva, ou seja, não será reduzida ( $b_1 + b_2 = w$ ).

b) determinação dos deslocamentos:

O cálculo é feito da mesma forma que no item a, usando as equações 5.13 a 5.17 substituindo  $f_1$  e  $f_2$  por  $f_1^e$  e  $f_2^e$ , onde  $f_1^e$  e  $f_2^e$  são as tensões com base na seção efetiva para determinação da flecha (figura 5.10).

#### 5.4.2) Paredes Comprimidas Não Enrijecidas

#### 5.4.2.1) P.c.n.e. Sujeitas a Tensão Uniforme:

Neste caso adota-se a parede não enrijecida como chapa apoiada em um bordo e livre no outro e de acordo com a tabela 5.1 temos  $k=0,425$ . O AISI 91 adota o valor de  $k=0,43$  para flanges comprimidas para a equação empírica da largura efetiva (eq 5.8).

Desta forma, o cálculo é feito com as mesmas equações do item 5.4.1.1 apenas fazendo  $k=0,43$ . Tem-se também os dois casos a considerar que são na determinação da capacidade de carga e na determinação dos deslocamentos.

#### 5.4.2.2) P.c.n.e. e Enrijecedores de Borda Sujeitos a Tensão Gradiente:

A determinação é feita da mesma forma que no item 5.4.1.2 fazendo  $k=0,43$  e substituindo  $f$  por  $f_3$  (para determinação da capacidade de carga) ou  $f_d$  por  $f_{d3}$  (para determinação dos deslocamentos), sendo  $f_3$  dado conforme a figura 5.11.

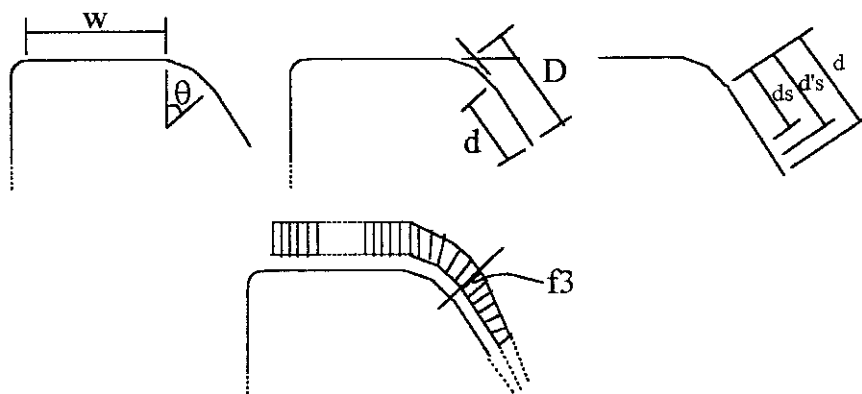


Fig 5.11- Elementos com enrijecedor de borda

#### 5.4.3) Paredes Uniformemente Comprimidas com Enrijecedor de Borda

Os enrijecedores de borda promovem o enrijecimento de uma parede com um simples dobramento da chapa. Como foi observado, este fato aumenta a tensão crítica de flambagem aumentando o coeficiente  $k$  da equação 5.2. Na figura 5.12 aparece alguns exemplos de enrijecedores que têm sido estudados.

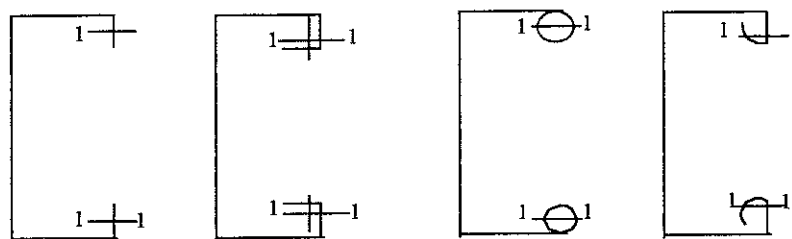


Fig. 5.12- Enrijecedores de borda

No entanto, para que este enrijecedor providencie um apoio contínuo para uma parede,

este deve possuir uma rigidez mínima, pois o enrijecedor também pode flambar localmente deixando de promover este tipo de apoio. Para o caso de paredes com um enrijecedor de borda, as especificações do AISI 91 se basearam em investigações analíticas e experimentais. Para o cálculo da largura efetiva nestes casos é necessário definir os seguintes termos:

$A_s$  = área reduzida do enrijecedor de borda a ser considerado no cálculo das propriedades da seção efetiva;

$A_s'$  = área efetiva do enrijecedor (a curva entre o enrijecedor e a parede não é considerada como parte do enrijecedor);

$b$  = largura efetiva da parede uniformemente comprimida;

$C_1, C_2$  = coeficientes que serão definidos a seguir;

$D$  = altura total do enrijecedor mostrado na figura 5.11;

$d$  = Largura plana enrijecedor mostrada na figura 5.11;

$d_s$  = largura efetiva reduzida do enrijecedor;

$d_s'$  = largura efetiva do enrijecedor;

$I_a$  = momento de inércia que deverá ter o enrijecedor para que a parede comprimida possa ser considerada enrijecida;

$I_s$  = momento de inércia do enrijecedor em relação ao eixo que passa pelo seu centro de gravidade e paralelo a parede que está sendo enrijecida. Corresponde aos eixos indicados na figura 5.12.

$K$  = coeficiente de flambagem;

$n$  = constante que será definida;

$S = 1,28$  raiz de  $E/f$

$t$  = espessura do elemento comprimido;

$w$  = largura plana do elemento comprimido (figura 5.11).

O cálculo da largura efetiva é feito como a seguir:

CASO I:  $w/t \leq S/3$  e  $D/w \leq 0.25$

$$I_a = 0$$

$$b = w \tag{5.18}$$

$$d_s = d_s' \text{ (para enrijecedores de borda)}$$

$$A_s = A_s' \text{ (para outros enrijecedores)}$$

CASO II:  $S/3 < w/t < S$

$$I_a = 399[(w/t)/S - 0,33]^3 t^4 \quad (5.19)$$

$$n = 1/2$$

$$C_2 = I_s/I_a \leq 1$$

$$C_1 = 2 - C_2$$

b é agora calculado com as eqs. 5.10 e 5.11 fazendo k igual a:

$$k = [4,82 - 5(D/w)](I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 5,25 - 5(D/w) \text{ para } 0,8 \geq D/w > 0,25 \quad (5.20)$$

$$k = 3,57(I_s/I_a)^n + 0,43 \leq 4 \text{ para } (D/w) \leq 0,25 \quad (5.21)$$

$$d_s = d_s'(I_s/I_a) \leq d_s' \text{ (para enrijecedores de virada de borda simples)}$$

$$A_s = A_s'(I_s/I_a) \leq A_s' \text{ (para outros tipos de enrijecedores)}$$

CASO III:  $w/t \geq S$

$$I_a = [115(w/t)/S + 5]t^4 \quad (5.22)$$

Os valores de  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $b$ ,  $k$ ,  $d_s$  e  $A_s$  devem ser calculados da mesma forma que no Caso II fazendo agora  $n=1/3$ .

### Referências Bibliográficas

[5.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991

[5.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994

[5.3]-Cheng, J. J., *Projeto de Estruturas de Perfis de Chapa Dobrada - 3º Colóquio de Estruturas de Aço na PUC/RJ*, Julho, 1988

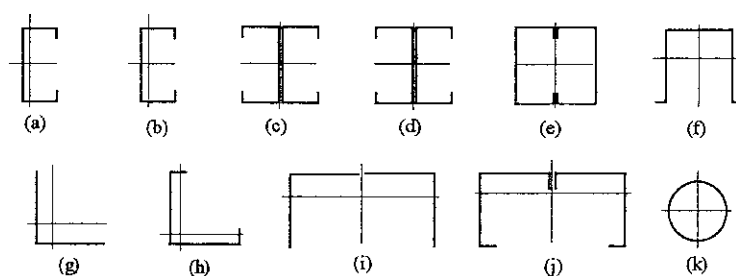
[5.4]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

## 6- Barras Tracionadas

### 6.1- Introdução

O dimensionamento de perfis de aço de chapa dobrada a frio submetida a tração centrada apesar de ser um problema simples de engenharia estrutural apresenta vários aspectos importantes do comportamento estrutural metálico. O comportamento de barras tracionadas difere do comportamento das amostras do ensaio tensão-deformação do aço em função de fatores como tensão residual, imperfeições da barra e do carregamento e devido a furos na seção transversal.

Os principais tipos de seção de chapa dobrada a frio utilizadas como barras tracionadas são mostradas na figura 6.1:



**Fig 6.1-** Seções utilizadas à tração

As seções da figura 6.1 são utilizadas mais frequentemente como elementos componentes de estruturas metálicas em galpões leves de aço. As seções tubulares de seção cilíndrica (fig. 6.1k) são utilizadas frequentemente como treliças espaciais. Um capítulo específico para este tipo de seção faz parte deste texto.

As barras solicitadas exclusivamente a tração axial não são muito frequentes. As exceções ocorrem em barras de sistemas de contraventamento de estruturas, em espaçadores de terças e travamentos de terças de cobertura e fechamentos, bem como em tirantes de estruturas em arco ou banzos paralelos.

Quando uma barra prismática é solicitada exclusivamente por força normal de tração, centrada, podem ocorrer dois tipos principais de estados limites últimos:

- 1- Escoamento da seção bruta (ou da barra como um todo);
- 2- Ruptura da seção líquida.

Entretanto, conforme sejam executadas as ligações de barras, uma excentricidade de aplicação da força de tração é introduzida e conseqüentemente aparecerá uma flexão. Como exemplo, veja a figura 6.2. Nestes casos, a barra deve ser dimensionada à flexo-tração, que será feito no capítulo 9 de flexão composta.

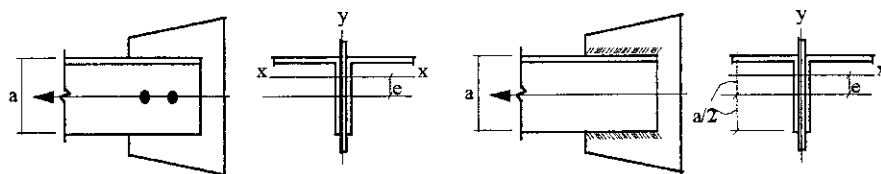


Fig 6.2- Exemplos de flexão excêntrica

Porém em barras de pouca responsabilidade, não sujeitas à fadiga, com ligações de pequena excentricidade, a flexão pode ser desprezada.

O efeito do peso próprio das barras sujeitas à tração provoca o aparecimento de flexão que pode ser desprezada na maioria dos casos usuais em que a projeção horizontal da barra seja pequena e quando se respeita os limites de esbeltez de norma.

## 6.2- Resistência de Barras à Tração

Por causa da redistribuição plástica, as tensões normais devidas a uma força de tração igual ou superior à carga de escoamento de uma seção transversal se distribuem uniformemente nesta seção, ainda que ela contenha furos ou tensões residuais inferiores a  $F_y$ . Desta forma, as resistências amissíveis são:

### 6.2.1- Escoamento da Seção Bruta

Para barras sujeitas à tração centrada, de acordo com as especificações do AISI-91, a resistência à tração,  $\phi_t T_n$ , é dada por:

$$\phi_t = 0.95$$

$$T_n = A_n F_y$$

onde:

$T_n$  = resistência nominal à tração da seção;

$A_n$  = área líquida da seção transversal (sem redução);

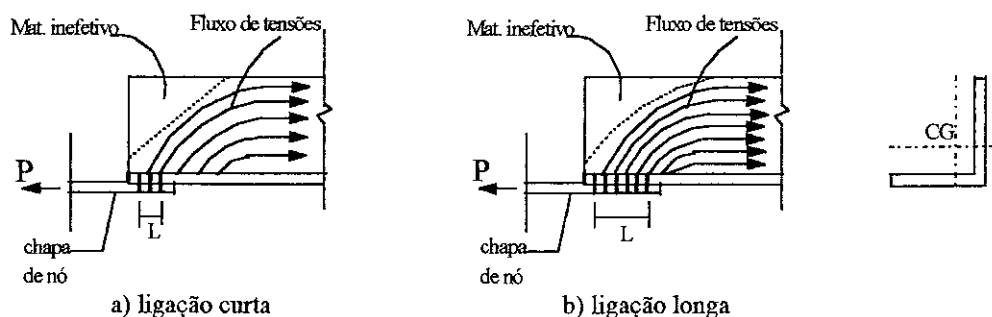
$F_y$  = tensão de escoamento do aço.

### 6.2.2- Ruptura da Seção Líquida Efetiva

Nas estruturas metálicas em geral, para que uma força em uma barra possa ser transferida para outros elementos estruturais, normalmente são utilizadas ligações parafusadas ou soldadas. Nas ligações com parafusos, os furos necessários para conexão reduzem a área da seção transversal da barra. Além desta redução, é necessário considerar a efetividade da área líquida da seção transversal. Um dos fatores mais importantes que influencia a efetividade da seção líquida é a distribuição do material na seção transversal da ligação. Nesta região, teremos parte do material da seção não ligada e conseqüentemente forças concentradas em apenas parte da seção transversal na região da ligação. Assim é criada uma distribuição de tensões não uniforme nesta



região e o fluxo de tensões mostrado na figura 6.3. Isto resulta em tensões elevadas nos elementos ligados, podendo reduzir a resistência da seção.



**Fig 6.3- Perturbações nas tensões devido aos furos**

As normas normalmente consideram esta perturbação no fluxo de tensões através de um coeficiente  $C_t$ , obtido experimentalmente. A norma do AISI-91 não considera esta perturbação. Contudo, neste texto, será introduzido na verificação da ruptura da área líquida efetiva o coeficiente de redução. A norma canadense de perfis dobrados a frio, embora não faça uma consideração direta do coeficiente redutor, reduz a área líquida para seções em cantoneira e em “U”.

A seguir estão apresentados os critérios de verificação do AISI-91, com o acréscimo do coeficiente redutor:

#### 6.2.2.1- Ligação Parafusada

A ruptura da área líquida efetiva se deve principalmente a concentração de tensões causada por:

- 1- Presença de furos;
- 2- Força concentrada localizada transmitida pelos parafusos para os elementos da seção.

Outro fator que influencia na resistência da seção líquida é a existência ou não de arruelas sobre a cabeça do parafuso e/ou porca. Isto é melhor detalhado no capítulo de ligações.

As chapas de maior espessura, no que se refere a ligações, tem um comportamento similar aos perfis laminados. Desta forma, para estruturas de chapa maior ou igual a 4.76 mm (3/16") deverão ser obedecidas as prescrições do AISC. Para espessuras de chapa menores que 4.76 mm, a resistência à tração de projeto é dada por:

$$C_t \phi P_n$$

onde:

$C_t$  = coeficiente redutor que será apresentado mais adiante;

$\phi$  e  $P_n$  são determinados nos dois casos a seguir:

a) Quando  $t < 3/16"$  e são colocadas arruelas sob as cabeças do parafuso e da porca:

$$P_n = (1 - 0.9r + 3rd/s)F_u A_n$$

$\phi = 0.65$  para ligações com cisalhamento duplo.

$\phi = 0.55$  para ligações com cisalhamento simples

b) Quando  $t < 3/16"$  e não são colocadas arruelas sob as cabeças do parafuso e da porca, ou somente uma arruela é colocada sob a cabeça do parafuso e da porca:

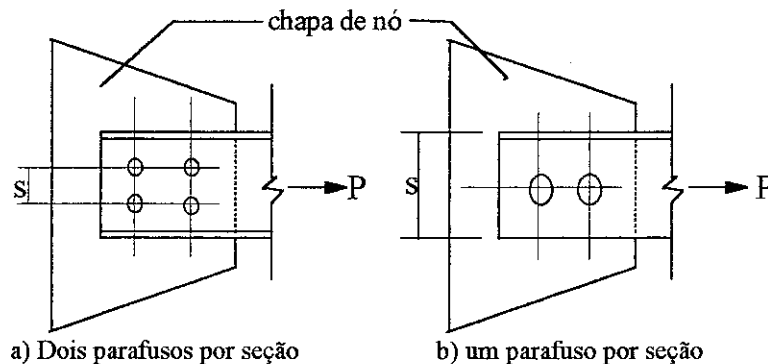
$\phi = 0.65$

$$P_n = (1.0 - r + 2.5rd/s)F_u A_n$$

nos casos acima:

$r$  = força transmitida pelo parafuso ou parafusos na seção considerada dividida pela força de tração na barra naquela seção. Se  $r < 0.2$ , deve-se tomar  $r$  igual a zero nas equações 3.36 e 3.37.

$s$  = espaçamento de furos na direção perpendicular a linha de ação das tensões. No caso de existir apenas um parafuso na seção considerada,  $s$  deve ser tomada como a largura da chapa ou peça. Veja a figura abaixo:



**Fig 6.4- Determinação de "s"**

$d$  = diâmetro do parafuso

$F_u$  = limite de resistência a tração do aço da chapa ligada

$F_y$  = limite de escoamento do aço

A área líquida  $A_n$  é determinada a partir da área da seção transversal, descontando-se a área tomada pelos furos. O diâmetro do furo é determinada em função do diâmetro do parafuso, acrescentando-se uma folga para ajuste de montagem, conforme a seguir:

$$\begin{aligned} \phi &= d + 1/32" \text{ (0.8 mm)} && \text{para } d < 1/2" \text{ (12.7 mm)} \\ \phi &= d + 1/16" \text{ (1.6mm)} && \text{para } d \geq 1/2" \text{ (12.7 mm)} \end{aligned}$$

O coeficiente redutor de área  $C_t$  é determinado como a seguir:

a) Quando todos os elementos componentes da seção estão ligados  $C_t = 1.0$  (ver figura abaixo):

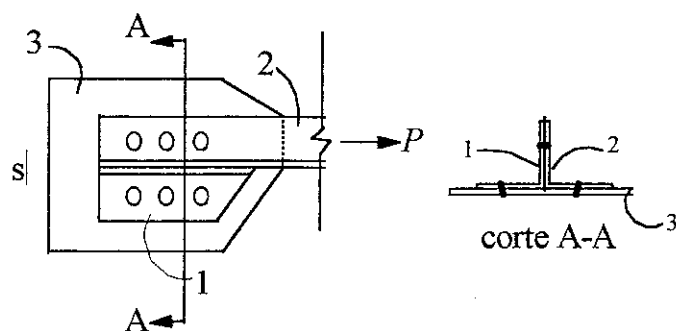


Fig 6.5- Exemplo de todos os elementos da seção ligados

b) Quando em uma ligação parafusada existem somente dois parafusos na direção da solicitação (para qualquer tipo de perfil),  $C_t = 0.75$  (ver figura abaixo):

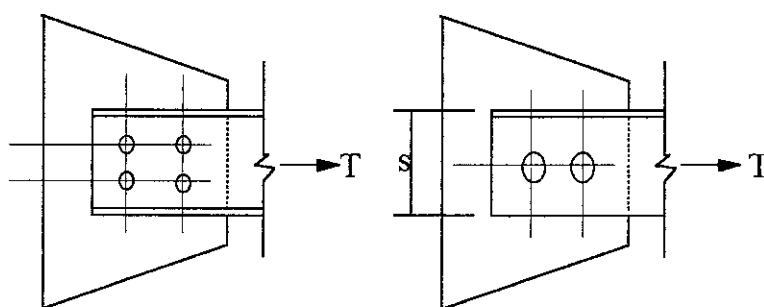


Fig.6.6- Exemplo de ligação quando existem somente duas linhas de parafusos

c) Para perfis "T" ou "H" ligados pelas mesas; perfis tipo "T" obtidos através dos primeiros (I ou H) por corte da alma, ligados pelas mesas (ligação parafusada ou soldada), como na figura 6.7, teremos:

$$C_t = 0.90 \text{ para } h < 1.5b$$

$$C_t = 0.85 \text{ para } h \geq 1.5b$$

$$C_t = 0.75 \text{ se existem só duas linhas de parafusos na direção da carga}$$

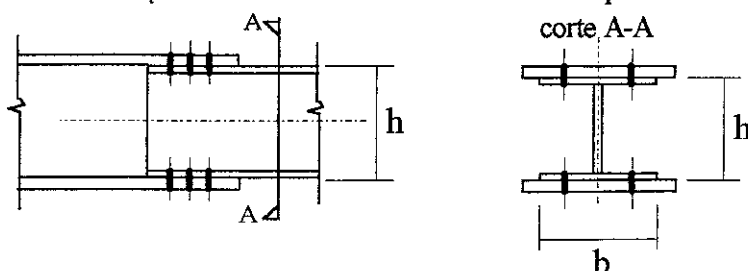


Fig 6.7- Exemplo de ligação de perfil I

d) Para perfis simples formados por cantoneiras, perfis C, ou perfis de seção composta C, deve ser tomado conforme a figura abaixo:

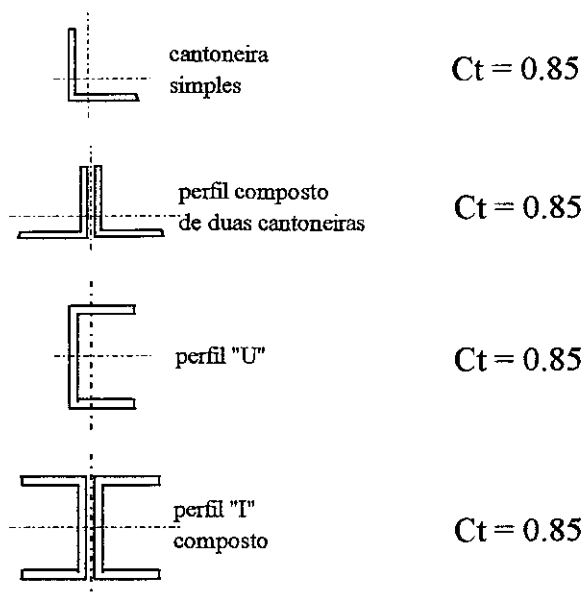


Fig 6.8- Coeficientes de redução de perfis formados de cantoneiras e de perfis "U"

#### 6.2.2.2- Ligações Soldadas

O coeficiente  $C_t$  para qualquer elemento plano (isolado ou componente de um perfil) ligado na extremidade por soldas longitudinais ao longo de ambas as bordas paralelas à força de tração (o comprimento "l" das soldas não deve ser inferiores à largura das chapas) é dado por (ver figura 6.9):

$$\text{Se } l \geq 2b, \quad C_t = 1.0$$

$$\text{Se } 1.5b \leq l < 2b, \quad C_t = 0.87$$

$$\text{Se } b \leq l < 1.5b, \quad C_t = 0.75$$

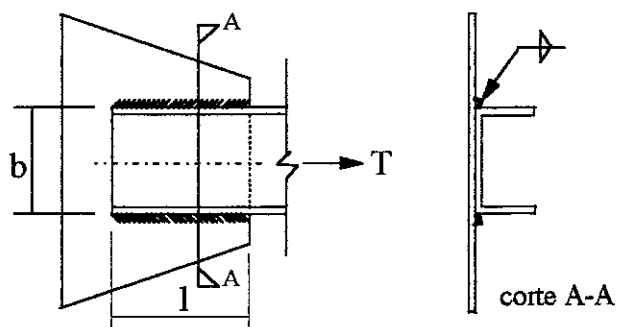


Fig 6.9- Exemplo de ligação soldada

### 6.3- Barras de Seção Composta Tractionadas Axialmente

As barras de seção composta ocorrem com grande frequência em estruturas metálicas. As seções composta frequentemente usadas à tração são aquelas apresentadas na figura 6.1 e o exemplo de cantoneira dupla da figura 6.8.

Na verificação dos perfis tracionados axialmente, com seção transversal composta, os estados limites discutidos neste capítulo devem ser verificados.



Fig 6.10- Exemplo de seção composta (perfil caixa)

Para barras de seção composta embora o AISI-91 não apresente um critério para o dimensionamento, adotar-se-á neste texto uma esbeltez fictícia para o eixo não comum. Assim:

$$\lambda_y = \sqrt{\lambda_1^2 + \lambda_y^2}$$

$$\lambda_x = l_x / i_x$$

onde:

$\lambda_y$  = esbeltez fictícia na direção y;

$\lambda_1 = L_1 / i_{\min}$ ;

$\lambda_y = l_y / i_y$ ;

$l_x, l_y$  = comprimento de flambagem na direção x e y respectivamente;

$i_x, i_y$  = raio de giração nas direções x e y respectivamente;

$L_1$  = distância entre pontos travados internamente;

$i_{\min}$  = raio de giração mínimo de um perfil isolado.

Assim a esbeltez máxima será dada por:

$$\lambda_{\max} = \max \{ \lambda_x, \lambda_y \}$$

## 6.4- Estado Limite de Utilização

As barras tracionadas devem possuir uma rigidez mínima, de modo a evitar deformações e/ou vibrações excessivas durante a montagem e durante a vida útil da estrutura. Para garantir esta rigidez, normalmente as normas limitam a esbeltez das barras. O AISI-91 estabelece os seguintes limites:

- |                       |                           |
|-----------------------|---------------------------|
| 1- Peças principais,  | $\lambda_{\max} \leq 240$ |
| 2- Peças secundárias, | $\lambda_{\max} \leq 300$ |

Barras principais são barras cuja ruína pode comprometer imediatamente a segurança da estrutura, tais como diagonais, montantes de treliças. Barras secundárias são barras cuja ruína nem sempre compromete a segurança da estrutura tais como barras de contraventamento, barras de travamento. Nesses casos a esbeltez pode ser maior, uma vez que o reforço tem a possibilidade de ser executado antes da ruína global da estrutura.

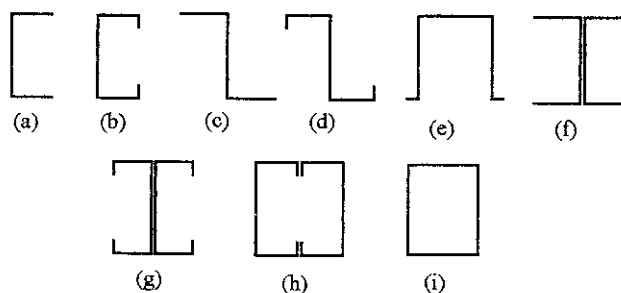
### Referências Bibliográficas

- [6.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991
- [6.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994
- [6.3]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991
- [6.4]- Queiroz, G., *Elementos das Estruturas de Aço*, Edição Independente, Belo Horizonte, 1986
- [6.5]-CISC, *CAN3-S16.1-M84 - Steel Structures for Buildings (Limit States Design)*, 1985.

## 7- Barras Fletidas

### 7.1- Introdução

As vigas em estrutura metálica são utilizadas normalmente para suportar carregamento transversal e momentos aplicados. As seções transversais de chapa dobrada a frio usadas como vigas são apresentadas na figura 7.1- abaixo:



**Fig.7.1-**Seções transversais usuais em chapa dobrada

As seções em “U”, mostradas na figura 7.1-a,b, são empregadas na cobertura de galpões metálicos, hangares, e terças de fechamento em geral. O grande problema é a estabilidade à flambagem lateral, quando solicitada. Existe um inconveniente nas seções em “U”, também pelo fato do centro de torção estar excêntrico à direção da resultante das cargas aplicadas, na seção. As seções em “Z” também são instáveis quanto à flambagem lateral. As seções cartola (figura 7.1-e) possuem razoável estabilidade lateral, porém geram cálculos trabalhosos; este problema hoje em dia já não é tão adverso devido à multiplicidade de “softwares”. As seções do tipo “I” e tipo caixa, discriminadas nas figuras 7.1-f,g e 7.1-h, respectivamente, possuem estabilidade lateral excelente, porém as primeiras produzem perfis mais pesados. A seção caixão fechado, apresentada na figura 7.1-i, produz o perfil com menor consumo de aço, porém não são muito práticas, em virtude da produção em menor escala e dimensões limitadas.

O dimensionamento das barras fletidas de perfis de chapa de aço dobrada a frio, é efetuado com tratamento distinto aos elementos comprimidos enrijecidos (pce) e aos elementos comprimidos não enrijecidos (pcne). O capítulo 5- Resistência e Estabilidade de Elementos Esbeltos, ensina como tratar os casos pce e pcne, para tensões constantes (geralmente mesas) e para tensões gradientes (geralmente almas). Na verdade, a parte do elemento que realmente irá resistir à tensão atuante dependerá das condições de contorno (enrijecimento). A seção a ser dimensionada deverá atender simultaneamente, aos seguintes estados limites últimos:

- 1- Flambagem local da mesa;
- 2- Flambagem local da alma;
- 3- Flambagem lateral por torção;

4- Flambagem local dos elementos componentes, devido ao cisalhamento;

5- Flambagem local dos elementos componentes, causada pela superposição de tensões normais e de cisalhamento.

Também será apresentado neste capítulo, efeitos de cargas concentradas, passíveis de causar corrugação (sanfonamento) de almas.

Naturalmente, as condições de carregamento e de tensão na seção a ser dimensionada se aproximarão mais de um dos estados limites, que será quem governará o dimensionamento. Geralmente, vigas longas são governadas pela flecha, vigas médias pelo momento fletor e vigas curtas pelo cisalhamento.

## 7.2- Verificação de Resistência

A viga, para atender às condições de segurança, deverá ter seção que atenda aos estados limites últimos, mas também não poderá possuir deslocamentos que ultrapassem determinados valores máximos, quando solicitada a carregamento de serviço. Os valores limites de deslocamento dependem da utilização e do tipo da viga.

No dimensionamento das vigas, são considerados os seguintes procedimentos:

1- Procedimento I: Baseado no início de escoamento. O momento efetivo de escoamento, baseado na resistência nominal da seção  $M_n$ , é determinado como a seguir:

$$M_n = S_e \cdot F_y \quad (7.1)$$

onde,

$F_y$  = limite de escoamento de projeto;

$S_e$  = módulo elástico da seção, calculado com as fibras extremas submetidas à tensão  $F_y$ .

2-Procedimento II: Baseado na reserva de capacidade inelástica. Este procedimento poderá ser usado, se satisfeitas as seguintes condições:

(a)- A barra não estar submetida à torção, flambagem lateral, torcional ou flexo torcional;

(b)- A tensão de escoamento  $F_y$  não estar majorada devido ao processo de dobramento a frio;

(c)- A relação entre a altura da parte comprimida da alma pela sua espessura não exceder  $\lambda_1$ .

(d)- A força de cisalhamento não exceder o valor  $0.35 \cdot F_y$  vezes a área da alma, h.t.

(e)- O ângulo entre qualquer alma e a vertical não exceder  $30^\circ$ .



O momento nominal calculado,  $M_n$ , não deverá exceder  $1.25 S_x F_y$ , calculado como no procedimento I, nem causar deformação máxima de compressão igual a  $C_y e_y$  (a deformação de tração é livre).

onde,

$e_y$  = deformação no escoamento =  $F_y/E$

$E$  = módulo elástico

$C_y$  = fator de deformação à compressão, calculado como segue:

- para elementos comprimidos enrijecidos, sem enrijecedores intermediários

$$C_y = 3, \text{ para } \frac{w}{t} \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left( \frac{\frac{w}{t} - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right), \text{ para } \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2$$

$$C_y = 1, \text{ para } \frac{w}{t} \geq \lambda_2$$

onde,

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{e_y}} \quad e \quad \lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{e_y}}$$

- para elementos enrijecidos,  $C_y = 1$

- para elementos dotados de enrijecedores múltiplos e elementos enrijecidos com enrijecedores de borda,  $C_y = 1$ .

O momento nominal deverá ser calculado considerando equilíbrio de tensões, assumindo diagrama elasto-plástico na seção, tanto na zona comprimida, quanto na tracionada.

## 7.2.1- Verificação da Flambagem dos Elementos Esbeltos (FLM e FLA)

### 7.2.1.1- Verificação da Flambagem Local da Mesa (FLM)

No AISI-80, eram encontrados dois momentos admissíveis, um baseado na flambagem da mesa e outro baseado na flambagem local da alma. Caso a viga estivesse sujeita à flambagem lateral por torção, calculava-se um terceiro momento admissível, baseado neste estado limite. O momento adotado no cálculo era o mínimo entre os três momentos acima. A nova tática de cálculo utilizada no AISI-91 admite um momento de cálculo que se baseia simultaneamente na flambagem local da mesa e da alma; portanto, para acharmos o valor do momento, devemos prever retirada de área, caso necessário, da totalidade dos elementos esbeltos. Ora, como saber a área a ser retirada do elemento esbelto, se para tal precisamos do nível de tensão, e este depende do momento, que é incógnita? A resposta para isto fica clara quando se arbitra a tensão de escoamento nas fibras mais extremas, o que vai de acordo com a hipótese de cálculo.

#### a) Mesas Com Paredes Comprimidas Não Enrijecidas (pcne)

As seções mais utilizadas como vigas de paredes comprimidas não enrijecidas são apresentadas na figura 7.2, abaixo:

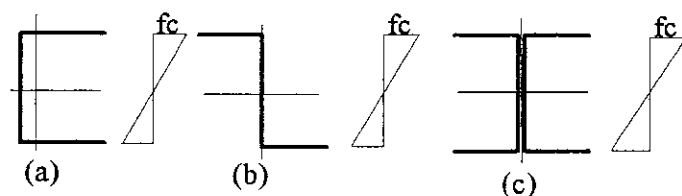


Fig.7.2-Vigas com paredes comprimidas não enrijecida

Quando a flambagem local da mesa ocorre, há uma rotação da mesma, levemente resistida pela junção com a alma, como mostra a figura 7.3.

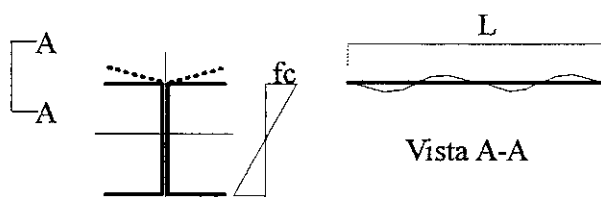


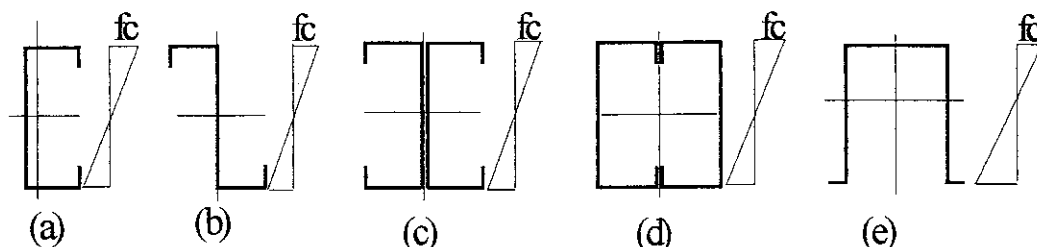
Fig.7.3- Flambagem local da mesa (FLM)

No tratamento dado a mesas com paredes comprimidas não enrijecidas, assume-se tensão de escoamento nas fibras comprimidas e retira-se a área inutilizada por tal tensão, achando-se a largura efetiva da mesa, conforme explica o capítulo 5 deste texto.

#### b) Mesas Com Paredes Comprimidas Enrijecidas (pce)

As seções mais utilizadas em vigas de paredes comprimidas enrijecidas são mostradas na figura 7.4. De acordo com o capítulo 5- Resistência e estabilidade de Elementos Esbeltos, haverá, na região central da mesa, um decréscimo da tensão, uma vez que ali não ocorre a mesma resistência às forças normais de compressão na mesa. Em termos práticos, para o dimensionamento e para a verificação de perfis com mesas comprimidas enrijecidas, considera-se a inexistência de massa numa

certa região central da mesa, a depender do índice de esbeltez da mesma; sendo assim, a porção da mesa que realmente estará resistindo (porção efetiva), é aquela próxima às curvas que dão acesso à alma e ao enrijecedor de borda. É até mesmo intuitivo o processo de perda de efetividade da mesa, quando a mesma sofre um “embarrigamento” no centro, enquanto que a vizinhança das dobras fica mais rígida.



**Fig.7.4-Vigas com paredes comprimidas enrijecidas (pce)**

O tratamento dedicado a mesas comprimidas enrijecidas dependerá da posição da linha neutra. Ocorre que para a determinação da efetividade da mesa é necessário conhecer o fator de esbeltez  $\lambda$ , que é calculado para um nível de tensão  $f$  nas fibras mais comprimidas. Em vista disto, o seguinte roteiro deve ser seguido:

1- Nas seções em que a linha neutra se aproxima mais das fibras tracionadas, o escoamento ocorrerá primeiramente nas fibras comprimidas, logo a tensão  $f$  necessária para calcular o índice de esbeltez  $\lambda$  deve ser tomada como  $F_y$ .

2- Nas seções onde a linha neutra se aproxima mais das fibras comprimidas, o escoamento começará na zona tracionada; sendo assim a tensão  $f$  na zona comprimida será inferior a  $F_y$ , e deverá ser calculada para o momento causador do escoamento, ou seja,  $F_y$  nas fibras tracionadas. O nível de tensão  $f$  na compressão depende da posição da linha neutra e esta depende da largura efetiva da mesa. Isto torna o problema iterativo e trabalhoso. Uma maneira prática de tentar se evitar a iteração é assumir  $f = F_y$  na compressão e verificar se o índice  $\lambda \leq 0.673$ ; se isto ocorrer, ocorrerá também para uma tensão  $f \leq F_y$  e então  $b = w$ . Se  $\lambda > 0.673$ , para  $f = F_y$ , significa que para um nível de tensão menor,  $\lambda$  também pode superar 0.673. Neste caso, deverá ser utilizado o fluxograma da Fig 7.5, abaixo.

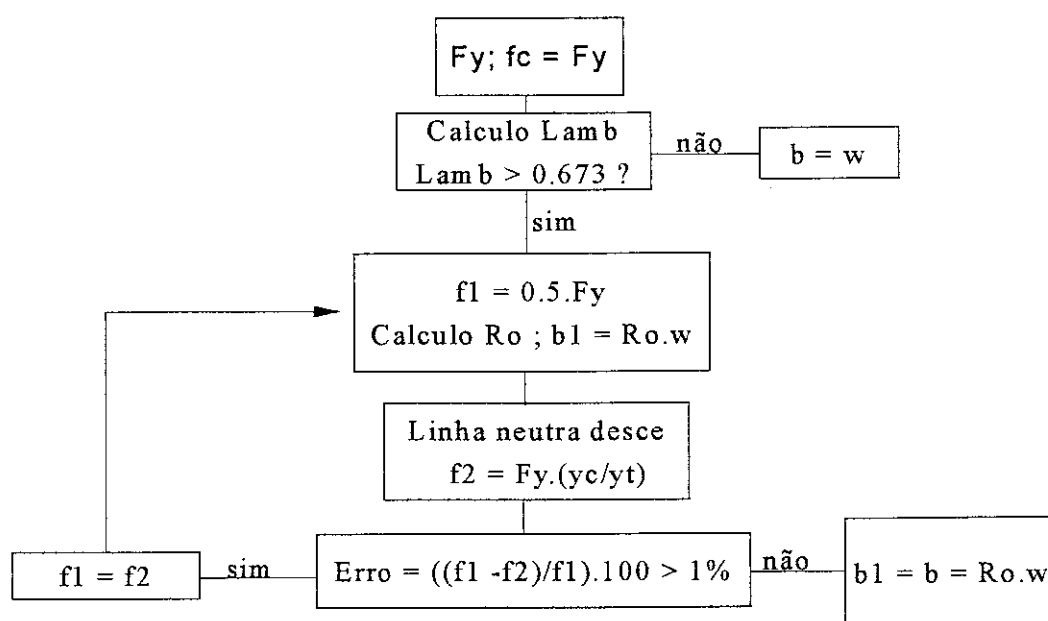


Fig.7.5- Fluxograma

Obs: No fluxograma anterior,  $R_o = \rho$  e  $Lamb = \lambda$ . Os símbolos  $\rho, \lambda$  estão previamente definidos no capítulo 5 deste livro.

Este fluxograma, portanto, poderá ser usado nas seções da figura 7.6, onde a linha neutra ocorre mais próxima das fibras comprimidas, ocasionando o escoamento na tração.

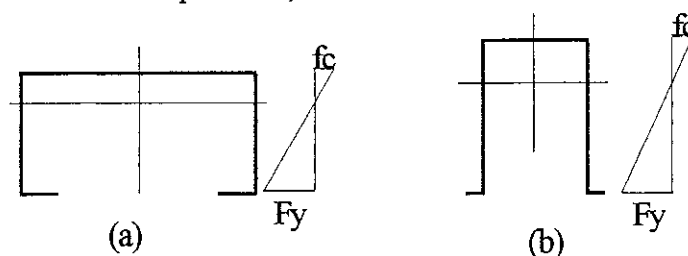


Fig.7.6- Perfis onde o escoamento se inicia na tração

Similarmente ao caso pcne, será calculada a porção da mesa que está trabalhando e absorvendo a tensão de compressão. O capítulo 5 deste livro indica com detalhes como encontrar a efetividade da mesa, para o caso pce.

### 7.2.1.2- Verificação da Flambagem Local da Alma (FLA)

Os critérios para a verificação da flambagem local da alma, no AISI-80 dependiam das condições de enrijecimento da mesa e não previam retirada de área dos elementos sob tensão gradiente. Nas especificações do AISI-91, o tratamento dado a almas prevê a retirada de duas parcelas de comprimentos  $b_1$  e  $b_2$  respectivamente, da região comprimida da alma. O capítulo 5 deste livro nos ensina a calcular as quantidades  $b_1$  e  $b_2$ .

Se a soma  $b_1 + b_2$  for maior que o comprimento plano comprimido da alma, naturalmente não haverá retirada de área e a área poderá ser assumida como totalmente efetiva. Se, por outro lado, a soma  $b_1 + b_2$  for menor que o comprimento plano comprimido da alma, haverá retirada de área e

consequentemente a linha neutra mudará de posição. O procedimento para a determinação da posição da linha neutra é iterativo, e segue o fluxograma da figura 7.7.

Dados iniciais para a utilização do fluxograma:

-  $b_1 + b_2 = B_1$

-  $Y_{cg}$  = Coordenada do centro de gravidade com o eixo - x tomado no topo do perfil.

-  $A$  = Área inicial do perfil

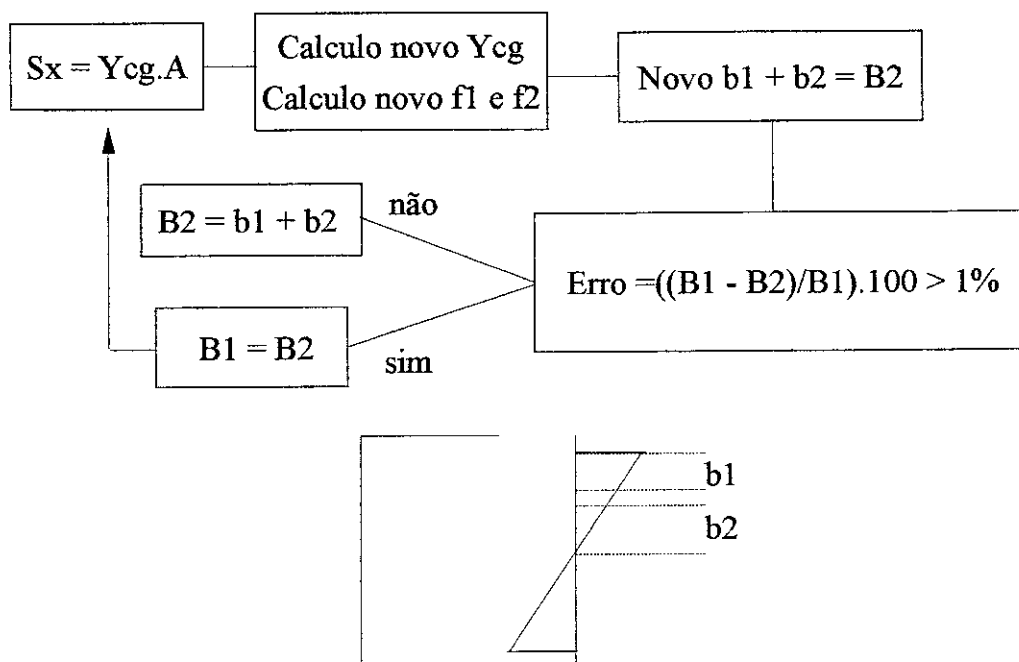


Fig.7.7-Fluxograma para (FLA)

Obs: A quantidade  $b_1 + b_2$  adotada é aquela que estabiliza o processo iterativo, e a posição da linha neutra dependerá dela.

### 7.2.1.3- Momento de Cálculo Devido a FLM e FLA:

Todo o procedimento dedicado a analisar a efetividade dos elementos esbeltos tem o objetivo de encontrar a efetividade da seção transversal como um todo. Deste modo é possível computar o momento de inércia efetivo da seção, que por sua vez será usada para o cálculo do módulo elástico da mesma. O cálculo do momento nominal baseado no início de escoamento é calculado conforme o procedimento-I do item 7.2, lembrando que o módulo elástico  $S_e$  é calculado para um momento de inércia efetivo da seção total,  $I_{xe}$ , considerando resistência da alma e da mesa.

O coeficiente de segurança  $\phi_b$  é calibrado de acordo com as condições de enrijecimento da mesa:

-  $\phi_b = 0.90$ , para mesas comprimidas não enrijecidas:

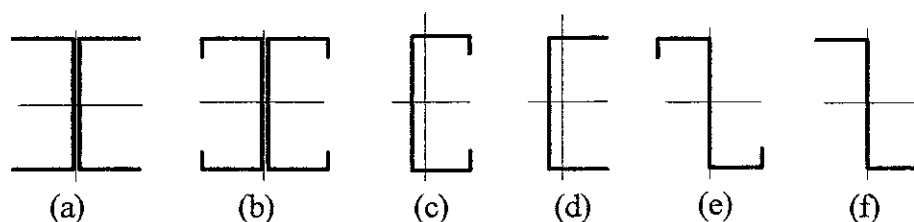
-  $\phi_b = 0.95$ , para mesas comprimidas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas

O momento de cálculo, portanto, será calculado conforme a equação abaixo:

$$Md_f = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot \frac{I_x}{Y_{cg}} \cdot F_y \quad (7.2)$$

### 7.2.2- Verificação da Flambagem Lateral por Torção

Vigas de chapa dobrada a frio, quando carregadas no plano da alma, podem torcer e flambar lateralmente, especialmente quando  $I_x \gg I_y$ . As seções mais sujeitas a este tipo de instabilidade são apresentadas na figura 7.8.



**Fig.7.8**-Exemplos de vigas sensíveis à flambagem lateral por torção.

O momento nominal deve ser calculado para as seções duplamente ou simplesmente simétricas, sujeitas à flambagem lateral, nas vigas com segmentos travados lateralmente:

$$M_n = S_e \cdot \frac{M_c}{S_f} \quad (7.3)$$

onde,

$S_f$  = Módulo elástico da seção completa (sem reduções), para a fibra extrema comprimida.

$S_e$  = Módulo elástico da seção efetiva (com reduções), calculada para uma tensão  $M_c/S_f$  na fibra extrema comprimida.

$M_c$  = Momento crítico.

O momento crítico descrito acima, será calculado de acordo com o tipo de seção e sua simetria; ele está relacionado diretamente com o momento causador do início de escoamento nas fibras extremas comprimidas e também com o momento crítico elástico. A determinação de  $M_c$  é descrita a seguir.

a) Para seções simplesmente, duplamente ou ponto simétricas:

$$M_c = M_y \left( 1 - \frac{M_y}{4M_e} \right) \quad , \text{ se } M_e > 0.5M_y \quad (7.3.1)$$

$$M_c = M_e \quad , \text{ se } M_e \leq 0.5M_y \quad (7.3.2)$$

onde,

$M_y$  = momento causador do início do escoamento nas fibras extremas comprimidas

$$M_e = C_b \cdot r_{\sigma} \cdot A \cdot \sqrt{\sigma_{ey} \cdot \sigma_t} \quad \text{ou} \quad \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_b \cdot d \cdot I_{yc}}{L^2} \quad (7.3.3)$$

(se a flexão em torno do eixo-x de simetria, e este orientado de modo ao centro de torção possuir coordenada-x negativa), ou

$$M_e = C_s \cdot A \cdot \frac{\sigma_{ex}}{C_{TF}} \cdot \left[ j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_0^2 \cdot \left( \frac{\sigma_t}{\sigma_{ex}} \right)} \right] \quad (7.3.4)$$

(se a flexão em torno do eixo central perpendicular ao eixo de simetria).

onde,

$C_s = 1$ , se a área compreendida entre o centro de gravidade e o centro de torção for negativa, ou

$-1$ , se a área compreendida entre o centro de torção e o centro de gravidade for tracionada.

$C_b = -1$ , se existir algum momento  $M > M_1$  no trecho destravado ou,

$1$ , se o cálculo for conservativo, ou ainda,

$$C_b = 1.75 + 1.05 \cdot \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \cdot \frac{M_1^2}{M_2^2} \leq 2.3 \quad \begin{array}{l} \text{se o cálculo} \\ \text{for rigoroso} \end{array} \quad (7.3.5)$$

$M_1$  = Menor momento nas extremidades destravadas

$M_2$  = Maior momento nas extremidades destravadas

$r_x, r_y$  = raio de giração em relação aos eixos principais

$k_x, k_y, k_z$  = fatores de comprimento de flambagem, em torno dos respectivos eixos

$L_x, L_y, L_t$  = Comprimentos destravados da barra à compressão, para a flexão em torno dos eixos x e y, e para a torção

$x_0$  = Distância do centro de torção ao centro de gravidade, tomada como negativa

$d$  = Altura da seção

$$j = \frac{I}{2} I_y \left[ \int_A x^3 \cdot dA + \int_A x \cdot y^2 \cdot dA \right] - x_0 \quad (7.3.6)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (7.3.7)$$

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \quad (7.3.8)$$

b) Para seções “I”, “Z”, fletidas em torno do eixo central perpendicular à alma.

$$M_c = M_y \quad , \text{se } M_e \leq 2.78 M_y \quad (7.3.9)$$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left( 1 - \frac{10 M_y}{36 M_e} \right) \quad , \text{se } 2.78 M_y > M_e > 0.56 M_y \quad (7.3.10)$$

$$M_c = M_e \quad , \text{se } M_e \geq 0.56 M_y \quad (7.3.11)$$

onde,



$$M_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_b \cdot d \cdot I_{yc}}{L^2} \quad (\text{Seção I duplamente simétrica}) \quad (7.3.12)$$

$$M_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_b \cdot d \cdot I_{yc}}{2 \cdot L^2} \quad (\text{Seção Z simétrica em relação a um ponto}) \quad (7.3.13)$$

onde,

$I_{yc}$  = Momento de inércia em torno do eixo central paralelo à alma, mas somente da parte comprimida, tomando a seção sem reduções.

Os outros termos já estão definidos.

#### 7.2.2.1- Momento de Cálculo Devido à FLT

O procedimento descrito no item 7.2.2 nos ensina a calcular o momento nominal  $M_n$ . O momento nominal de cálculo é o máximo momento que poderá ser aplicado à viga para que não ocorra flambagem lateral, e será calculado com o coeficiente de segurança  $\phi_b = 0.90$ .

$$M_{d2} = \phi_b \cdot M_n = \phi_b \cdot S_c \cdot \frac{M_c}{S_f} \quad (7.4)$$

#### 7.2.3- Determinação do Momento de Projeto

Uma viga de chapa dobrada a frio a ser usada num projeto real deve estar submetida a um momento atuante que não provoque flambagem local dos elementos esbeltos nem mesmo flambagem lateral por torção. Em vista disto, o momento usado no projeto, deverá ser o menor dos momentos de cálculo para FLA e FLM, e para FLT.

$$M_d = \min( M_{d1} ; M_{d2} ) \quad (7.5)$$

Naturalmente, o momento atuante máximo na viga não poderá superar  $M_d$ . Logo, a inequação  $M \leq M_d$  deverá ser satisfeita, onde  $M$  é o momento atuante na seção.

### 7.3- Verificação de Deslocamento

As vigas de chapa dobrada a frio devem atender não somente aos estados limites últimos, como também aos estados limites de utilização, que se traduzem pela flecha máxima. Uma estrutura

que possui flecha real superior à flecha máxima prevista por norma, estará sujeita a vibrações incômodas aos usuários que transitam por sobre ou debaixo dela. A ocorrência de vibrações de grande amplitude fica mais grave quando se tem sobre a estrutura equipamentos que precisam funcionar sob condições de imobilidade, como por exemplo aparelhos de leitura de grande precisão ou em centros cirúrgicos.

O deslocamento de uma barra fletida pode ser facilmente calculado pelas equações da linha elástica, e dependerá da posição, valor e tipo de carga, vão da viga e rigidez à flexão  $EI$ . Sendo assim, os deslocamentos máximos da viga, sob cargas de serviço, não poderão ultrapassar determinados valores máximos, estes relacionados com o vão da viga e com sua utilização. Na verificação de resistência, o momento resistente de cálculo é calculado para um nível de tensão de escoamento nas fibras mais comprimidas; ou seja, observando a equação 7.1, o momento nominal assim calculado provoca o início de escoamento nas fibras extremas comprimidas. Por outro lado, o momento de serviço  $M_s$  não é suficiente para levar as fibras mais comprimidas ao início de escoamento, mas apenas a um nível de tensão  $f < F_y$ ; logo,

$$M_s = S_e \cdot f \quad (7.6)$$

Na equação acima, o nível de tensão  $f$ , provocado pelo momento de serviço  $M_s$  é incógnita pois, ao contrário da verificação da resistência, não temos mais uma imposição de início de escoamento nas fibras comprimidas, ou seja, não fixamos a tensão ali como um valor conhecido. O nível de tensão  $f$  será causado pelo momento de serviço  $M_s$ , este sim, conhecido. O processo de cálculo para a determinação do nível de tensão  $f$  e do momento de inércia efetivo para a flecha é portanto iterativo. A maneira de calcular é semelhante àquela apresentada pelo fluxograma da figura 7.5: primeiramente arbitra-se uma tensão  $f$  nas fibras mais comprimidas igual a  $0.5F_y$ ; com esta tensão, calcula-se o momento de inércia efetivo seguindo-se o mesmo procedimento de retirada de área para FLM e FLA, porém para o nível de tensão  $f$  ao invés de  $F_y$ ; de posse do momento de inércia efetivo e do nível de tensão calcula-se o momento  $M$ , comparando-o com  $M_s$ . Se  $M \neq M_s$ , deverá ser arbitrado outro nível de tensão  $f$ , que ocasionará um novo momento de inércia efetivo, até que o processo se estabilize com  $M = M_s$ . O momento de inércia encontrado na última iteração é o momento efetivo de inércia para a flecha, e, se comparado àquele para a resistência, será naturalmente de magnitude superior, uma vez que para um nível de tensão menor resulta em menos retirada de área.

Pelas prescrições da norma AISI-91, o momento atuante de cálculo é resultante da combinação mais desfavorável entre as ações permanentes, acidentais e de vento (estas combinações estão enunciadas no capítulo 4- Segurança e Desempenho, deste livro). O momento de serviço  $M_s$  será originário também da pior combinação de ações, porém somando-se as ações puras, sem coeficientes de segurança.

O processo iterativo descrito acima calcula as propriedades da seção efetiva em condições de carregamento de serviço. Contudo, a seção transversal do perfil a ser utilizado deverá ter um momento de inércia mínimo, que não permita que o deslocamento real da viga seja superior ao máximo permitido pela tabela 7.5. Para que o estado limite de utilização para deslocamento seja satisfeito, deve ser verificada a seguinte inequação:

$$f_{at} \leq f_{m\acute{a}x} \left( = \frac{l}{\gamma} \right) \quad (7.7)$$

onde,

$l$  = comprimento do v\~ao

$\gamma$  = coeficiente que depende do tipo da viga e da sua utiliza\~ao (Tab. 7.1)

A inequa\~ao acima \e tamb\em usada para o pr\~e dimensionamento da se\~ao, pois a flecha real depende da in\er\cia  $I_x$ ; logo, encontraremos uma in\er\cia m\~inima de perfil que satisfa\~ca ao estado limite de flecha m\~axima. O coeficiente  $\gamma$ , para edif\ıcios comuns, \e dado pela tabela abaixo:

**Tab 7.1-** Coeficiente da flecha m\~axima,  $\gamma$

Tipo de flecha	A\~oes a considerar	Elemento estrutural	$\gamma$
Deslocamentos verticais	Sobrecarga	Barras biapoiadas de pisos e coberturas suportando pe\~as sujeitas \a fissura\~ao	360
	Sobrecarga	Idem, n\~ao sujeitas \a fissura\~ao	300
Deslocamentos horizontais	Vento	Deslocamento horizontal do edif\ıcio relativo \a base, devido a todos os efeitos	400
	Vento	Deslocamento relativo de um andar, devido \a resultante horizontal no mesmo, quando fachadas ou divis\~orias (ou suas liga\~oes) n\~ao absorvem as deforma\~oes da estrutura	500
	Vento	Idem, quando absorvem	400

## 7.4- Verifica\~ao do Cisalhamento Apenas

Quando o valor do momento de c\~alculo  $M_{d1}$  (para FLM e FLA), \e respeitado, a alma da viga fica garantida contra sua flambagem local. Contudo as almas devem ser verificadas tamb\em quanto a resist\encia ao cisalhamento. A resist\encia dos materiais nos ensina que a tens\~ao de cisalhamento em uma se\~ao transversal \e t\~ao maior quanto menor a espessura  $t$ , tal como nos intui a equa\~ao abaixo:

$$\tau = \frac{V.Q}{I.t} \quad (7.8)$$

onde,

$V$  = força cortante na seção

$Q$  = momento estático da área compreendida entre o ponto onde atua  $\tau$  e a extremidade do perfil

Deste modo, na grande maioria dos perfis utilizados como vigas, a alma é quem absorverá majoritariamente a tensão de cisalhamento. Para um perfil simétrico em relação ao eixo-x, a tensão máxima de cisalhamento ocorrerá na linha neutra do perfil, pois ali o momento estático  $Q$  é máximo. Por causa disto, a resistência de projeto ao cisalhamento é referenciada na esbeltez da alma,  $h/t$ .

O cálculo da resistência de projeto  $\phi_v V_n$  ao cisalhamento será de acordo com a esbeltez  $h/t$  da alma e segue as equações abaixo:

$$\text{Se } h/t \leq \Delta, \quad \phi_v = 1 \quad \text{e} \quad V_n = 0.577 F_y h t \quad (7.9)$$

$$\text{Se } \Delta \leq h/t \leq 1.415 \Delta, \quad \phi_v = 0.9 \quad \text{e} \quad V_n = 0.64 t^2 \sqrt{K_v F_y E} \quad (7.10)$$

$$\text{Se } h/t > 1.415 \Delta, \quad \phi_v = 0.9 \quad \text{e} \quad V_n = 0.905 E K_v t^3 / h \quad (7.11)$$

onde,

$$\Delta = ((E K_v) / F_y)^{1/2}$$

$\phi_v$  = fator de segurança ao cisalhamento

$h$  = altura plana da alma

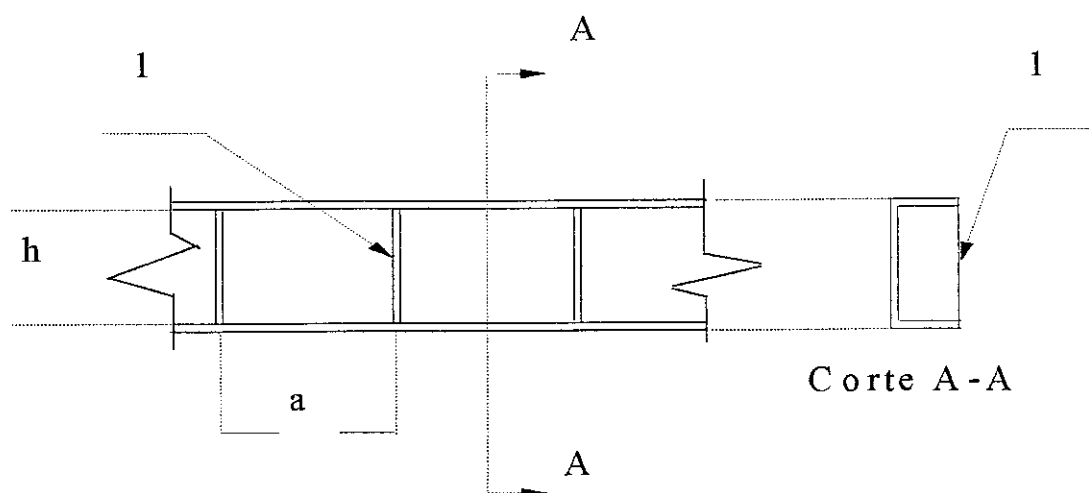
$t$  = espessura da alma

$K_v$  = coeficiente de flambagem ao cisalhamento:

Se, por conseguinte, a alma possuir enrijecedores transversais, e a relação  $a/h < 1$ , então  $K_v = 4.00 + 5.34/(a/h)^2$ ;

Se, por conseguinte, a alma possuir enrijecedores transversais e a relação  $a/h > 1$ , então  $K_v = 5.34 + 4.00/(a/h)^2$ ;

Se a alma não possui enrijecedores transversais, então  $K_v = 5.34$ .



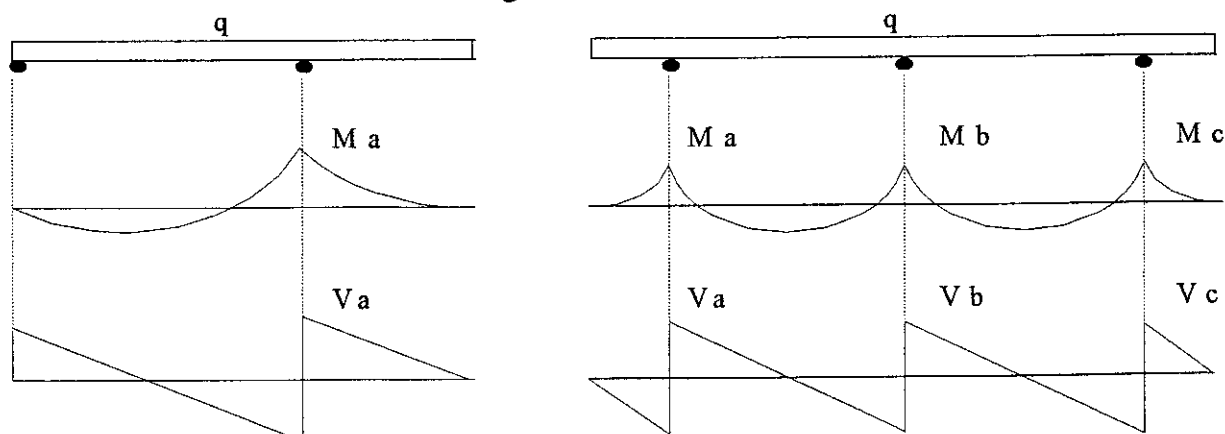
**Fig 7.9-** Esquema do enrijecedor transversal

Obs: para almas compostas de duas ou mais chapas, cada chapa deverá ser analisada isoladamente, para seu quinhão de esforço cortante.

Uma vez calculado o esforço cortante de projeto,  $V_d = \phi_v V_n$ , a alma da viga estará segura, se a inequação  $V \leq V_d$  se verificar, onde  $V$  é o esforço cortante atuante na seção.

## 7.5- Verificação do Cisalhamento e Flexão Combinados

As almas de vigas de chapa de aço dobrada a frio, quando submetidas a esforços de momento e de cisalhamento simultaneamente, podem flambar sob níveis de tensão menores do que se atuarem isoladamente os esforços acima. As seções mais sujeitas a este tipo de flambagem são aquelas em apoios intermediários de vigas contínuas (embora pouco usadas em chapa dobrada) e seções de balanços, ou seja, em locais onde os diagramas de momento fletor e de cortante possuem suas maiores ordenadas. A figura 7.10 nos esclarece melhor esta situação.



**Fig. 7.10 -** Interação entre cisalhamento e momento fletor

A verificação da superposição das tensões cisalhantes e das tensões normais de momento em uma mesma seção, será mais rigorosa se a alma não for reforçada. O momento e o cortante atuantes (M e V respectivamente), deverão atender às seguintes inequações abaixo:

Para almas sem enrijecedores transversais:

$$\left( \frac{M}{\phi_b M_{n0}} \right)^2 + \left( \frac{V}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1.0 \quad (7.12)$$

Para almas com enrijecedores transversais, o momento e o cortante atuantes não deverão exceder respectivamente  $\phi_b M_n$  e  $\phi_v V_n$ . Mas, se  $(M/(\phi_b M_{n0})) > 0.5$  e  $(V/(\phi_v V_n)) > 0.7$ , a seguinte inequação deverá ser satisfeita:

$$0.6 \left( \frac{M}{\phi_b M_{n0}} \right) + \left( \frac{V}{\phi_v V_n} \right) \leq 1.3 \quad (7.13)$$

Onde,

$M_{n0}$  = momento nominal calculado sem considerar a flambagem lateral, ou seja, calculado conforme o procedimento-I do item 7.2.

Os outros termos já estão definidos.

## 7.6- Corrugação de Almas

Vigas quando submetidas a cargas concentradas e nas reações de apoio, devem ser verificadas também quanto a este tipo de ruína. O uso de enrijecedores nos apoios e sob cargas concentradas não é muito prático, por isso as almas ficam muito susceptíveis à corrugação e se torna necessária a verificação.

O estudo da flambagem em placas devido a cargas localmente distribuídas é similar ao feito para almas. Segundo Khon, Johns e Hayman, a carga crítica de flambagem para uma placa,  $P_{cr}$ , é:

$$P_{cr} = \frac{K \cdot \pi^2 \cdot E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot h} \quad (7.14)$$

Na equação acima, K é o coeficiente de flambagem, que depende da relação N/h e a/h, como dado na figura abaixo:

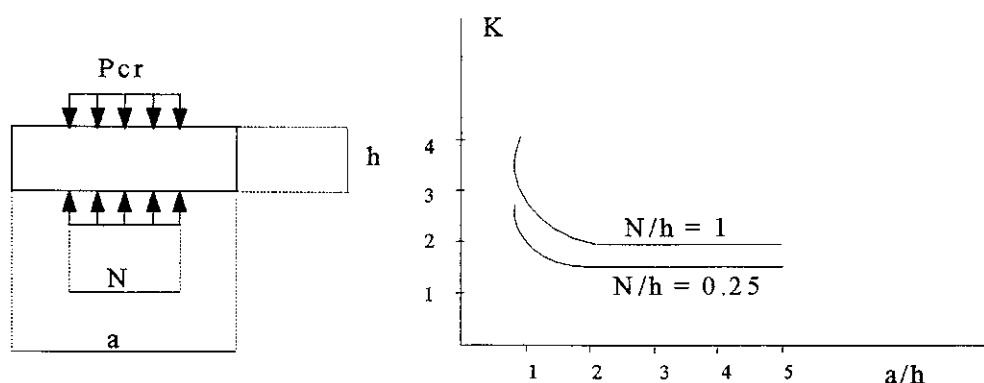


Fig 7.11-a - Coeficiente de flambagem  $K$  para placa simplesmente apoiada submetida a duas forças localmente distribuídas nas bordas

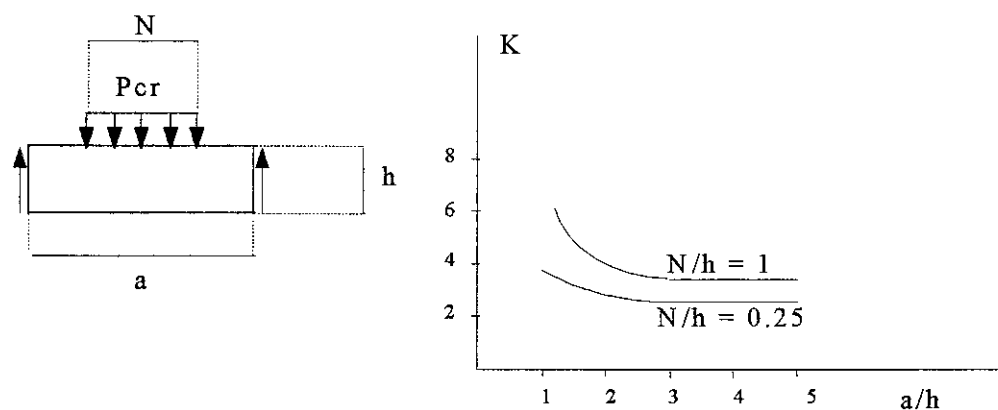


Fig 7.11-b - Coeficiente de flambagem  $K$  para placa simplesmente apoiada submetida a uma força localmente distribuídas em uma borda

Para almas de vigas, o estudo teórico e experimental da corrugação foi efetuado por Lyse, Godfrey e outros. A análise teórica é muito complexa, uma vez que envolve vários fatores, como os citados abaixo:

- Distribuição não uniforme de tensões sob cargas localizadas e nas porções adjacentes da alma;
- Estabilidade elástica e não elástica da alma;
- Plastificação próxima ao local de aplicação da carga;
- Flexão produzida por carga localizada, se a mesma for excêntrica ao plano da , na seção;
- Imperfeição original fora do plano das paredes;
- Restrições no contorno da alma, garantidas pelas mesas e também por inclinações entre as paredes da alma e da mesa;
- Almas de pisos metálicos de lajes (“decks”) e painéis de fechamento (“panels”).

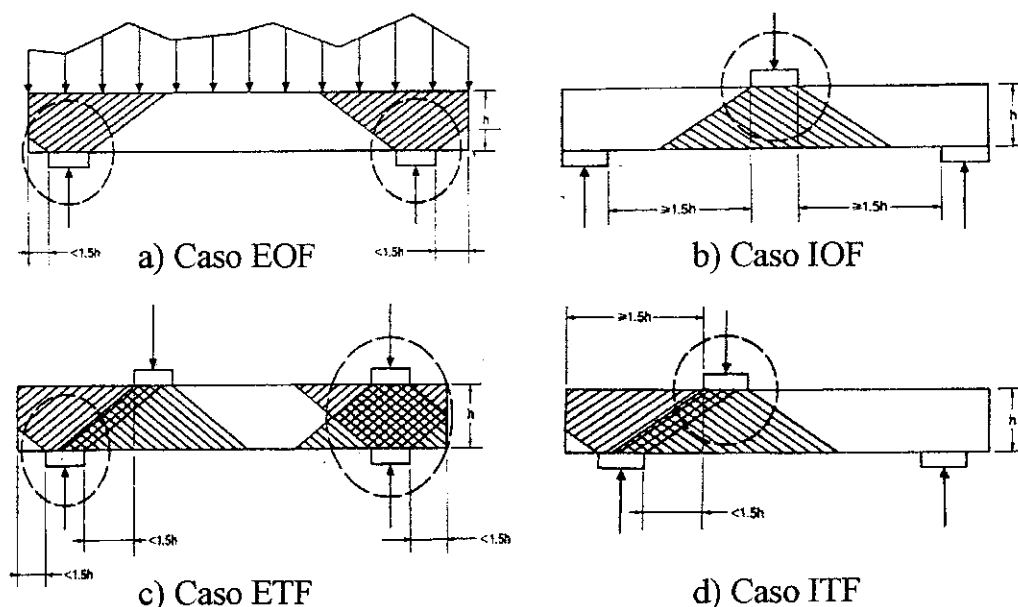
As prescrições do AISI, por causa dos fatores citados acima, são resultados de extensivas pesquisas, iniciadas por Winter, Pian e Zettin nos anos de 1940 - 1950 e mais recentemente na Universidade de Missouri-Rolla, por Hetrakul e Yu.

As equações de verificação apresentadas pela norma AISI-91 variam de acordo com o posicionamento das cargas localizadas (se estas são intermediárias ou extremas, ou mesmo se agem em uma ou duas mesas opostas). Os experimentos em Missouri-Rolla foram feitos para as seguintes situações:

- carregamento em uma só mesa de apoio externo (EOF);
- carregamento em uma só mesa de interior de vão (IOF);
- carregamento em duas mesas opostas de apoio externo (ETF);
- carregamento em duas mesas opostas de interior de vão (ITF).

Nos casos acima, a letra "T" componente das siglas significa um par de cargas atuantes; neste par, cada carga atua em uma mesa. Um par de cargas concentradas atuando no interior do vão não necessariamente constituirá um caso ITF, bastando que para isso as retas suporte das duas cargas (consideradas como vetores), distem mais que  $1.5h$  uma da outra. Quando isto ocorrer, cada carga separadamente, constituirá um caso IOF. O mesmo se pode dizer para cargas atuando nos extremos do vão.

A figura abaixo nos mostra todos os casos possíveis de carregamento concentrado:



**Fig.7.12** Condições de carregamento para ensaios de corrugação de alma



Até o final da década de 1950, a resistência à corrugação das almas de vigas de aço de chapa dobrada a frio só tinha sido ensaiada para perfis do tipo cartola e do tipo “U”, com almas não reforçadas e simples. As fórmulas de cálculo desenvolvidas destas pesquisas dependem de  $N/h$ ,  $h/t$ ,  $R/t$  e  $F_y$ , onde  $N$  é o comprimento da faixa de contato entre a carga e a mesa,  $h$  é a altura da alma,  $R$  é o raio interno da dobra e  $t$  é a espessura da alma.

Durante a década de 1970, começaram a ser fabricados diversos tipos de seções, feitos com aços de grande resistência. O uso dessas seções na construção civil, requeria novas experiências, para um cálculo mais refinado do que aquele feito na Universidade de Cornell entre 1940 e 1950. Sendo assim, ensaios adicionais nas Universidades de Missouri-Rolla e Cornell foram efetuados e as fórmulas do AISI tiveram seus coeficientes modificados.

A norma AISI-91 nos traz as equações de verificação de corrugação, para almas planas não reforçadas, e que tenham as relações  $N/h \leq 3.5$ ,  $N/t \leq 210$ ,  $h/t \leq 200$ ,  $R/t \leq 6$ , e para pisos,  $R/t \leq 7$ . Satisfeitas essas relações, a resistência nominal  $P_n$  à corrugação é calculada pelas equações de verificação da tabela abaixo:

**Tabela 7.2-** Resistência nominal à corrugação,  $P_n$

Apresentação das cargas concentradas no vão (observar a figura 7.12 e as referências relativas a esta tabela)		Perfis de Almas Simples		Seções I ou similares(1)
		Mesas parcialmente enrijecidas e Enrijecidas	Mesas não enrijecidas	Quaisquer tipos de mesa
Cargas Opostas cuja distância supera $1.5h$ (2)	Reação extrema(3)	Eq.7.15	Eq.7.16	Eq.7.17
	Reação Interior(4)	Eq.7.18	Eq.7.18	Eq.7.19
Cargas Opostas cuja distância é menor que $1.5h$ (5)	Reação extrema(3)	Eq.7.20	Eq.7.20	Eq.7.21
	Reação Interior(4)	Eq.7.22	Eq.7.22	Eq.7.23

Referências à tabela 7.2:

(1)- Seção do tipo “I”, constituídas de dois perfis “C”, ou seções similares que ofereçam elevada restrição à rotação da alma (como seções “I” compostas de cantoneiras);

(2)- Caso EOF ou IOF;

(3)- Caso EOF ou ETF;

(4)- Caso IOF ou ITF;

(5)- Caso ETF ou ITF.

As equações referenciadas na tabela 7.2 estão listadas abaixo:

$$t_2 k C_3 C_4 C_\theta [331 - 0.61(h/t)][1 + 0.01(N/t)] \quad (7.15)$$

$$t_2 k C_3 C_4 C_\theta [217 - 0.28(h/t)][1 + 0.01(N/t)] \quad (7.16)$$

Obs: se  $N/t > 60$ , o fator  $[1 + 0.01(N/t)]$  pode, alternativamente, assumir  $[0.71 + 0.015(N/t)]$

$$t_2 F_y C_6 (10.0 + 1.25\sqrt{N/t}) \quad (7.17)$$

$$t_2 k C_1 C_2 C_\theta [538 - 0.74(h/t)][1 + 0.007(N/t)] \quad (7.18)$$

Obs: se  $N/t > 60$ , o fator  $[1 + 0.007(N/t)]$  pode, alternativamente, assumir  $[0.75 + 0.011(N/t)]$

$$t_2 F_y C_5 (15.0 + 3.25\sqrt{N/t}) (0.88 + 0.12m) \quad (7.19)$$

$$t_2 k C_3 C_4 C_\theta [244 - 0.57(h/t)][1 + 0.01(N/t)] \quad (7.20)$$

$$t_2 F_y C_8 (10.0 + 1.25\sqrt{N/t}) (0.64 + 0.31m) \quad (7.21)$$

$$t_2 k C_1 C_2 C_\theta [771 - 2.26(h/t)][1 + 0.0013(N/t)] \quad (7.22)$$

$$t_2 F_y C_7 (15.0 + 3.25\sqrt{N/t}) (0.82 + 0.15m) \quad (7.23)$$

Referências às fórmulas acima:

$$C_1 = (1.22 - 0.22k) \quad (7.24)$$

$$C_2 = (1.06 - 0.06R/t) \leq 1.0 \quad (7.25)$$

$$C_3 = (1.33 - 0.33k) \quad (7.26)$$

$$C_4 = (1.15 - 0.15R/t) \leq 1.0 \text{ mas não menor que } 0.50 \quad (7.27)$$

$$C_5 = (1.49 - 0.53k) \geq 0.6 \quad (7.28)$$

$$C_6 = 1 + [(h/t)/665].1/k, \text{ se } h/t \leq 150 \quad (7.29)$$

$$= 1.20, \text{ se } h/t > 150 \quad (7.30)$$

$$C_7 = 1/k, \text{ se } h/t \leq 66.5 \quad (7.31)$$

$$= [1.10 - (h/t)/665].1/k, \text{ se } h/t > 66.5 \quad (7.32)$$

$$C_8 = [0.98 - (h/t)/865].1/k \quad (7.33)$$

$$C_\theta = 0.7 + 0.3(\theta/90)^2 \quad (7.34)$$

$$k = F_y/33 \quad (7.35)$$

$$m = t/0.075 \text{ (t em polegadas)} \quad (7.36)$$

R = Raio interno da dobra

$\theta$  = Ângulo entre o plano da alma e a superfície de contato, maior que  $45^\circ$ , porém menor que  $90^\circ$

N = Comprimento de contato da carga concentrada com o plano da mesa (se está sendo analisado um par de cargas com comprimentos de contato distintos, deverá ser tomado o menor valor de N (polegadas))

Os demais termos já foram definidos.

Ao analisarmos a tabela 7.2, notamos que, para almas simples sem restrição de rotação da alma, as equações levam, cada uma, três constantes ( $C_i$ ), uma delas introduzindo a relação R/t, a outra introduzindo  $F_y$ , e a outra relacionando o ângulo  $\theta$  entre a alma e a superfície de contato. Para este tipo de alma, as equações também levam em conta os termos h/t e N/t.

Em perfis com almas de elevada restrição à rotação, a relação R/t e o ângulo  $\theta$  já não são influentes, logo as equações dependem apenas de  $F_y$ , h/t e N/t.

### 7.6.1- Resistência de Projeto Devido à Corrugação

A tabela 7.2 nos fornece a resistência nominal à corrugação,  $P_n$ . A resistência de projeto,  $P_d$ , é obtida minorando-se a resistência nominal  $P_n$ , por um fator de segurança,  $\phi_w$ . Logo,

$$P_d = \phi_w P_n \quad (7.37)$$

Onde,

$\phi_w = 0.75$ , para almas simples não reforçadas  
 $= 0.80$ , para seções I, ou seções com elevada restrição à rotação da alma

## 7.7- Combinação Entre Flexão e Corrugação da Alma

A tabela 7.2 descrita no item 7.6, nos permite encontrar a carga máxima localizada de tal modo que não haja o enrugamento da alma. Todavia, a carga de projeto para a corrugação não considera efeito de outras tensões, como por exemplo tensões normais devidas à flexão. Em vigas contínuas ocorre frequentemente em apoios intermediários um momento negativo grande juntamente com uma considerável reação de apoio. Em vigas biapoiadas este fato também pode ocorrer no centro do vão, quando aplicadas cargas concentradas. Nestes locais, onde há simultaneidade de tensões normais e de cisalhamento na alma, a resistência à corrugação pode diminuir significativamente. Um grande número de pesquisadores levou a cabo experiências visando construir fórmulas de interação.

### 7.7.1- Vigas Com Almas Simples

Ensaio realizados nas Universidades de Missouri-Rolla e Cornell, nos fornecem a correlação abaixo, cuja inequação deve ser satisfeita, para que seja arantida a segurança perante o efeito combinado de flexão e corrugação:

$$1.07 \left( \frac{P_u}{\phi_w P_n} \right) + \left( \frac{M_u}{\phi_b M_{nx0}} \right) \leq 1.42 \quad (7.38)$$

Onde,

$P_u$  = Máxima carga concentrada, ou reação, com atuação do momento fletor

$M_u$  = Máximo momento de serviço atuante na seção onde atua a carga localizada

$M_{nx0}$  = Momento de cálculo, sem considerar a flambagem lateral

Os demais termos já estão definidos

Exceção: em apoios internos de vãos contínuos, a fórmula acima não se aplica para pisos ou vigas com duas ou mais almas simples. Sendo assim, na região do momento negativo, as extremidades comprimidas de almas adjacentes deverão ser travadas lateralmente por elementos de flange ligados de forma contínua ou intermitente, travamento lateral ou chapeamento rígido. O espaçamento entre as almas adjacentes não deve exceder 10 polegadas.

Obs: ensaios realizados nas Universidades de Missouri e Cornell, demonstram que quando a relação entre o máximo momento fletor no ponto de aplicação da carga concentrada e o momento de cálculo for inferior a 0.35, a presença do momento fletor não será tão problemática para a resistência à corrugação e não influirá sensivelmente na redução da resistência desta última. Por outro lado, percebe-se que, quando a relação entre a máxima carga concentrada existente e a carga de cálculo à corrugação pura for inferior a 0.4, a resistência à corrugação não será abalada pela atuação da força cortante.

### 7.7.2- Vigas Com Seção-I, Com Alto Grau de Restrição Contra a Rotação da Alma

Os ensaios realizados nas universidades de Cornell e Missouri-Rolla, nos fornecem a correlação abaixo, cuja inequação deverá ser satisfeita para que a segurança contra o efeito combinado de flexão e corrugação seja garantida.

$$0.82 \left( \frac{P_u}{\phi_w P_n} \right) + \left( \frac{M_u}{\phi_b M_{nx0}} \right) \leq 1.32 \quad (7.39)$$

Exceção: quando a relação  $h/t \leq 2.33(F_y/E)^{1/2}$ , e  $\lambda \leq 0.673$ , o momento fletor não abala sensivelmente a resistência à corrugação da alma, logo a Eq.7.39 não precisa ser usada.

### Referências Bibliográficas

[7.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991

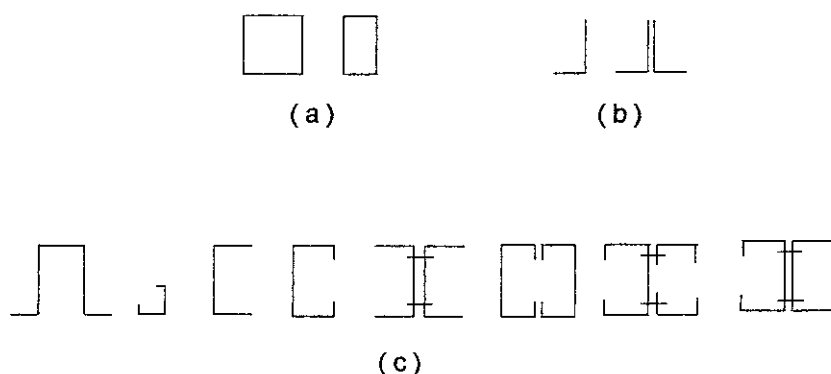
[7.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994

## 8- Barras Comprimidas

### 8.1-Introdução

Perfis de chapa dobrada a frio podem ser usados para suportar cargas de compressão aplicadas através de seu centro de gravidade.

As seções transversais de barras comprimidas podem ser compostas inteiramente por paredes enrijecidas, paredes não-enrijecidas ou uma combinação de paredes enrijecidas e não-enrijecidas. Seções não usuais e seções tubulares também podem ser usadas como barras à compressão.



**Figura 8.1-** Tipos de seções utilizadas como barras comprimidas. (a) Seções compostas inteiramente por paredes enrijecidas. (b) Seções compostas inteiramente por paredes não-enrijecidas. (c) Seções compostas por combinação de paredes enrijecidas e não-enrijecidas.

### 8.2-Estados Limites Últimos Aplicáveis

Seções de barras de chapa dobrada a frio normalmente são compostas de paredes bastante delgadas e, em muitos casos o centro de cisalhamento não coincide com o centróide da seção. Portanto, no projeto de barras comprimidas deve-se considerar os seguintes tipos de ruína dependendo das características da seção, espessura da chapa, e do comprimento da barra:

- 1 - Escoamento da seção
- 2 - Flambagem global da barra
  - a. Flambagem por flexão em relação a um eixo principal

- b. Flambagem por torção em relação ao centro de cisalhamento
- c. Flambagem por flexo-torção

### 3 - Flambagem local das paredes.

As prescrições para projeto de barras comprimidas do AISI/91 estão baseadas no método apresentado em 1986. Esse método consiste dos seguintes passos para o projeto de barras à compressão axial:

- 1 - Cálculo das tensões de flambagem elástica da coluna ( flexão, torção, ou flexo-torção ) para toda a seção não-reduzida.
- 2 - Determinação da tensão de ruína nominal ( flambagem elástica, flambagem inelástica, ou escoamento).
- 3 - Cálculo da carga nominal da coluna baseada na tensão de ruína governante e na área efetiva.
- 4 - Determinação da carga limite da coluna pela carga nominal da coluna e o fator de segurança especificado.

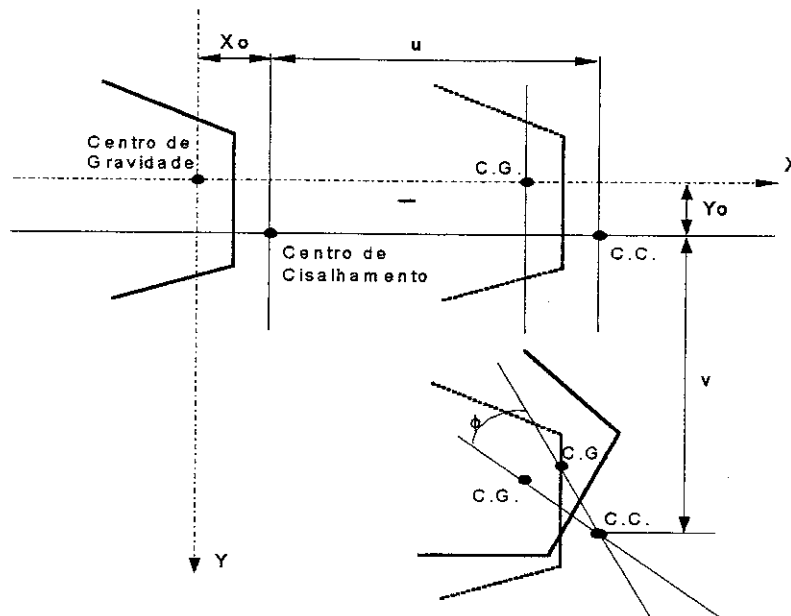
O efeito da flambagem local na resistência de colunas foi considerado nas especificações do AISI, durante o período de 1946 até 1986, pela utilização do fator  $Q$  na determinação da tensão admissível de projeto de barras à compressão axial. Apesar do método do fator  $Q$  ter sido utilizado com êxito no passado, investigações na Universidade de Cornell e outros institutos demonstraram que esse método necessitava de melhoramentos. Com base no resultado de testes e estudos analíticos de Dewolf, Pekoz, Winter, Kalyanaraman, e Loh, Pekoz demonstrou que a aproximação pelo fator  $Q$  pode estar contra a segurança para colunas que possuam elementos enrijecidos com grande relação largura/espessura (  $w/t$  ), particularmente para aquelas que tenham índice de esbeltez próxima a 100. Por outro lado o método do fator  $Q$  apresenta resultados muito conservativos para seções do tipo I com elementos não-enrijecidos, especialmente para colunas com pequenos índices de esbeltez. Conseqüentemente, o fator  $Q$  foi eliminado na edição de 1986 das especificações do AISI. A partir de então, para refletir o efeito da flambagem local na resistência de colunas, a carga de projeto de colunas é determinada pela tensão crítica de flambagem governante e pela área efetiva,  $A_e$ , ao invés da área total da seção transversal. Para seções em C e Z, e cantoneiras simples com flanges não-enrijecidos, a carga nominal da coluna é limitada pela carga de flambagem da coluna, que é calculada pela tensão de flambagem local do flange não-enrijecido, e pela área total da seção não reduzida.

## 8.3-Tensão de Flambagem Elástica Para a Seção Não-Reduzida

### 8.3.1-Equação Característica

Normalmente as seções fechadas não tendem a flambar por flexo-torção ou torção pura devido à sua grande rigidez à torção. Entretanto as seções abertas de parede fina possuem pequena rigidez à torção, estando passíveis a apresentar ruína por três modos de instabilidade global ( flambagem por flexão, flambagem por torção ou flambagem por flexo-torção ).

Quando uma coluna de seção aberta flamba por flexo-torção, ocorre flexão e torção da seção simultaneamente. Como mostrado na figura 8.2, a seção se desloca transversalmente de uma quantidade “u” e “v” na direção dos eixos globais “X” e “Y” e gira de um ângulo  $\phi$  em relação ao centro de cisalhamento.



**Figura 8.2** - Deslocamento de uma seção assimétrica durante a flambagem por flexo-torção

O equilíbrio de uma coluna sujeita a uma carga axial  $P$  leva às seguintes equações diferenciais:

$$EI_x v^{iv} + P v'' - P x_0 \phi'' = 0 \quad (8.1)$$

$$EI_y u^{iv} + P u'' - P y_0 \phi'' = 0 \quad (8.2)$$

$$EC_w \phi^{iv} - (GJ - P r_0^2) \phi'' + P y_0 u'' - P x_0 v'' = 0 \quad (8.3)$$

onde:

$I_x$  = Momento de inércia em relação ao eixo X

$I_y$  = Momento de inércia em relação ao eixo Y

$u$  = Deslocamento transversal na direção X



$v$  = Deslocamento transversal na direção Y

$\phi$  = Ângulo de rotação

$x_0$  = Coordenada do centro de cisalhamento em relação ao eixo X

$y_0$  = Coordenada do centro de cisalhamento em relação ao eixo Y

$E$  = Módulo de elasticidade =  $2,074 \cdot 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>

$G$  = Módulo de elasticidade transversal =  $0,385 \cdot E$

$J$  = Módulo de inércia de Saint. Venant =  $1/3 \sum I_i^3$

$C_w$  = Constante de empenamento da seção transversal

$r_0$  = Raio polar de giração da seção transversal em relação ao centro de cisalhamento

$$= (r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)^{1/2}$$

$r_x, r_y$  = Raio de giração em relação aos eixos X e Y

Todas as derivadas estão relacionadas com o eixo z ( ao longo do eixo da coluna ).

Aplicando as condições de contorno apropriadas, o equilíbrio de uma coluna submetida a uma carga axial "P" leva à seguinte equação característica:

$$r_0(P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_y)(P_{cr} - P_z) - (P_{cr})^2(y_0)^2(P_{cr} - P_x) - (P_{cr})^2(x_0)^2(P_{cr} - P_y) = 0 \quad (8.4)$$

onde:

$$P_x = \text{Carga de flambagem por flexão de Euler sobre o eixo X} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (8.5)$$

$$P_y = \text{Carga de flambagem por flexão de Euler sobre o eixo Y} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (8.6)$$

$$P_z = \text{Carga de flambagem por torção} = \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \left( \frac{1}{r_0^2} \right) \quad (8.7)$$

onde:

$K$  = fator de comprimento efetivo de flambagem

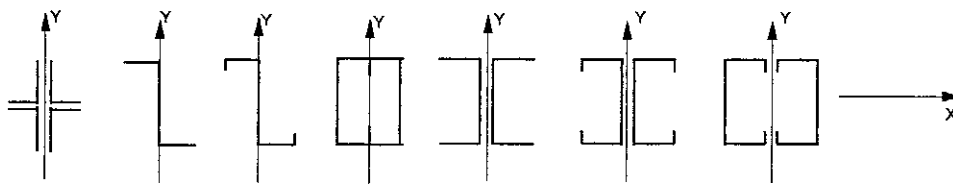
$L$  = comprimento entre os pontos travados.

O modo de flambagem de uma coluna pode ser determinado pela equação (8.4). A carga crítica de flambagem é o menor valor entre as três raízes de  $P_{cr}$ . Os itens seguintes indicam o modo possível de flambagem para os variados tipos de seção.

### 8.3.2- Seções Simétricas Ponto e Seções Duplamente Simétricas

Para seções duplamente simétricas, tais como seções tipo I ou caixa e seções simétricas ponto, o centro de cisalhamento coincide com o centro de gravidade da seção, isto é:

$$x_0 = y_0 = 0 \quad (8.8)$$



**figura 8.3** - Tipos de seções simétricas ponto e duplamente simétricas

Para este caso, a equação característica fica:

$$(P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_y)(P_{cr} - P_z) = 0 \quad (8.9)$$

A carga crítica de flambagem é o menor valor entre as três raízes da equação:

$$(P_{cr})_1 = P_x \quad (8.10)$$

$$(P_{cr})_2 = P_y \quad (8.11)$$

$$(P_{cr})_3 = P_z \quad (8.12)$$

Verificando as cargas de flambagem possíveis, conclui-se que para seções duplamente simétricas, a coluna entrará em ruína por flambagem por flexão ( $P_x, P_y$ ) ou por torção pura ( $P_z$ ), dependendo do comprimento da barra e da forma da seção. Para a maioria das seções a tensão de flambagem por torção é similar à tensão de flambagem local. Desta forma, as barras normalmente não flambam por torção pura, desde que bem dimensionadas à flambagem local. Portanto, a tensão elástica para flambagem por flexão é:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (8.13)$$

onde  $(KL/r)$  é a esbeltez máxima.

Se o projetista quiser verificar a tensão de flambagem por torção a equação (8.14) pode ser usada.

$$\sigma_t = \frac{I}{Ar_o^2} \left[ GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (8.14)$$

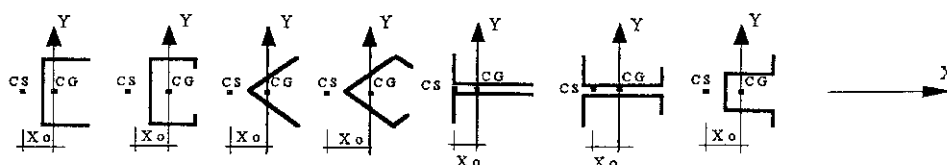
onde:

$A$  = área completa da seção transversal

### 8.3.3-Seções Monossimétricas

As seções monossimétricas mais usuais em estruturas de chapa dobrada a frio são as cantoneiras, perfis U simples e enrijecidos, cartola, seções T e seções tipo I. Considerando o eixo X como eixo de simetria, a distância " $y_o$ " entre o centro de cisalhamento e o centro de gravidade na direção do eixo Y é igual a zero. A equação (8.4) se reduz a:

$$(P_{cr} - P_y) [r_o^2 (P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_z) - (P_{cr} x_o)^2] = 0 \quad (8.15)$$



**Figura 8.4 - Tipos de seções monossimétricas**

Para esse caso uma das soluções é:

$$(P_{cr})_1 = P_y = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (8.16)$$

que é a carga crítica de flambagem por flexão com relação ao eixo Y. As outras duas soluções para a carga de flambagem por flexo-torção podem ser obtidas através da solução da seguinte equação quadrática:

$$r_0^2 (P_{cr} - P_x)(P_{cr} - P_z) - (P_{cr} x_0)^2 = 0 \quad (8.17)$$

Fazendo

$$\beta = 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \quad (8.18)$$

$$(P_{cr})_2 = \frac{I}{2\beta} \left[ (P_x + P_z) + \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right] \quad (8.19)$$

$$(P_{cr})_3 = \frac{I}{2\beta} \left[ (P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right] \quad (8.20)$$

$(P_{cr})_3$  é sempre menor do que  $(P_{cr})_2$ . Desta forma, a equação (8.20) pode ser usada para a determinação da carga crítica de flambagem por flexo-torção.  $(P_{cr})_3$  é sempre menor que " $P_x$ " e " $P_z$ ", mas pode ser maior que  $P_y$ .

Portanto a tensão crítica de flambagem elástica para seções sujeitas à flambagem por torção ou flexo-torção é o menor valor entre:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (8.21)$$

$$F_e = \frac{I}{2\beta} \left[ (\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (8.22)$$

onde:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{K_x L_x}{r_x} \right)^2}$$

### 8.3.4-Seções Não-Simétricas

Se a coluna de seção aberta não tiver simetria com relação a um eixo, nem com relação a um ponto, todas as três cargas de flambagem possíveis são do tipo flexo-torsional. O valor mais baixo de  $P_{cr}$  é sempre menor do que o mais baixo entre os valores de  $P_x$ ,  $P_y$  e  $P_z$ .

A tensão de flambagem elástica ( $F_e$ ) deve ser determinada por análise racional. ela pode ser calculada através da seguinte equação por tentativa e erro:

$$\left( \frac{F_e^3}{\sigma_{ex}\sigma_{ey}\sigma_t} \right) \alpha - \left( \frac{F_e^2}{\sigma_{ey}\sigma_t} \right) \gamma - \left( \frac{F_e^2}{\sigma_{ex}\sigma_t} \right) \beta - \left( \frac{F_e^2}{\sigma_{ex}\sigma_{ey}} \right) + \frac{F_e}{\sigma_{ex}} + \frac{F_e}{\sigma_{ey}} + \frac{F_e}{\sigma_t} = 1 \quad (8.23)$$

No cálculo, a seguinte equação pode ser usada como primeira aproximação:

$$F_e = \left[ (\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\sigma_t + \sigma_{ey}\sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\sigma_t + \sigma_{ey}\sigma_t)^2 - 4(\sigma_{ex}\sigma_{ey}\sigma_t)(\gamma\sigma_{ex} + \beta\sigma_{ey} + \sigma_t)} \right] \times \left[ \frac{1}{2(\gamma\sigma_{ex} + \beta\sigma_{ey} + \sigma_t)} \right] \quad (8.24)$$

onde:

$$\alpha = 1 - (x_0/r_0)^2 - (y_0/r_0)^2$$

$$\gamma = 1 - (y_0/r_0)^2$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2$$

Alternativamente, esses tipos de colunas podem ser testadas de acordo com o capítulo F das especificações do AISI/91.

## 8.4-Tensões de Ruína

### 8.4.1-Flambagem Elástica

Uma coluna submetida a carga axial de compressão pode entrar em colapso por flambagem global por flexão se sua seção transversal for duplamente simétrica ( seção tipo I ), fechada ( tubo retangular ), cilíndrica ou ponto simétrica. Para seções monossimétricas, como foi visto anteriormente a flambagem por flexão é um dos modos de ruína possíveis.

A carga crítica de flambagem elástica para uma coluna longa pode ser determinada pela fórmula de Euler:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (8.25)$$

onde:

$P_e$  = carga de flambagem de Euler

$E$  = módulo de elasticidade

$I$  = momento de inércia

$L$  = comprimento da coluna

$K$  = fator de comprimento efetivo

Substituindo  $I=Ar^2$  na equação (8.25) a tensão de Euler para flambagem elástica de colunas pode ser obtida:

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (8.26)$$

onde  $(KL/r)$  é a esbeltez da peça e  $r$  o raio de giração mínimo da seção.

### 8.4.2-Flambagem Inelástica

#### 8.4.2.1-Flambagem Inelástica Por Flexão

Na análise de flambagem de colunas por flexão na fase inelástica, dois conceitos foram usados no passado. Eles são o método do módulo tangente e o método do modelo reduzido.

O método do modelo tangente foi proposto por Engesser em 1889. Baseado nesse método, a carga crítica é:

$$P_T = \frac{\pi^2 E_t I}{(KL)^2} \quad (8.27)$$

e a tensão crítica de flambagem é:

$$\sigma_T = \frac{\pi^2 E_t}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (8.28)$$

onde  $E_t$  é o módulo tangente.

Em 1895 Jasinky indicou que o conceito do módulo tangente não incluía o efeito de descarga elástica. Engesser então corrigiu sua teoria e desenvolveu o conceito do módulo reduzido ou duplo módulo, onde:

$$P_R = \frac{\pi^2 E_r I}{(KL)^2} \quad (8.29)$$

ou

$$\sigma_R = \frac{\pi^2 E_r}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (8.30)$$

onde:

$$E_r = \text{módulo reduzido}, \quad E \left( \frac{I_1}{I} \right) + E_t \left( \frac{I_2}{I} \right) \quad (8.31)$$

$I_1$  = momento de inércia com relação ao eixo neutro da área após a flambagem

$I_2$  = momento de inércia com relação ao eixo neutro da área após a flambagem

Muitas investigações posteriores indicaram que para os casos estudados, a carga máxima é maior que a carga do módulo tangente por 5% ou menos.

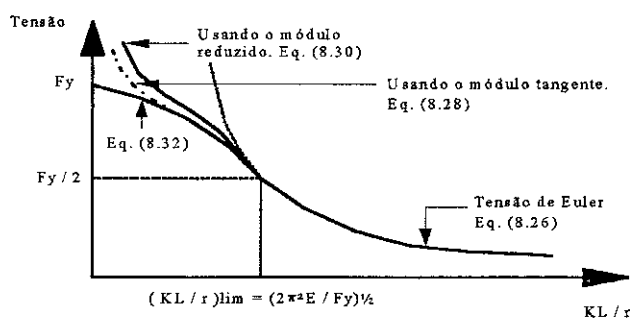
Em vista do fato de que a resistência do módulo tangente indica uma boa aproximação para a resistência da coluna, o Column Research Council sugeriu que as fórmulas para projeto de colunas de aço deveriam ser baseadas no conceito do módulo tangente. Por essa razão sempre que a tensão de Euler calculada estiver acima do limite de proporcionalidade, o módulo tangente deve ser usado para determinar a tensão de flambagem.

O Structural Stability Research Council indicou que a equação (8.32), para perfis de chapa dobrada a frio, pode ser conservativamente aproximada pela fórmula a seguir, assumindo que o limite de proporcionalidade efetivo é igual à metade do limite de escoamento.

$$\sigma_t = F_y \left( 1 - \frac{F_y}{4F_e} \right) \quad (8.32)$$

Portanto, quando a tensão está acima do limite de proporcionalidade, a coluna irá flambar na fase inelástica.

Como mostrado na figura (8.5), o valor de  $(2\pi^2 E / F_y)^{1/2}$  é o limite de esbeltez correspondente à tensão igual a  $F_y/2$ . Quando a esbeltez é maior do que esse valor limite, a coluna é governada pelo estado de flambagem elástica e quando a esbeltez é menor do que o valor limite, a coluna é governada pelo estado de flambagem inelástica.



**Figura 8.5 - Tensão de flambagem de flexão de colunas.**

#### 8.4.2.2 - Flambagem Inelástica Por Torção e Flexo-Torção

A discussão precedente para flambagem por flexo-torção na fase elástica é válida se a tensão de compressão é menor do que o limite de proporcionalidade. Colunas com pequenos ou



médios índices de esbeltez irão flambar com uma tensão maior do que o valor dado pela teoria elástica se a tensão de flambagem crítica calculada exceder o limite de proporcionalidade.

Analogamente ao caso de flambagem por flexão, a carga de flambagem flexo-torsional inelástica pode ser obtida pelas equações elásticas pela substituição de  $E$  por  $E_t$  e  $G$  por  $G(E_t/E)$ , onde  $E_t$  é o módulo tangente, que depende da relação tensão deformação da seção bruta, isto é, para flambagem inelástica por flexo-torção:

$$(P_x)_T = \left( \frac{E_t}{E} \right) P_x \quad (8.33)$$

$$(P_z)_T = \left( \frac{E_t}{E} \right) P_z \quad (8.34)$$

$$(P_{cr})_T = \left( \frac{E_t}{E} \right) P_{cr} \quad (8.35)$$

Com respeito à determinação de  $E_t$ , Bleich indica que:

$$E_t = CE \left[ \frac{\sigma}{F_y} \left( 1 - \frac{\sigma}{F_y} \right) \right] \quad (8.36)$$

onde:

$$C = \frac{I}{\left( \frac{\sigma_{pr}}{F_y} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_{pr}}{F_y} \right)} \quad (8.37)$$

$F_y$  e  $\sigma_{pr}$  são o limite de escoamento e o limite de proporcionalidade do aço.

Os valores de  $C$  obtidos por estudos experimentais variam de 3,7 a 5,1. Baseado na equação (8.37) e usando  $C=4$  (assumindo  $\sigma_{pr} = \frac{1}{2}F_y$ ), o módulo tangente  $E_t$ , para tensão de flambagem inelástica é dado por:

$$E_t = 4E \frac{\sigma_{TFT}}{F_y} \left( 1 - \frac{\sigma_{TFT}}{F_y} \right) \quad (8.38)$$

$\sigma_{TFT}$  = Tensão de flambagem flexo-torsional inelástica

Substituindo a relação acima na equação (8.35) a seguinte equação para tensão inelástica flexo-torsional pode ser obtida:

$$\sigma_{TFT} = F_y \left( 1 - \frac{F_y}{4F_e} \right) \quad (8.39)$$

onde  $F_e$  é a tensão de flambagem elástica flexo-torsional.

#### 8.4.3 - Escoamento

Sabe-se que uma coluna bem curta e compacta submetida a uma carga axial de compressão irá ruir por escoamento. Para esse caso a carga de escoamento é simplesmente:

$$P_y = AF_y \quad (8.40)$$

onde:

$A$  = área da seção transversal da coluna

$F_y$  = limite de escoamento do aço

### 8.5- Carga de Projeto

A carga de projeto, para colunas em que a resultante de todas as cargas atuando na barra é uma carga axial passando pelo centróide da seção, deve ser:

$$\phi_c \cdot P_n \quad (8.41)$$

onde:

$$\phi_c = 0,85$$

$$P_n = A_e \cdot F_n \quad (8.42)$$

$A_e$  = área efetiva para a tensão  $F_n$

$F_n$  = tensão de projeto determinada como a seguir:

$$\text{Para } F_e > \frac{F_y}{2} \quad F_n = F_y \left( 1 - \frac{F_y}{4F_e} \right) \quad \text{Tensão inelástica} \quad (8.43)$$

$$\text{Para } F_e \leq \frac{F_y}{2} \quad F_n = F_e \quad \text{Tensão elástica} \quad (8.44)$$

$F_e$  é o menor valor da tensão de flambagem elástica de flexão, torção ou flexo-torção, determinado como descrito anteriormente para os diferentes tipos de seções.

Para seções em C em Z, e cantoneiras simples com flanges não-enrijecidos,  $P_n$  deverá ser tomado como o menor dos valores entre aqueles calculados acima e do calculado como a seguir:

$$P_n = \frac{A \pi^2 E}{25,7 \left( \frac{w}{t} \right)} \quad (8.45)$$

onde:

$A$  = área da seção transversal bruta, não-enrijecida

$w$  = largura plana do elemento não-enrijecido

$t$  = espessura do elemento não-enrijecido

Obs.: 1) As seções de cantoneiras deverão ser projetadas para a carga axial,  $P_n$ , atuando simultaneamente com um momento igual a  $PL/1000$ , aplicado em relação ao menor eixo principal, provocando compressão nas extremidades das abas da cantoneira.

2) A esbeltez,  $KL/r$ , de todas as barras à compressão, de preferência, não deverá exceder 200, exceto durante a construção quando não deverá exceder 300.

## 8.6- Fator "K" de Comprimento Efetivo de Flambagem

O comprimento efetivo de flambagem  $KL$  da barra comprimida foi usado para determinar a tensão admissível de flambagem. O fator  $K$  (relação entre o comprimento efetivo da barra comprimida e o comprimento real entre os pontos travados) representa a influência de restrição contra a rotação e translação de ambos os apoios da barra comprimida.

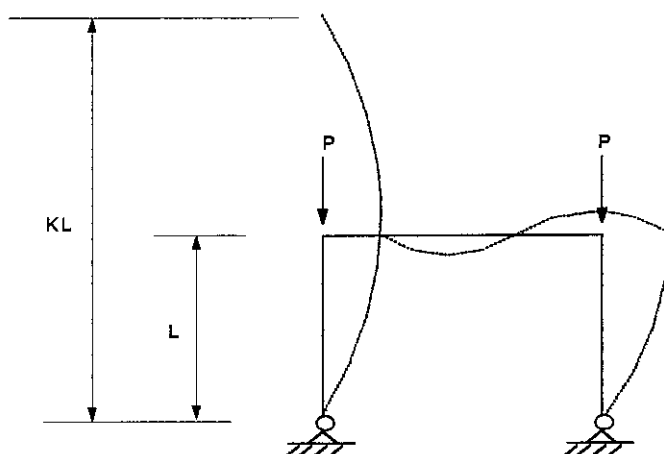
Os valores teóricos de  $K$  e os valores recomendados pelo Structural Stability Research Council são apresentados na tabela 8.1. Na prática, o valor de  $K=1$  pode ser usado para barras comprimidas ou colunas de painéis de paredes, com travamentos em X, diagrama de travamento, parede de cisalhamento, ou qualquer tipo de travamento que previna deslocamento transversal relativo entre ambas extremidades. Se a translação é prevenida e a restrição contra a rotação, de uma ou ambas extremidades da barra é garantida, um valor menor do que 1,0 pode ser utilizado no fator de comprimento efetivo.

No dimensionamento de treliças é constatado que uma considerável restrição à rotação pode ser garantida pela continuidade do banzo comprimido, contanto que as barras comprimidas não entrem em escoamento. Levando-se em conta o fato que as barras tracionadas são dimensionadas com um coeficiente de segurança de 1,67, e barras comprimidas são dimensionadas com coeficientes de segurança relativamente maiores, é provável que as barras tracionadas iniarão o escoamento antes da flambagem das barras comprimidas. Dessa forma, a restrição a rotação. Dessa forma, a restrição a rotação garantida pelas barras tracionadas, não pode ser utilizada no cálculo, conforme discutido por Bleich. Por essa razão, barras comprimidas de treliça plana devem ser dimensionadas com  $K=1,0$ .

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de $K$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados para dimensionamento	0,65	0,8	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para a condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

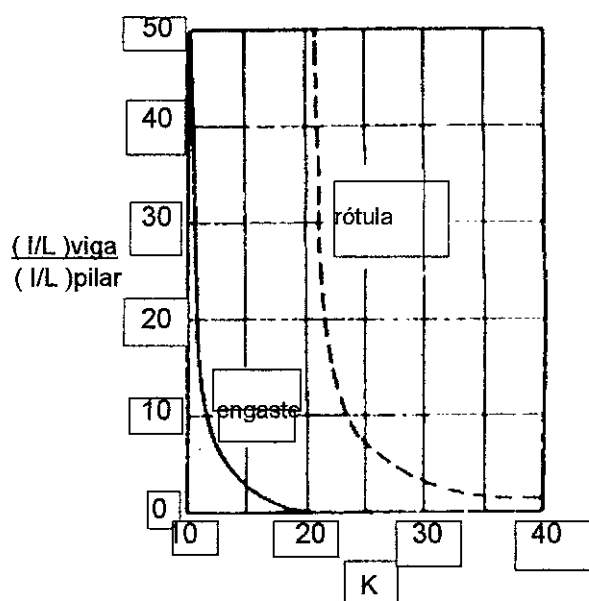
**Tabela 8.1- Valores de "K"**

Para pórticos não travados lateralmente, a estrutura depende da sua própria rigidez a flexão para a estabilidade lateral. Caso um pórtico retangular não é travado externamente no seu próprio plano de modo a prevenir a deslocabilidade, o comprimento efetivo  $KL$  é maior do que o comprimento real não travado, como mostrado na figura (8.6), isto é  $K>1$ . Isto resultará em uma redução da capacidade de carga do pilar, quando a deslocabilidade não é prevenida.



**Figura 8.6-** Pórtico retangular não travado

Para pórticos retangulares não travados, o comprimento efetivo do pilar pode ser determinado a partir da figura (8.7) para a relação específica de  $(I/L)_{\text{viga}} / (I/L)_{\text{pilar}}$  e do tipo de apoio. Caso o aparelho de apoio e a fundação garanta uma restrição a rotação de modo a reproduzir um apoio entre uma rótula e um engaste, o valor de K pode ser obtido por interpolação.



**Figura 8.7-** Valores de K dependendo do tipo de apoio e da relação  $(I/L)_{\text{viga}} / (I/L)_{\text{pilar}}$

Os valores de K a serem usados no dimensionamento de edifícios de andares múltiplos podem ser obtidos a partir do ábaco da figura (8.8). No ábaco, G é definido como:

$$G = \frac{\sum (I_p / L_p)}{\sum (I_v / L_v)} \quad (8.46)$$

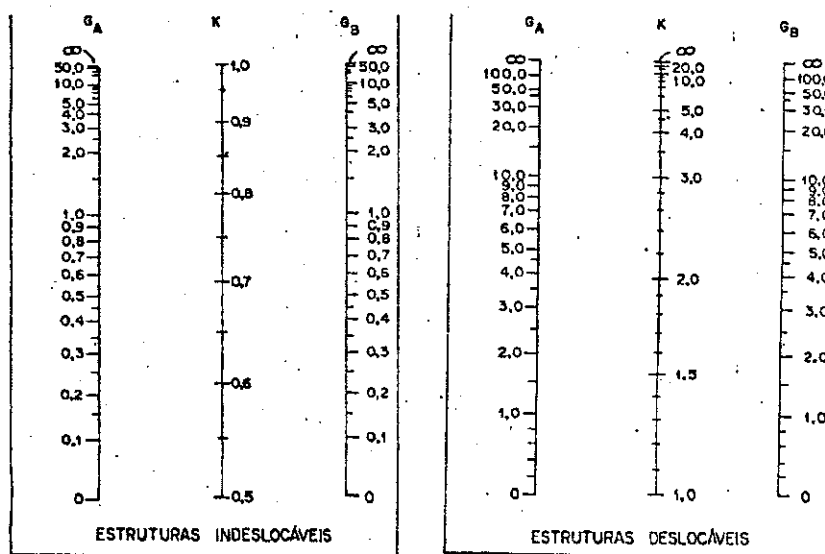


Figura 8.8- Ábaco

Na fórmula de "G", " $\Sigma$ " indica o somatório das relações " $I/L$ " de todas as barras rigidamente ligadas ao nó, situadas no plano que está sendo considerada a flambagem do pilar. " $I_p$ " é o momento de inércia e " $L_p$ " o vão de um segmento de um pilar contínuo. " $I_v$ " é o momento de inércia e " $L_v$ " o vão de uma viga ligada rigidamente a um nó. " $I$ " e " $L$ " são calculados em relação aos eixos perpendiculares ao plano de flambagem que está sendo considerado.

Em cálculos práticos, para extremidades de pilares apoiadas em bases, porém, não rigidamente ligados a tais bases, G é teoricamente igual a  $\infty$ , mas a não ser que se execute uma rótula real, pode ser tomado igual a 10. Se a extremidade do pilar estiver rigidamente ligada a uma base dimensionada de modo adequado, G pode ser tomado igual a 1,0. Poderão ser usados valores inferiores a 1,0 desde que justificados por análise.

Na utilização do ábaco, a rigidez da viga  $I_v / L_v$  deverá ser multiplicada por um fator como a seguir, quando as condições da outra extremidade da viga são conhecidas:

1 - Para estruturas indeslocáveis,

1,5 quando a outra extremidade da viga for rotulada

2,0 quando a outra extremidade da viga for impedida de girar (isto é, rigidamente ligada a um suporte relativamente rígido)

2 - Para estruturas deslocáveis,

0,50 quando a outra extremidade for rotulada

0,67 quando a outra extremidade for engastada

Depois da determinação de  $G_a$  e  $G_b$  para nós A e B das extremidades da seção do pilar, o valor de K pode ser obtido a partir do ábaco da figura (8.8), através da construção de uma linha reta entre os pontos apropriados nas escalas para  $G_a$  e  $G_b$ .

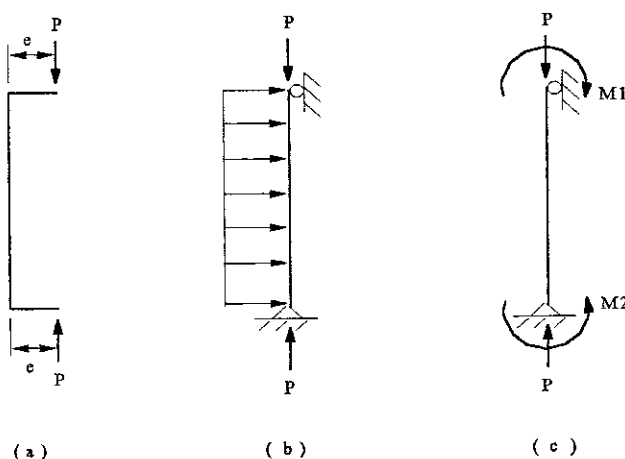
### Referências Bibliográficas

- [8.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991
- [8.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994
- [8.3]-Cheng, J. J., *Projeto de Estruturas de Perfis de Chapa Dobrada - 3º Colóquio de Estruturas de Aço na PUC/RJ*, Julho, 1988
- [8.4]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

## 9- Flexão Composta

### 9.1- Introdução

Peças estruturais submetidas à flexão composta podem ser denominadas vigas-coluna. As vigas-coluna são definidas como membros estruturais que estão sujeitos a tensões axiais de compressão e flexão. As tensões de flexão podem advir de cargas excêntricas (figura 9.1.a), cargas transversais (figura 9.1.b), ou momento aplicado (figura 9.1.c). Tais barras são frequentemente encontradas em pórticos, treliças e montantes de painéis. Em estruturas de aço, vigas são normalmente suportadas por colunas através de cantoneiras ou consolos ao lado das colunas. A reação das vigas pode ser considerada como carga excêntrica, que produz momento de flexão.



**Figura 9.1 - Vigas-coluna.** (a) Submetida a carga excêntrica. (b) Sujeita a cargas axiais e transversais. (c) Submetida a carga axial e momento aplicado.

### 9.2- Estados Limites Últimos Aplicáveis

O comportamento estrutural das vigas-coluna depende da forma e dimensão da seção transversal, da localização da carga excêntrica na seção transversal, do comportamento da barra e das condições de travamento da mesma. Por essa razão, a edição de 1980 das especificações do AISI subdividia os procedimentos de cálculo nos quatro casos seguintes, de acordo com a configuração da seção transversal e do modo de flambagem:

1 - Seções de dupla simetria e seções não-sujeitas a flambagem por torção ou flexo-torção.

2 - Seções monossimétricas localmente estáveis ou seções compostas a partir de perfis



ligados de forma intermitente, as quais podem estar sujeitas a flambagem por flexo-torção, carregadas segundo o plano de simetria.

3 - Seções simétricas localmente instáveis ou seções compostas a partir de perfis ligados de forma intermitente, que podem estar sujeitas a flambagem por flexo-torção, carregadas segundo o plano de simetria.

4 - Seções monossimétricas carregadas de forma assimétrica.

Em 1986, como resultado de uma aproximação unificada, Pekoz indicou que tanto vigas-coluna localmente estáveis como instáveis podem ser dimensionadas pelas equações de interação incluídas na seção C5 da edição de 1986 das especificações do AISI. Essas fórmulas de interação consideram portanto, os tipos de ruína referentes à flexão e à compressão, discutidos anteriormente, além da interação entre os dois carregamentos. A edição de 1991 das especificações do AISI apresentou algumas alterações com relação à edição de 1986, como coeficientes e momentos admissíveis utilizados nos termos da equação de interação. Essas equações e as prescrições para projeto de vigas-coluna do AISI/91 são apresentados a seguir.

### 9.3- Critérios Para Projeto do AISI/91

A força axial  $P_u$  e os momentos fletores  $M_{ux}$  e  $M_{uy}$  aplicados em vigas-coluna deverão satisfazer às seguintes equações de interação:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_{nx}} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_{ny}} \leq 1,0 \quad (9.1)$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_{no}} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (9.2)$$

Quando  $P_u / \phi_c P_n \leq 0,15$ , a seguinte fórmula pode ser utilizada no lugar das duas equações acima:

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0 \quad (9.3)$$

onde:

$P_u$  = Carga axial aplicada.

$M_{ux}$  e  $M_{uy}$  = Momentos aplicados em relação aos eixos centrais da seção efetiva,

determinada considerando-se somente a carga axial. Para seções de cantoneiras,  $M_{uy}$  deverá ser tomado como o momento aplicado ou o momento aplicado mais  $P_u/1000$ , o que resulta em um baixo valor de  $P_n$ .

$P_n$  = Carga axial nominal determinada de acordo com o capítulo 8.

$P_{no}$  = Carga axial nominal determinada de acordo com o capítulo 8, utilizando  $F_n = F_y$ .

$M_{nx}$  e  $M_{ny}$  = Momentos nominais em relação aos eixos centrais, determinados de acordo com o capítulo 7.

Obs.: Pode ser verificada aqui uma alteração com relação ao AISI/86 que, nas equações de interação faz distinção entre os momentos admissíveis calculados incluindo ou não considerações a respeito do efeito de flambagem lateral. Já o AISI/91, aplica nas três equações, os momentos nominais calculados incluindo as verificações de flambagem lateral.

$$1/\alpha_{nx}, 1/\alpha_{ny} = \text{Fatores de majoração} = \frac{I}{I - \frac{P_u}{\phi_c P_E}} \quad (9.4)$$

$\phi_b$  = 0,95 e 0,90 para resistência nominal da seção ou 0,90 para vigas destravadas lateralmente

$\phi_c$  = 0,85

$$P_E = \frac{\pi^2 E I_b}{(K_b L_b)^2} \quad (9.5)$$

$I_b$  = Momento de inércia da seção transversal bruta, seção não-reduzida, em relação ao eixo de flexão.

$L_b$  = Comprimento real destravado no plano de flexão.

$K_b$  = Fator de comprimento efetivo no plano de flexão.

$C_{mx}$  e  $C_{my}$  = Coeficientes cujos valores devem ser tomados como a seguir:

1. Para barras à compressão de pórticos deslocáveis  $C_m = 0,85$

2. Para barras à compressão de pórticos indesejáveis não sujeitas a cargas transversais entre apoios no plano de flexão

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M1 / M2)$$

onde

$M1 / M2$  é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores nas extremidades do comprimento destravado no plano de flexão.  $M1 / M2$  é positivo quando a barra for fletida com curvatura reversa e negativo quando for fletida com curvatura simples.

3. Para barras à compressão em pórticos indeslocáveis no plano do carregamento e sujeitas à cargas transversais entre seus apoios, o valor de  $C_m$  pode ser determinado analiticamente. Entretanto, em lugar de tais análises, os seguintes valores podem ser usados:

(a) Para barras com ambas as extremidades engastadas  $C_m = 0,85$

(b) Para os demais casos  $C_m = 1,0$

## 9.4- Considerações Sobre as Fórmulas de Interação

Considerações podem ser feitas com relação às fórmulas de interação utilizadas no projeto de vigas-coluna do AISI/91.

### 9.4.1 - Fatores de Majoração $1 / \alpha_n$

Os fatores de majoração  $1/\alpha_{mx}$  e  $1/\alpha_{my}$  decorrem do fato de que as fórmulas de interação sem a sua consideração, somente podem ser aplicadas para alguns tipos de projetos de vigas-coluna (barras curtas e barras submetidas a cargas axiais relativamente baixas). Portanto há a necessidade da aplicação desses fatores de majoração em grande parte dos casos pois, quando a barra está submetida ao carregamento da figura 9.2, por exemplo, o máximo momento no comprimento médio da barra (ponto C) é devido ao momento aplicado  $M$  e um momento secundário resultante da carga axial aplicada  $P$  e da deflexão da barra, e pode ser assumido como:

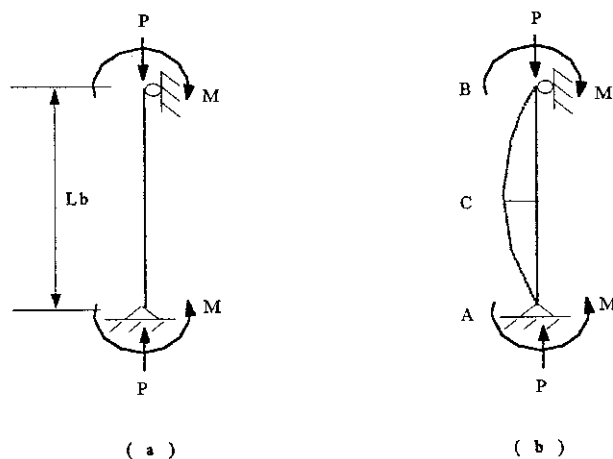
$$M_{\max} = \frac{1}{\alpha_n} M_u \quad (9.6)$$

onde:

$M_{\max}$  = Momento máximo no comprimento médio

$M_u$  = Momento aplicado

$\alpha_n$  = Fator de majoração



**Figura 9.2** - Viga-coluna submetida a carga axial e momento aplicado

O coeficiente de majoração  $1/\alpha_n$  é definido como:

$$\frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \quad (9.7)$$

onde  $P_e$  = carga elástica de flambagem de Euler =  $\pi^2 EI / (K_b L_b)^2$

Utilizando o fator de segurança  $\phi_c$ , a equação (9.7) pode ser reescrita como:

$$\frac{1}{\alpha_n} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_c P_e}} \quad (9.8)$$

#### 9.4.2 - Coeficiente $C_m$

Pode-se verificar que a equação (9.1), sem a consideração do coeficiente  $C_m$ , desenvolvida para barras submetidas a carga de compressão axial e momento aplicado, pode ser usada com relativa acurácia para barras à compressão de pórticos indeslocáveis com as extremidades não-engastadas sujeitas a uma carga axial e uma carga transversal uniformemente distribuída. Todavia, ela pode ser conservativa para barras à compressão de pórticos deslocáveis e barras fletidas com curvatura reversa. Por essa razão, a fórmula de interação da equação (9.1) apresenta o coeficiente  $C_m$ , que deve ser computado de acordo com as recomendações descritas anteriormente.

Para a condição de carga axial de pequenos valores, a influência de  $C_m / (1 - P_u / \phi_c P_e)$

é normalmente pequeno e pode ser negligenciado. Portanto, quando  $P \leq 0,15 P_a$ , a equação (9.3) pode ser utilizada no projeto de vigas-coluna.

### Referências Bibliográficas

- [9.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991
- [9.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994
- [9.3]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

# 10- Tubos de Seção Circular

## 10.1- Introdução

Neste capítulo será estudada a resistência e as especificações do AISI/91 para o projeto de barras cilíndricas de seção circular sujeitas a compressão centrada e à flexão.

Estas barras são muito econômicas quando utilizadas na compressão e na torção. Como exemplo de uma larga utilização de tubos são as diagonais e as componentes dos planos de uma treliça espacial de uma cobertura metálica. Também tem-se verificado uma utilização em larga escala na construção de edifícios. Estas vantagens econômicas estão ligadas ao menor consumo de material que se consegue devido às seguintes propriedades:

- 1- Os tubos de seção circular possuem grande relação entre o raio de giração e a área, ou seja, possuem grande raio de giração com pouco material, o que eleva a tensão crítica de flambagem global;
- 2- Possuem o mesmo raio de giração em relação a qualquer eixo que passa pelo centro de gravidade da seção ( $i_x = i_y = i = \text{cte}$ );
- 3- Possuem alta rigidez à torção, a qual é dada por:

$$J_t = \frac{4A_i^2}{\oint \frac{ds}{t}}$$

Se  $t$  é constante ao longo da seção transversal então a integral de linha vale  $s/t$  e a rigidez à torção é dada por:

$$J_t = \frac{4A_i^2 t}{s}$$

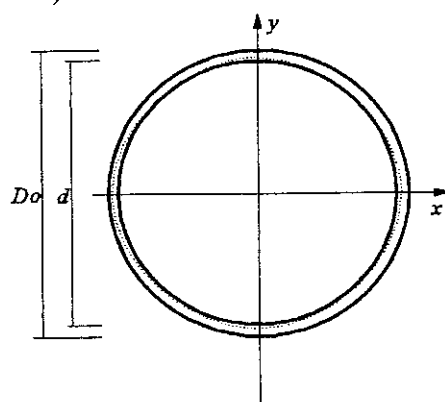
onde:

$A_i$  = Área interna a linha média (ver figura 9.1);

$t$  = espessura da parede do tubo;

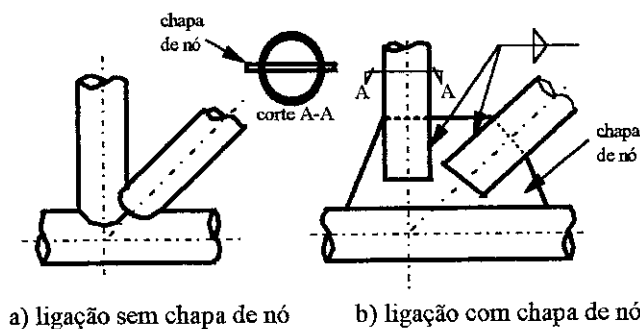
$s$  = perímetro da linha média;

$D = D_o - t$  (figura 10.1)



**Fig 10.1-** Tubo de seção circular

Uma desvantagem da utilização de tubos é a dificuldade de se conseguir as ligações em virtude das superfícies curvas. Na figura 10.2 estão mostradas duas soluções adotadas. Na figura 10.2b tem-se a ligação com uma chapa de nó que facilita a execução. Neste caso evita-se o corte os tubos que é feito no caso da figura 10.2a e consegue-se ainda um maior comprimento de solda. Porém na ligação com chapa de nó devem ser tomados cuidados especiais quanto a flambagem local dos tubos.



a) ligação sem chapa de nó      b) ligação com chapa de nó

**Fig 10.2-** exemplos de ligações de tubos em estruturas

As seções tubulares cilíndricas são também usadas em estruturas de plataformas offshore, torres de linhas de transmissão e torres estaiadas de sistema de comunicação.

## 10.2- Estados Limites

### 10.2.1- Estados Limites Últimos

#### 1- Flambagem global da barra

a) Flambagem por flexão pura em relação eixo principal de inércia (neste caso qualquer eixo passando pelo C.G.).

b) Flambagem por torção pura em relação ao centro de cisalhamento.

2- Flambagem local: a flambagem local pode ocorrer quando o tubo está sujeito à compressão axial, flexão, torção, cisalhamento ou combinação destes carregamentos.

Estes estados limites são consideravelmente afetados pelos seguintes fatores:

- a) processo de fabricação do tubo: de acordo com a fabricação os tubos podem ser classificados em tubos manufaturados ou tubos fabricados. Os tubos manufaturados podem ser feitos com costura ou sem costura. Os tubos fabricados normalmente possuem maiores imperfeições geométrica e a tensão flambagem local nestes devem ser consideravelmente menor que nos tubos manufaturados.
- b) Tipo de curva tensão-deformação do aço utilizado.
- c) Tensão residual: o diagrama tensão-deformação é afetado pela tensão residual que aparece no processo de fabricação.
- d) Imperfeições geométricas iniciais (diâmetro, ovalidade, linearidade).

### 10.2.2- Estados Limites de Utilização

A esbeltez máxima admissível para barras comprimidas segundo o AISI-91 vale:

- a) para combinações normais de carregamento:

$$\lambda_{\max} = KL/i \leq 200$$

- b) para combinações de carregamentos em etapas construtivas:

$$\lambda_{\max} = KL/i \leq 300$$

## 10.3- Critérios de Dimensionamento de Tubos de Seção Cilíndrica

### 10.3.1) Flambagem Local

Considerando a resistência pós-flambagem e que a flambagem local em tubos é um fenômeno muito influenciado por imperfeições iniciais, as especificações do AISI-91 estão baseadas na representação gráfica de Plantema e em resultados de testes realizados por Wilson e Newmark na Universidade de Illinois.

Esta representação de Plantema é um gráfico relacionando os parâmetros  $F_{ult}/F_y$  e  $(E/F_y)(t/D)$ .  $F_{ult}$  é a tensão última ou a tensão de colapso do tubo. As importantes conclusões que foram tiradas deste estudo foram:

- 1- Se  $D/t \leq 0,125E/F_y$ , ocorrerá que a tensão de colapso será a própria tensão de escoamento. Isto equivale a dizer que se esta condição for satisfeita não ocorrerá a flambagem local. Assim, temos:

$$F_{ult}/F_y = 1$$



2- Se  $0,125E/F_y < D/t \leq 0,4 E/F_y$ , a flambagem local ocorrerá, ou seja, a tensão de flambagem é menor que a tensão de escoamento. Porém, a flambagem local será uma flambagem inelástica, porque a tensão de flambagem é maior que a tensão correspondente ao limite de proporcionalidade do material.

3- Se  $D/t > 0,4E/F_y$ , a flambagem local ocorrerá antes do escoamento, e a flambagem neste caso será no regime elástico (flambagem elástica).

Desta forma, nos casos 2 e 3 a tensão admissível deverá ser reduzida em virtude da flambagem local.

O AISI-91 baseado em uma aproximação conservativa especifica que, para tubos com a relação  $D/t \leq 0,441E/F_y$ , uma área reduzida  $A_0$  deve ser calculada para levar em conta a flambagem local. Assim, as especificações do AISI-91 não se aplicam para tubos com  $D/t$  superior a  $0,441E/F_y$ .

A dedução deste  $A_0$  parte de uma equação aproximada conservativa para o gráfico de Plantema dada por:

$$\frac{F_{ult}}{F_y} = 0,037 \left( \frac{E}{F_y} \right) \left( \frac{t}{D} \right) + 0,667 \quad (10.1)$$

Sendo  $A$  a área não reduzida da seção transversal do tubo e  $A_0$  a redução de área devido a flambagem local tem-se que:

$$A f_{ult} = A_0 F_y \quad (10.2)$$

ou

$$A_0 = \frac{F_{ult}}{F_y} A \quad (10.3)$$

Substituindo a equação 10.1 na equação 10.3 resulta:

$$A_0 = \left[ \frac{0,037}{(D/t)(F_y/E)} + 0,667 \right] A \leq A \quad (10.4)$$

Portanto, a equação 9.4 é a redução que deve ser calculada sempre que  $D/t \leq 0,441(E/F_y)$ . Este parâmetro  $A_0$  será utilizado no cálculo da resistência à compressão da maneira que será apresentada no item a seguir.

### 10.3.2- Resistência à Compressão

Para tubos à compressão centrada, as equações foram mudadas nas especificações de 1986 devido a novos estudos e, no AISI-91 estas equações foram mantidas a menos dos coeficientes de segurança que agora se baseiam nos critérios do LRFD.

Deve ser sempre lembrado que  $D/t$  não deve ultrapassar o valor de  $0,441(E/F_y)$  para valermos os critérios do AISI-91 para tubos.

A resistência a compressão de projeto,  $\phi_c P_n$  deve ser determinada como a seguir:

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.85 \\ P_n &= F_n A_e\end{aligned}\quad (10.5)$$

O cálculo de  $F_n$  (tensão de flambagem à flexão) e  $A_e$  (área efetiva) é feito conforme os dois casos a seguir:

a) Se  $F_e > F_y/2$ :

$$F_n = F_y [1 - F_y/4F_e] \quad (10.6)$$

onde  $F_e$  é a tensão de flambagem elástica por flexão calculada por:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (10.7)$$

onde:

$E$  = módulo de elasticidade do material

$K$  = fator de comprimento efetivo que depende das condições de apoio da barra conforme a tabela 8.1

$L$  = comprimento destravado do elemento

$r$  = raio de giração da seção transversal não reduzida.

$$A_e = [1 - (1 - R^2)(1 - A_0/A)]A \quad (10.8)$$

onde:

$$R = \sqrt{F_y/2F_e} \quad (10.9)$$

$A_0$  é dado pela equação 9.4 para  $D/t \leq 0,441(E/F_y)$

$A$  = área não reduzida da seção transversal.

b) Se  $F_e \leq F_y/2$

$$F_n = F_e$$

$$A_n = A_e$$

onde  $F_e$  é dado pela equação 10.7.

### 10.3.3- Resistência à Flexão

Em tubos, baseando-se nos estudos de Gerard e Becker, Shermam e Stephens, Kulak e Montgomery, algumas conclusões podem ser tiradas que são:

1- A tensão de flambagem local elástica para flexão é maior que a tensão de flambagem elástica local para compressão axial;

2- Para tubos cilíndricos com paredes mais grossas, o início do escoamento não representa uma condição de colapso como assumido no caso da compressão axial. Em tubos relativamente compactos, com  $D/t \leq 0.070E/F_y$ , a tensão devida à flexão pode ser assumida para um momento que provoca plastificação da seção, o qual pode ser tomado como aproximadamente 1.29 vezes o momento que provoca o início do escoamento.

Levando em conta estes estudos, o AISI-91 especifica que a resistência apenas à flexão (não combinado com carga axial ou cisalhamento),  $\phi_b M_n$ , é dada por:

$$\phi_b = 0.95$$

$M_n$  determinado conforme os casos a seguir:

a) Se  $D/t \leq 0.070E/F_y$

$$M_n = 1.25F_y S_f \quad (10.12)$$

b) Se  $0.070E/F_y < D/t \leq 0.319E/F_y$

$$M_n = [0.970 + 0.020 \left( \frac{E/F_y}{D/t} \right)] F_y S_f \quad (10.13)$$

c) Se  $0.319 < D/t \leq 0.441E/F_y$

$$M_n = [0.328E/(D/t)] S_f \quad (10.14)$$

onde:

$S_f$  = módulo elástico da seção transversal não reduzida, ou seja:

$$S_f = \frac{\pi(D_o^4 - D_i^4)}{32D_o} \quad (10.15)$$

#### 10.3.4- Combinação Flexão e Compressão

Esta combinação é feita com as mesmas equações de iteração apresentadas no item 9.3, sendo que os valores da carga axial nominal ( $P_n$ ) e os momentos nominais em relação aos eixos x e y ( $M_{nx}$  e  $M_{ny}$ ) são determinados de acordo com este capítulo (itens 10.3.1 a 10.3.3).

#### Referências Bibliográficas

- [10.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991
- [10.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994
- [10.3]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

# 11- Ligações

## 11.1- Introdução

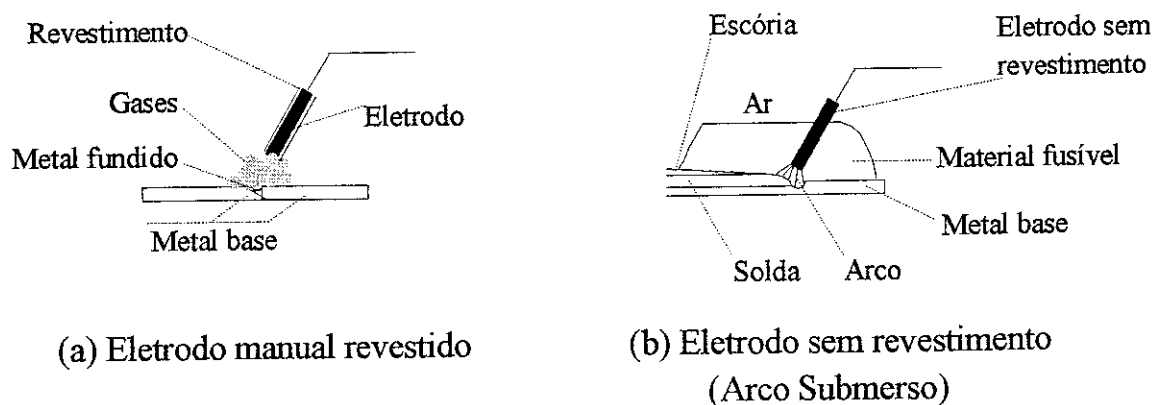
Ao discretizarmos uma estrutura metálica, enxergamos as peças individuais componentes da estrutura, dimensionadas nos capítulos anteriores. A união dessas peças se faz de maneira distinta daquelas feitas de concreto armado, estas ligadas pela ancoragem de ferros de espera e “fusão” do concreto dos elementos ligantes como um corpo só. Em estrutura metálica, as ligações são efetuadas por intermédio de soldas ou parafusos; sendo assim, existe a necessidade do dimensionamento das peças de ligação, efetuado neste capítulo segundo prescrições estabelecidas pela AISI-91.

As ligações existentes em perfis de chapa dobrada a frio são tratadas separadamente, em termos de cálculo, como ligações soldadas e ligações parafusadas.

## 11.2- Ligações Soldadas

As soldas utilizadas em construções de edifícios podem ser do tipo arco voltaico ou soldas de resistência, estas últimas não tratadas neste capítulo.

As soldas por arco voltaico ocorrem quando há fusão das duas porções adjacentes. A fusão do aço é produzida pelo calor do arco voltaico, este, formado entre um eletrodo metálico e o aço a soldar. O material do eletrodo, nos tipos mais usuais, é derretido e depositado na solda, tornando-se parte integrante da ligação.



**Fig11.1-** Solda elétrica com eletrodo

A solda só ficará com boa qualidade se o material fundido estiver isolado da atmosfera, pois o contato com o ar produz impurezas na região soldada. A figura 11.1 nos mostra as maneiras de isolamento mais comuns:

(a)- Eletrodo manual revestido: como a solda não está submersa, é necessário um revestimento para o eletrodo. Este revestimento será também consumido perante o calor, mas se transformará em gases

inertes (responsáveis pelo isolamento da atmosfera) e em escória.

(b)- Arco submerso em material granular fusível: o material granular fica responsável pelo isolamento da solda, logo o arco voltaico ocorrerá abaixo do material granular fusível.

Em indústria, o tipo de solda mais empregado é aquela com eletrodo manual revestido, por ser simples e versátil, com aplicações não somente em indústria pesada, como também em pequenos serviços de campo. Estes eletrodos são constituídos de aço carbono ou aços de baixa liga, possuindo resistências que variam de 4000 a 5000 Kgf/cm<sup>2</sup>. O revestimento é um material volátil a certa temperatura, e pode ser formado de celulose ou mesmo pós-minerais, com ambiente ácido ou básico. Para eletrodos de aço carbono ou de baixa liga, recomenda-se um revestimento básico de carbonato de sódio. Os eletrodos básicos são também conhecidos como eletrodos de baixo hidrogênio.

A solda por arco voltaico submerso é bastante usada em oficinas, e dá resultados com boa regularidade.

### 11.2.1- Soldas por Arco Voltaico

As soldas por arco voltaico são as mais utilizadas quando se deseja unir componentes de seções dobradas a frio e perfis laminados a quente. Em chapa dobrada a frio, as soldas por arco voltaico mais empregadas são enunciadas abaixo:

- (a)- Soldas em juntas ("Groove weld"), com chanfro, ligação de topo;
- (b)- Soldas por pontos ("Spot weld");
- (c)- Soldas contínuas ou em orifício alongado ("seam weld");
- (d)- Soldas de filete;
- (e)- Soldas em superfície curva.

Se cada parte conectada pela solda possuir espessura superior a 0.18 polegadas (4.57mm), o cálculo da resistência da solda deverá ser efetuado conforme prescrições da norma AISC (referência 3 da seção A6).

Soldas com pelo menos uma das partes conectadas de espessura inferior a 0.18 polegadas (4.57mm), deverão seguir as especificações da AWS (American Welding Society) D-1.3 (Referência 3 da Seção A6) e seus comentários. Soldadores e procedimentos de solda podem ser qualificados conforme especificado nas prescrições AWS D1.3. O cálculo da resistência destas soldas é efetuado de acordo com AWS C1.1, "Recommended Practices for Resistance Welding" ou ainda em AWS C1.3, "Recommended Practices for Resistance Welding Coated Low Carbon Steels".

As prescrições para soldadores e posicionamentos de solda dadas na AWS são também válidas para chapas com espessuras inferiores a 0.18 polegadas (4.57mm) e são abrangidas pela tabela 11.1.

Tabela 11.1- Posição de soldagem

Ligações	Posição de Soldagem					
	Solda de topo sem chanfro	Solda por pontos a arco	Solda contínua a arco	Solda de filete, sobreposta ou em T	Solda c/ chanfro em aresta simples (Bisel simples)	Solda com chanfro em aresta dupla (V simples)
Chapa com Chapa	F H V OH	- - - -	F H - -	F H V OH	F H V OH	F H V OH
Chapa com Elemento estrutural	- - - -	F - - -	F - - -	F H V OH	F H V OH	- - - -

(F = plana; H = horizontal; V = vertical, OH = sobrecabeça)

A American Welding Society (AWS) estabelece a simbologia para as soldas. A figura 11.2 nos mostra os símbolos básicos e sua localização, para chapas de aço dobradas a frio.

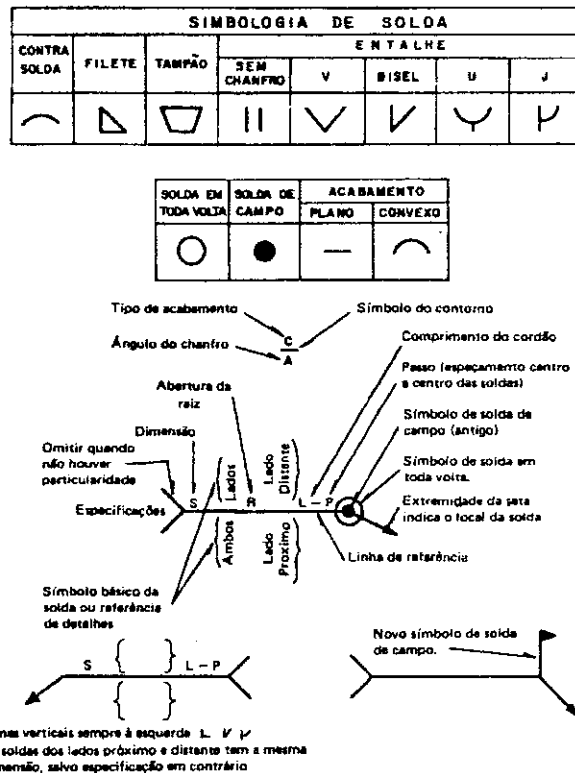


Figura 11.2- Simbologia das soldas (AWS)

Para elementos de espessura inferior a 4.57mm, a carga atuante, segundo o conselho das

especificações da AISI-91, não deverá superar a resistência de cálculo, dada por  $\phi P_n$ ,

onde,

$\phi$  = Coeficiente de segurança para soldas a arco voltaico

$P_n$  = Resistência nominal para soldas a arco voltaico

O coeficiente de segurança  $\phi$  e a resistência nominal  $P_n$ , são dados para cada tipo de solda a arco voltaico, nos itens 11.2.1.1 a 11.2.1.5, que seguem.

### 11.2.2- Critérios de Cálculo Para Vários Tipos de Solda a Arco Voltaico, Segundo Prescrições da AISI-91

#### 11.2.2.1- Soldas em Juntas com Chanfros ou de Entalhe ("Groove Welds"), Ligação de Topo

A resistência de cálculo para soldas deste tipo efetuadas de um lado só ou em ambos os lados, é determinada como segue:

(a) Para soldas sujeitas à tração ou compressão:

$$\phi = 0.80 \quad e \quad P_n = L t_e F_y \quad (11.1)$$

(b) Para soldas sujeitas a cisalhamento:

$$\phi = 0.80 \quad e \quad P_n = L t_e (0.6 F_{xx}) \quad e \quad (11.2)$$

$$\phi = 0.90 \quad e \quad P_n = L t_e (F_y / \sqrt{3}) \quad (11.3)$$

onde,

$\phi$  = Coeficiente de segurança para conexões soldadas

$P_n$  = Resistência nominal

$F_{xx}$  = Nível de tensão apresentado na classificação do eletrodo na AWS

= 4219 Kgf/cm<sup>2</sup>, se o eletrodo for do tipo E60<sub>xx</sub>

= 4922 Kgf/cm<sup>2</sup>, se o eletrodo for do tipo E70<sub>xx</sub>

$F_y$  = Tensão de escoamento do metal base menos resistente

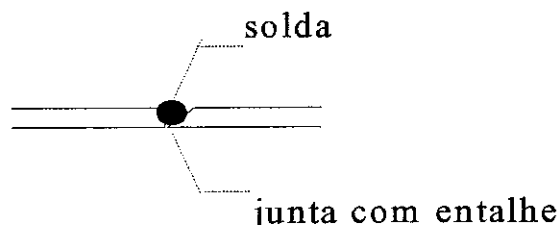


$L$  = Comprimento da solda

$t_e$  = Menor dimensão da garganta preenchida pela solda

É importante considerar o tipo de eletrodo utilizado a depender da importância da solda. Em pré-fabricação, podem ser usados os eletrodos tipo E60<sub>xx</sub>. Para ligações que requerem penetração, os eletrodos tipo E70<sub>xx</sub> são os mais indicados; estes deverão ser empregados em função do metal base:

Aço ASTM-A-36.....	Eletrodo AWS-E-7018
USI SAC-41.....	Eletrodo AWS-E-7018-G
USI SAC-50.....	Eletrodo AWS-E-7018-G
ASTM-A-570-C.....	Eletrodo AWS-E-7018



**Fig 11.3-** Exemplo típico de solda de entalhe

#### 11.2.2.2- Soldas de Filete

As soldas de filete podem ser usadas num número maior de casos que as anteriores, não ficando restrita ao posicionamento das chapas; ao contrário, podem ser usadas em quaisquer posições, para quaisquer dos casos relacionados abaixo:

- (a)- Chapa com chapa
- (b)- Chapa com elemento de aço de maior espessura

O esforço cortante atuante na solda não deverá exceder a resistência ao cisalhamento,  $\phi P_n$ , este determinado como segue:

I- Para um carregamento longitudinal em relação à solda:

Se  $L/t < 25$ ,

$$\phi = 0.60 \quad e \quad P_n = \left( 1 - \frac{0.01L}{t} \right) tLF_u \quad (11.4)$$

Se  $L/t \geq 25$ ,

$$\phi = 0.55 \quad e \quad P_n = 0.75 t L F_u \quad (11.5)$$

II- Para um carregamento transversal em relação à solda:

$$\phi = 0.60 \quad e \quad P_n = 0.75 t L F_u \quad (11.6)$$

onde  $t$  é o menor dos valores  $t_1$  e  $t_2$  mostrados na figura 11.4.

Se a espessura da chapa mais fina,  $t$ , for superior a 0.15 polegada (3.81mm), a resistência ao cisalhamento calculada como acima não deverá exceder ao valor  $\phi P_n$  abaixo:

$$\phi = 0.60 \quad e \quad P_n = 0.75 t_w L F_{xx} \quad (11.7)$$

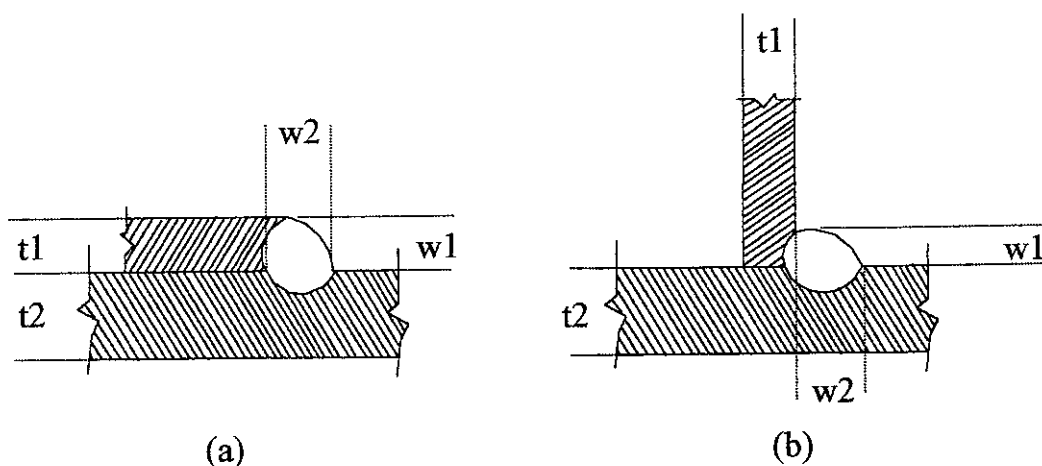
onde

$t_w$  = Garganta efetiva, tomada como o menor valor entre  $0.707w_1$  e  $0.707w_2$

$w_1$  e  $w_2$  = catetos de solda, representados na figura 11.4

outros termos já estão definidos.

A figura 11.4 pode ser consultada para facilitar a compreensão das quantidades  $t_1$ ,  $t_2$ ,  $w_1$ ,  $w_2$ .



**Fig.11.4**-Dimensão dos filetes de solda. (a)- ligação por transpasse; (b)-ligação em T

É importante ressaltar que o material utilizado na solda possui resistência à ruptura superior ao do aço para o qual é especificada.

### 11.2.2.3- Soldas em Superfície Curva

As soldas em superfície curva podem ser de duas formas: bisel simples, quando apenas um flanco da ligação é curva; e V simples, quando ambos os flancos da ligação são curvos.

Também como as soldas de filete, as soldas em superfície curva aplicam-se a juntas em qualquer posição. Os tipos existentes são relacionados abaixo:

- (a)- Chapa com chapa para soldas em aresta dupla (bisel simples)
- (b)- Chapa com chapa para soldas em aresta dupla (V simples)
- (c)- Chapa com elemento de aço mais espesso, em bisel simples.

Segundo a AISI-91, a resistência de cálculo ao cisalhamento  $\phi P_n$  de uma solda em superfície curva é determinada pelas equações abaixo:

I- Para carregamento transversal em relação à solda:

$$\phi = 0.55 \quad e \quad P_n = 0.833 \, t L F_u \quad (11.8)$$

II- Para carregamento longitudinal em relação à solda:

Se  $t_w \leq 2t$  ou se a altura do lábio (dobra) for inferior ao comprimento da solda:

$$\phi = 0.55 \quad e \quad P_n = 0.750 \, t L F_u \quad (11.9)$$

Se  $t_w \geq 2t$  e a altura da dobra é maior ou no mínimo igual ao comprimento da solda:

$$\phi = 0.55 \quad e \quad P_n = 1.50 \, t L F_u \quad (11.10)$$

Analogamente ao caso das soldas de filete, se a espessura da chapa mais fina superar 0.15 polegada (3.81mm), a resistência ao cisalhamento calculada nas expressões acima não devem exceder ao valor  $\phi P_n$  calculado pela equação 11.7.

A figura 11.5 nos mostra respectivamente a solda em bisel simples com carregamento transversal, com carregamento longitudinal, solda em V simples e a garganta efetiva  $t_w$ .

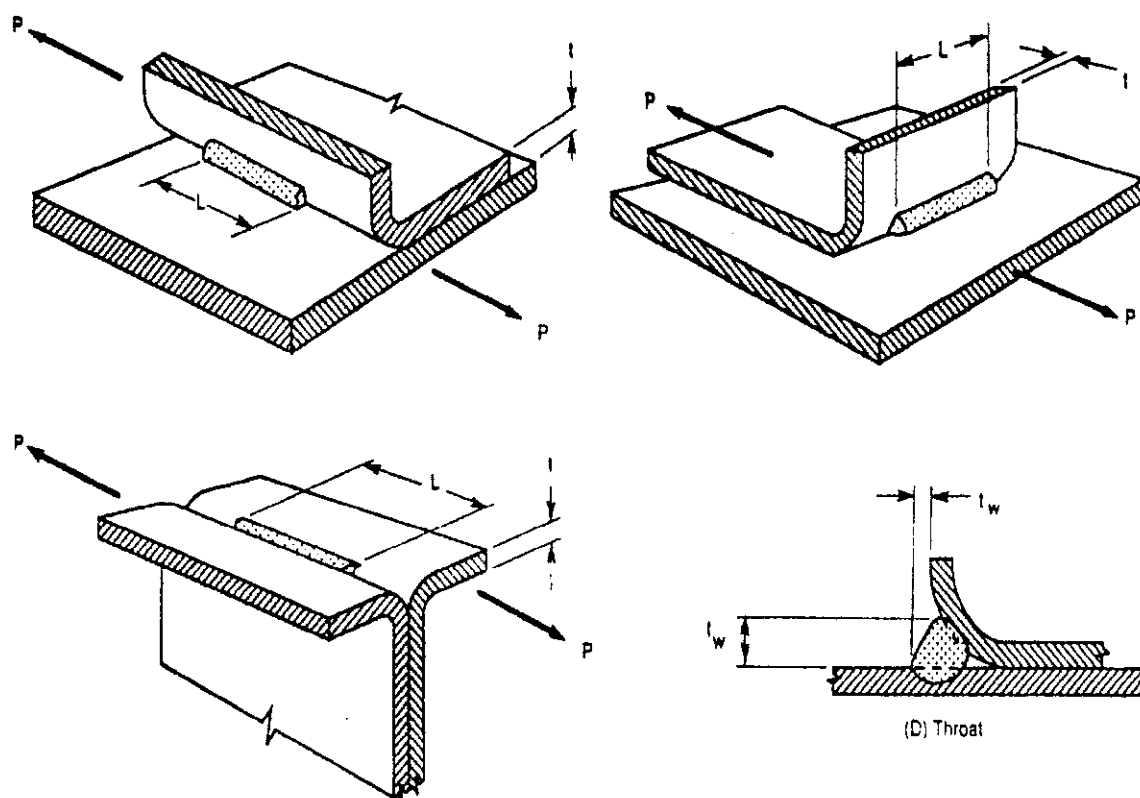


Fig.11.5- Soldas em superfície curva

### 11.3-Ligações Parafusadas

As ligações parafusadas são uma outra maneira de efetuar a transferência de força para outros elementos estruturais. Acontece que em perfis de chapa dobrada a frio o comportamento destas ligações algumas vezes difere daquele para perfis laminados; este fato se deve à espessura dos perfis dobrados.

Na Universidade de Cornell, numerosos ensaios realizados desde 1950, utilizando chapas de espessura fina e parafusos comuns (A-307) e de alta resistência (A-325). Estes ensaios tornaram possível todo um estudo feito, e que culminou na formulação de métodos de dimensionamento seguros.

Os quatro tipos de ruína que mais ocorrem em ligações parafusadas são listados abaixo:

- 1- Cisalhamento longitudinal da chapa ao longo de duas linhas paralelas (Fig.11.6a)
- 2- Esmagamento da chapa em frente ao parafuso (Fig.11.6b)
- 3- Ruptura da seção líquida da chapa (Fig.11.6c)
- 4- Cisalhamento do parafuso (Fig.11.6d).

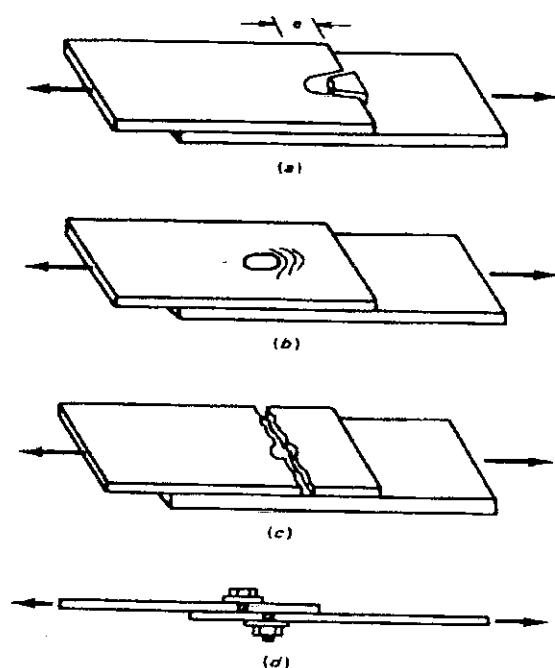


Fig.11.6- Tipos de ruptura em ligações parafusadas

### 11.3.1-Critérios de Cálculo Para Ligações Parafusadas Segundo Prescrições do AISI-91

#### 11.3.1.1- Limites de Espessura

Segundo o AISI-91, suas prescrições valem para as ligações parafusadas cuja espessura da chapa mais fina conectada seja inferior a 3/16 polegada (4.76mm). Espessuras maiores ou iguais a este limite podem ser especificadas pela AISC "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings", Setembro, 1986.

#### 11.3.1.2- Materiais

Parafusos, porcas e arruelas deverão obedecer às seguintes prescrições, segundo seus materiais:

ASTM-A-307 Para qualquer diâmetro- Carbon Steel Externally and Internally Threaded Standard Fasteners

ASTM-A-325 Para diâmetro  $d \geq 1/2"$  (12.7mm)- High Strength Bolts for Structural Steel Joints

ASTM-A-449 Para diâmetro  $d < 1/2"$  (12.7mm)- Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts and Studs

ASTM-A-490 Para diâmetro  $d \geq 1/2"$  (12.7mm)- Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts for Structural Steel Joints

ASTM-A-354 (grau BD) Para diâmetro  $d < 1/2"$  (12.7mm)- Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs, and Other Externally and Threaded Fasteners.

As prescrições do AISI-91 aconselham que, quando não forem utilizadas as especificações acima para o respectivo material, no projeto deverão haver desenhos indicando o tipo e o tamanho do conector a ser empregado e a resistência nominal assumida.

Os furos onde serão instalados os parafusos não deverão exceder os valores apresentados na tabela 11.2; porém, quando forem executadas ligações com peças de concreto ou mesmo em bases de colunas, os furos podem ser mais largos.

**Tabela 11.2-** Tamanho máximo dos furos para parafusos, em polegadas

Diâmetro nominal do parafuso, d, em polegadas	Diâmetro do furo padrão, $d_h$ , em polegadas	Diâmetro do furo alargado, $d_a$ , em polegadas	Dimensões do furo ovalado curto, em polegadas	Dimensões do furo ovalado longo, em polegadas
$< 1/2$	$d + 1/32$	$d + 1/16$	$(d + 1/32)$ por $(d + 1/4)$	$(d + 1/32)$ por $(2 - \frac{1}{2} d)$
$\geq 1/2$	$d + 1/16$	$d + 1/8$	$(d + 1/16)$ por $(d + 1/4)$	$(d + 1/16)$ por $(2 - \frac{1}{2} d)$

Quando se faz a ovalação do furo, deve-se dispor o comprimento do furo numa direção normal àquela da força cisalhante. É sempre razoável instalar arruelas ou pequenas chapas por sobre furos ovalados curtos ou alargados.

### 11.3.1.3- Espaçamento Mínimo Entre Furos Adjacentes e Distâncias Laterais

A distância “e” medida na linha de ação da força, a partir do centro do furo até a borda do furo mais próxima ou mesmo até a extremidade da parte conectada, não deve ser menor que a quantidade  $e_{min}$ ; esta, deduzida das equações do AISI-91 será dada pelas equações abaixo:

Para  $F_u/F_{sy} \geq 1.15$ ,

$$e_{min} = \frac{P}{0.70 t F_u} \quad (11.11)$$

Para  $F_u/F_{sy} < 1.15$ ,

$$e_{min} = \frac{P}{0.60 t F_u} \quad (11.12)$$

A norma AISI-91 não prevê diretamente a distância mínima calculada pelas equações acima, mas faz uma abordagem equivalente, calculando a resistência de cálculo  $\phi P_n$ , ao cisalhamento, de uma região tomada entre duas linhas paralelas entre si e à direção da força:

$$P_n = teF_u \quad (11.13)$$

onde,

P = Força transmitida por um parafuso

t = Espessura da chapa mais fina componente da ligação

$F_u$  = Limite de resistência à tração do aço das chapas que compõem a ligação

$F_{sy}$  = Limite de escoamento mínimo do aço das chapas (calculado segundo seções A3.1 ou A3.2 do AISI-91)

e = Distância medida na linha da força, do centro do furo de um parafuso até a borda do parafuso mais próximo ou à extremidade da parte conectada.

Além de observada a distância mínima, devem ser observados também aspectos construtivos e funcionais aconselhados por norma:

- 1- A distância mínima entre centros de furos deverá proporcionar facilidade para uso de chaves de aperto e também espaço suficiente para as cabeças dos parafusos, porcas, arruelas;
- 2- A distância mínima não deverá ser menor que três vezes o diâmetro nominal do parafuso, d;
- 3- A distância do centro do furo padrão à extremidade da parte conectada não deverá ser inferior a  $1 \frac{1}{2}$  polegadas;
- 4- Para furos ovalados ou alargados, a distância medida entre bordas dos furos ou entre borda e extremidade da parte conectada não deverá ser inferior a  $(e - d_r/2)$ ;
- 5- A distância livre entre bordas de furos adjacentes não deverá ser inferior a 2d, em nenhuma situação.
- 6- A distância entre a borda de um furo e a extremidade da conexão nunca poderá ser inferior a d.

#### 11.3.1.4- Tração em Partes Conectadas

A resistência de cálculo à tração,  $\phi P_n$ , na seção líquida da parte conectada poderá ser calculada como nas equações abaixo:

(a)- Se existirem arruelas sob o parafuso e a porca:

$$P_n = (1.0 - 0.9r + 3rd/s)F_u A_n \leq F_u A_n \quad (11.14)$$

$\phi = 0.65$ , para cisalhamento em corte duplo

$\phi = 0.55$ , para cisalhamento em corte simples

(b)- Se não existirem arruelas ou somente um dos lados possui arruelas:

$$P_n = (1.0 - r + 2.5rd/s)F_u A_n \leq F_u A_n \quad (11.15)$$

$\phi = 0.65$

Em nenhum caso, a resistência calculada acima deverá exceder ao valor  $\phi P_n$ , com  $\phi = 0.95$  e  $P_n$  calculado como segue:

$$P_n = F_y A_n \quad (11.16)$$

onde,

$A_n$  = Área líquida da parte conectada

$r$  = Força transmitida pelo parafuso ou parafusos considerados, dividida pela força de tração na barra (ou chapa). Se  $r$  for inferior a 0.2, poderá ser tomado como igual a zero

$s$  = Espaçamento entre furos tomado numa direção normal à linha de ação das tensões. Se existir apenas um furo na seção,  $s$  = largura da chapa

$F_u$  = Limite de resistência à tração do aço das chapas

$F_y$  = Limite de escoamento do aço das chapas.

#### 11.3.1.5- Pressão de Contato

O cálculo da resistência ao esmagamento,  $\phi P_n$ , é efetuado nas tabelas 11.3 e 11.4, e virá em função da razão  $F_u/F_{sy}$ , do tipo de junta, e da espessura da parte conectada.



**Tabela 11.3-** Resistência de contato para ligações com arruelas sob a porca e o parafuso

Espessura da parte conectada, em polegadas	Tipo de junta	Razão $F_u/F_y$ da parte conectada	Coefficiente de segurança	Resistência nominal, $P_n$
$\geq 0.024$ , mas $< 3/16$	Chapas internas de ligação com cisalhamento duplo	$\geq 1.15$	0,55	$3.33 F_u dt$
		$< 1.15$	0,65	$3.00 F_u dt$
	Chapas externas de ligação com cisalhamento duplo ou cisalhamento simples	Sem limite	0,6	$3.00 F_u dt$
$\geq 3/16$	Ver especificações do AISC LRFD			

**Tabela 11.4-** Resistência de contato para ligações sem arruelas ou com apenas uma arruela

Espessura da parte conectada, em polegadas	Tipo de junta	Razão $F_u/F_y$ da parte conectada	Coefficiente de segurança	Resistência nominal, $P_n$
$\geq 0.024$ , mas $< 3/16$	Chapas internas de ligação com cisalhamento duplo	$\geq 1.15$	0,65	$3.00 F_u dt$
	Chapas externas de ligação com cisalhamento duplo ou cisalhamento simples	$\geq 1.15$	0,7	$2.22 F_u dt$
$\geq 3/16$	Ver especificações do AISC LRFD			

**11.3.1.6-Tração e Cisalhamento em Parafusos**

A resistência de cálculo ao cisalhamento e à tração,  $\phi P_n$ , é calculada com o auxílio da tabela 11.6, que nos dá o coeficiente de segurança  $\phi$ , e nos dá também o valor  $F_n$  ( $F_{nv}$  para o cisalhamento e  $F_{nt}$  para a tração). A resistência nominal,  $P_n$ , é calculada como na equação abaixo:

$$P_n = A_b F_n \quad (11.16)$$

onde,

$A_b$  = Área bruta da seção transversal do parafuso

$F_n$  = Tensão nominal, dada na tabela 11.5

Isoladamente, as ações de cálculo de tração e ao cisalhamento não deverão exceder ao valor  $\phi P_n$ .

**Tabela 11.5-** Resistência à tração e ao cisalhamento em parafusos

Descrição dos parafusos	Resistência à tração		Resistência ao cisalhamento	
	$\phi$	Tensão nominal $F_{nt}$ Kgf/cm <sup>2</sup>	$\phi$	Tensão nominal $F_{nv}$ Kgf/cm <sup>2</sup>
A307-A ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )	0,75	2848	0,65	1687
A307-A ( $d \geq 1/2"$ )		3164		1898
A325 (1)		6328		3977
A325 (2)		6328		5062
A354-BD (1) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		7101		4148
A354-BD (2) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		7101		6328
A449 (1) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		5695		3305
A449 (2) ( $1/4" \leq d < 1/2"$ )		5695		5062
A490 (1)		7910		4746
A490 (2)		7910		6328

Referências à tabela acima:

(1)- Parafusos no plano de corte

(2)- Parafusos fora do plano de corte.

A resistência "pullover" (arrancamento) da chapa conectada à cabeça do parafuso, porca ou arruela deverá ser considerada sempre que existir tração no parafuso considerado.

### 11.3.1.7- Combinação Entre Tração e Cisalhamento

Quando ocorre ação simultânea de tração e cisalhamento, a resistência de cálculo à tração  $\phi P_n$ , será efetuada com coeficiente  $\phi = 0.75$  e  $P_n = A_b F'_{nt}$ , onde  $F'_{nt}$  é dado pela tabela 11.6 (nesta tabela,  $f_v$  é a tensão de cisalhamento produzida pelas mesmas forças conjugadas).

A resistência de cálculo ao cisalhamento é a mesma calculada pela tabela 11.5, ou seja, como se houvesse apenas cisalhamento isolado.

**Tabela 11.6-** Tensão  $F'_{nt}$ , para combinação entre tração e cisalhamento

Descrição dos parafusos		Parafusos no plano de corte	Parafusos fora do plano de corte
A325		$7945 - 2.4f_v \leq 6328$	$7945 - 1.9f_v \leq 6328$
A354-BD		$8929 - 2.4f_v \leq 7101$	$8929 - 1.9f_v \leq 7101$
A449		$7101 - 2.4f_v \leq 5695$	$7101 - 1.9f_v \leq 5695$
A490		$9914 - 2.4f_v \leq 7910$	$9914 - 1.9f_v \leq 7910$
A307-A	$1/4" \leq d < 1/2"$	$3305 - 2.4f_v \leq 2848$	
	$d \geq 1/2"$	$3656 - 2.4f_v \leq 3164$	

### 11.3.1.8- Ruptura por Cisalhamento

Em extremidades de vigas, quando uma ou mais mesas estiverem recortadas, e quando há possibilidade de ruptura ao longo de um plano que passa pelos conectores, a força cisalhante não deverá exceder a  $\phi V_n$ , calculado como a seguir:

$$\phi = 0.75 \quad e \quad V_n = 0.6 F_u (d_{wc} - n d_h) t \quad (11.17)$$

onde,

$d_{wc}$  = altura da alma recortada

$n$  = número de furos no plano crítico

$d_h$  = Diâmetro do furo

$F_u$  = Resistência à tração

$t$  = Espessura da alma recortada

### 11.3.1.9- Ligações com Outros Materiais

#### (a)- Pressão por contato

A transmissão das forças dos materiais de aço para outros materiais deverão se fazer sob condições especiais. A força na área de contato não poderá exceder à resistência de cálculo,  $\phi_c P_p$ .

Na falta de códigos que regulamentam o valor  $P_p$ , para outros materiais, a resistência de contato por apoio sobre o concreto pode ser calculada com os seguintes valores:

Na área bruta de um suporte de concreto.....  $P_p = 0.85 f_{ck} A_1$

Em área menor que a área bruta de um suporte de concreto.....  $P_p = 0.85 f_{ck} A_1 (A_2/A_1)^{1/2}$

onde,

$$\phi_c = 0.60$$

$f_{ck}$  = Resistência à compressão especificada para o concreto

$A_1$  = Área de contato

$A_2$  = Área total da seção transversal do suporte de concreto

Nas grandezas acima, o valor  $(A_2/A_1)^{1/2}$  não poderá exceder 2.

#### (b)- Tração

Neste caso, todas as forças de arrancamento “pullover” transmitidas à cabeça do parafuso, deverão ser levadas em consideração. A resistência à tração no engastamento tanto do aço como do material adjacente, deverá ser superior às forças de arrancamento “pullover”, sendo que a resistência do material adjacente deverá ser determinada pelas especificações existentes para o produto.

#### (c)- Cisalhamento

Deverão ser criadas condições de engastamento especiais; a execução do engastamento deverá ser bastante rigorosa. A força de cisalhamento nos conectores e no outro material não deverão exceder àquela de cálculo.

### Referências Bibliográficas

[11.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*, 1991

[11.2]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994

[11.3]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

## 12- Comparações Entre AISI/86 (ASD) e AISI/91 (LRFD)

### 12.1- Introdução

No capítulo 4 deste livro, aprendemos que na verificação de perfis de chapa dobrada a frio através das especificações da norma AISI-91, a carga atuante é resultado de uma pior combinação entre as ações devidas a carga permanente, uso e vento. Considerando, para efeito de comparação entre normas, somente ações permanentes e de uso, os critérios do LRFD (Load and Resistance Factor Design), nos diz que, para que uma estrutura seja segura, a seguinte inequação seja satisfeita:

$$\phi R_n \geq 1.2 D_n + 1.6 L_n \quad (12.1)$$

onde,

$D_n$  = ação permanente

$L_n$  = ação devida ao uso

Obs: A inequação acima considerou a referida combinação de cargas, segundo hipótese de não há ocorrência de ações consideráveis de vento.

A inequação 12.1 pode ser manipulada de modo a obtermos a seguinte desigualdade:

$$D_n + L_n \leq \frac{\phi R_n \left( \frac{D_n}{L_n} + 1 \right)}{1.2 \frac{D_n}{L_n} + 1.6} \quad (12.2)$$

Na inequação acima, utilizando o conceito matemático da desigualdade triangular, podemos buscar o fator de segurança das especificações do AISI-91, bastando para isto dividir a resistência nominal pela solicitação nominal (ora, para saber o quão longe um projeto está do limite de sua segurança, precisamos trabalhar com o mesmo índice, nominal); sendo assim,

$$FS_{LRFD} = \frac{(1.2 \frac{D_n}{L_n} + 1.6)}{\phi \left( \frac{D_n}{L_n} + 1.6 \right)} \quad (12.3)$$

A comparação entre as normas pode ser feita através da razão entre as cargas admissíveis  $P_{a_{LRFD}}/P_{a_{ASD}}$ , onde a chamada “carga admissível”  $P_a = (D_n + L_n)/FS$ . Tendo em mãos o conceito de  $P_a$  e manipulando a equação 12.3, pode-se obter a equação 12.4, base da comparação utilizada neste capítulo, para flexão, tração e compressão (a comparação para flexo-compressão também é feita, mas utilizando-se de um exemplo, devido à sua complexidade). A equação de comparação, responsável pelas curvas mostradas na figura 12.2, é portanto advinda das equações acima e é apresentada abaixo:

$$\frac{P_{a_{LRFD}}}{P_{a_{ASD}}} = \phi FS_{ASD} \frac{\left(\frac{D_n}{L_n} + 1\right)}{\left(1.2\frac{D_n}{L_n} + 1.6\right)} \quad (12.4)$$

O coeficiente  $\phi$ , na fórmula acima, está tabelado no capítulo 4 deste livro, para cada tipo de solicitação, e é coeficiente de segurança definido pelas especificações da norma AISI/91. O coeficiente  $FS_{ASD}$ , pode ser encontrado nas especificações da norma AISI-86. É importante lembrar que a equação acima só pode ser aplicada para um tipo de carga de cada vez. No caso de uma interação de efeitos, é aconselhável a comparação através de um exemplo real, como o feito para flexão composta, mostrado adiante.

## 12.2-Tração

A curva de comparação para a tração é mostrada na figura 12.1 e foi obtida com o coeficiente  $\phi = 0.95$  e com  $FS_{ASD} = 1.67$ . Como se pode observar, o critério LRFD é mais conservativo que o ASD, para pequenas relações  $D_n/L_n$ ; ou seja, quando a ação permanente é pequena frente à ação devida ao uso, a norma pelo LRFD se torna mais rigorosa, caso contrário, o dimensionamento pelo critério do LRFD fica mais econômico. Sendo assim, o critério do ASD é mais rigoroso para uma maior faixa de carregamentos. Em contrapartida, pode ser vantajoso o fato do LRFD ser mais conservativo para uma carga de uso bem maior que a permanente pois, probabilisticamente falando, quando uma ação é mais rara, maior também é o efeito; isto implica que, para cargas devidas ao uso mais raras porém de maior intensidade, os critérios do LRFD estão em prol da segurança. É importante observar a equiparação das normas, visto que os dois critérios se equiparam somente para uma relação  $D_n/L_n$  pequena (da ordem de 0.05).

De tal maneira que o tratamento dado na gênese dos critérios normativos é probabilístico, pode-se afirmar que o aumento do número de ensaios produz um efeito de economia nas normas, pois o desconhecimento do comportamento de um perfil ou de um material perante uma dada solicitação é responsável por processos mais conservativos de cálculo. Sendo assim, o critério do LRFD pôde se dar ao luxo de tornar o cálculo mais econômico, uma vez que foram realizados mais e mais ensaios, após a última versão da norma (1986).

## 12.3- Compressão

A curva de comparação para a compressão é apresentada na figura 12.1, para um coeficiente de segurança  $\phi = 0.85$ . À primeira vista é estranho o fato desta curva se apresentar num

nível de economia superior às outras curvas, já que seu coeficiente de segurança é menor. Isto se deve ao fato do critério do ASD ser mais conservativo para a compressão, comparado a outras solicitações ( $FS_{ASD}$  foi tomado com um valor de 1.92); logo, para toda faixa de razões de carga, os critérios do LRFD são mais econômicos. É importante ressaltar que, embora a curva de compressão esteja num nível de economia maior que para outros tipos de carregamento, o cálculo à compressão é mais conservativo que os demais ilustrados na figura 12.1, se comparados dentro de um mesmo critério. Isto ocorre porque o efeito da compressão é mais problemático, já que diz respeito à resistência de elementos esbeltos comprimidos.

Analogamente ao caso da tração, o cálculo da compressão segundo critério LRFD é menos conservativo em virtude da multiplicidade de ensaios realizados, os quais tornaram possível o cálculo mais econômico. Analisando o gráfico, pode-se também perceber, que para nenhuma razão de cargas os dois critérios se equiparam; apenas, as normas se aproximam quando da inexistência da ação permanente.

## 12.4- Flexão

Analisando a figura 12.1, na curva de flexão (de elementos com mesas não enrijecidas), com  $\phi = 0.90$ , percebe-se que para uma maior faixa de razões de carga, o cálculo à flexão segundo critério LRFD é mais conservativo. Para razões de carga maiores, o critério LRFD é mais econômico. Para flexão de vigas com mesas enrijecidas ou parcialmente enrijecidas, o coeficiente  $\phi = 0.95$  e então pode ser utilizada a curva da tração à guisa de comparação de critérios, mas somente porque o coeficiente de segurança  $FS_{ASD}$  é idêntico para ambos os casos. A flambagem lateral, pelo mesmo motivo, também pode ser comparada pela curva da flexão pela resistência dos elementos esbeltos, já que possui idênticos coeficientes de segurança.

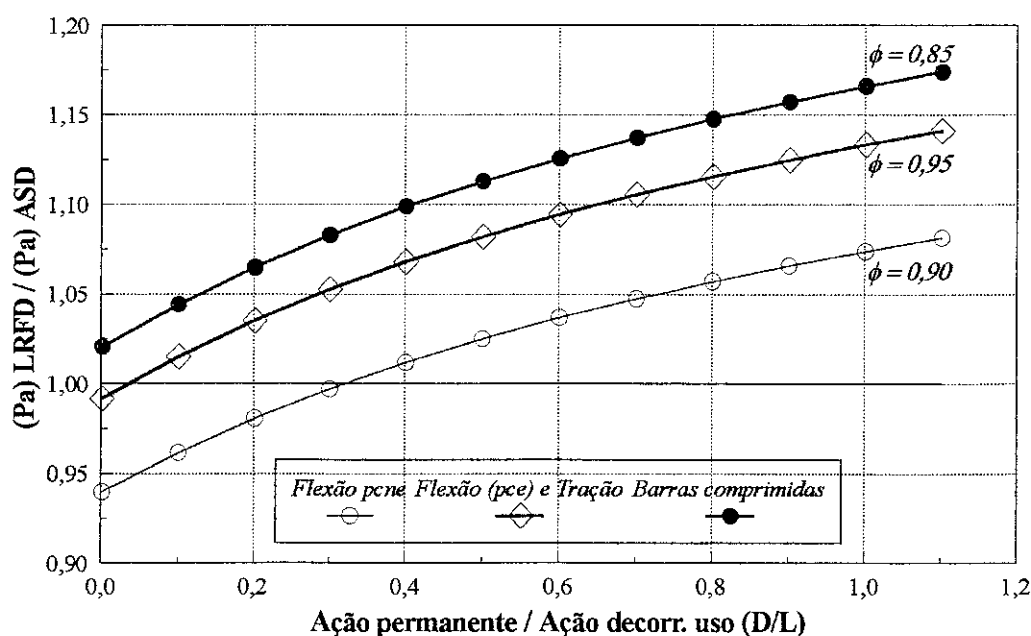


Fig. 12.1- Relação LRFD/ASD versus D/L para tração, compressão e flexão



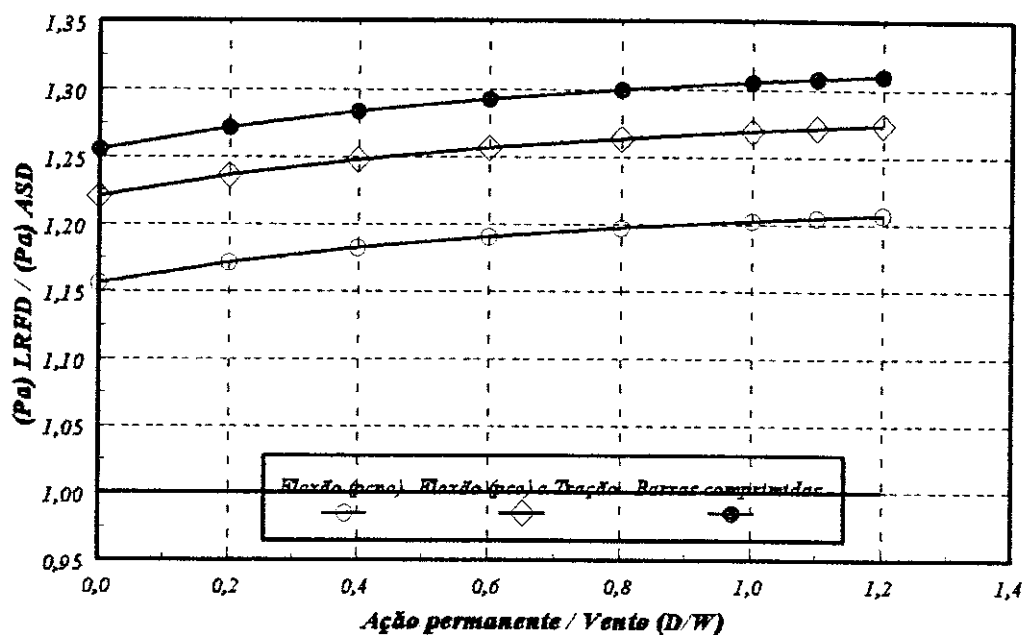


Fig. 12.2- Relação LRFD/ASD versus  $D/W$  para tração, compressão e flexão

## 12.5- Flexão Composta

Em virtude da complexidade de se montar uma equação de comparação, para existência de dois ou mais tipos de solicitação, foi feita aqui, a comparação baseada em exemplos; para tal a equação de interação de flexão composta (vide capítulo 9) foi utilizada. O coeficiente  $C_{mx}$ , para a nossa comparação, foi adotado como 0.85, e a razão entre o momento aplicado e o momento limite resistente foi tomada como sendo igual a 0.2. Deste modo, os parâmetros de variação que sobram são a carga axial aplicada e a geometria da peça. Ou seja, pode-se variar tanto o numerador quanto o denominador da parcela de carga axial da equação de interação, para o cálculo em cada critério. O gráfico da figura 12.4 na verdade é uma relação entre o resultado da equação de interação (eixo das ordenadas) e a relação  $D_u/L_n$ .

Para a confecção do gráfico, foi escolhido o perfil "T" enrijecido, com as seguintes dimensões:

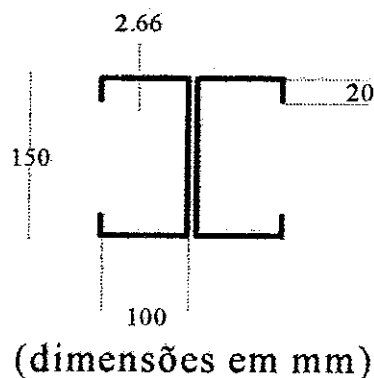


Figura 12.3- Perfil usado para a comparação de flexão composta

O parâmetro geométrico de variação utilizado não reside na seção transversal do perfil, mas sim na esbeltez. Para cada critério (ASD e LRFD), foram montados dois gráficos, um para cada esbeltez ( $\lambda=102$  e  $\lambda=191$ ), respectivamente dois comprimentos de flambagem: 510cm e 970cm. Ambas as quatro curvas possuem a imagem baixa (resultado da interação); isto se deve ao fato do comprimento de flambagem pequeno, em vista das dimensões do perfil, a um coeficiente  $C_m$  não-conservativo e também a uma razão de momentos pequena.

Como era de se esperar, para a flexo-compressão, o critério do ASD é mais conservativo (inclusive, isto pode ser observado na figura 12.1), pois suas curvas produzem imagens maiores que as do LRFD. Para razões de carga pequenas, as duas normas se equiparam, o que também já era esperado, já que para esforços simples, esta equiparação ocorre sempre numa relação baixa  $D_n/L_n$ . Repare que para diferentes esbeltezes, algumas curvas, para cada critério, são paralelas entre si. O principal motivo pelo qual o ASD é mais conservativo que o LRFD, na flexão composta, reside no fato da compressão, pelo LRFD, possuir um cálculo bem mais econômico, comparado ao ASD (repare que, muito embora o cálculo à compressão seja mais conservativo, dentro de um mesmo critério, ele se torna mais econômico frente ao ASD).

O cálculo mais rigoroso à flexão composta, pode ser observado não somente na imagem de sua curva, mas também no maior valor de sua derivada (a curva, pelo ASD se aproxima mais rapidamente do valor unitário limítrofe, para a equação de interação).

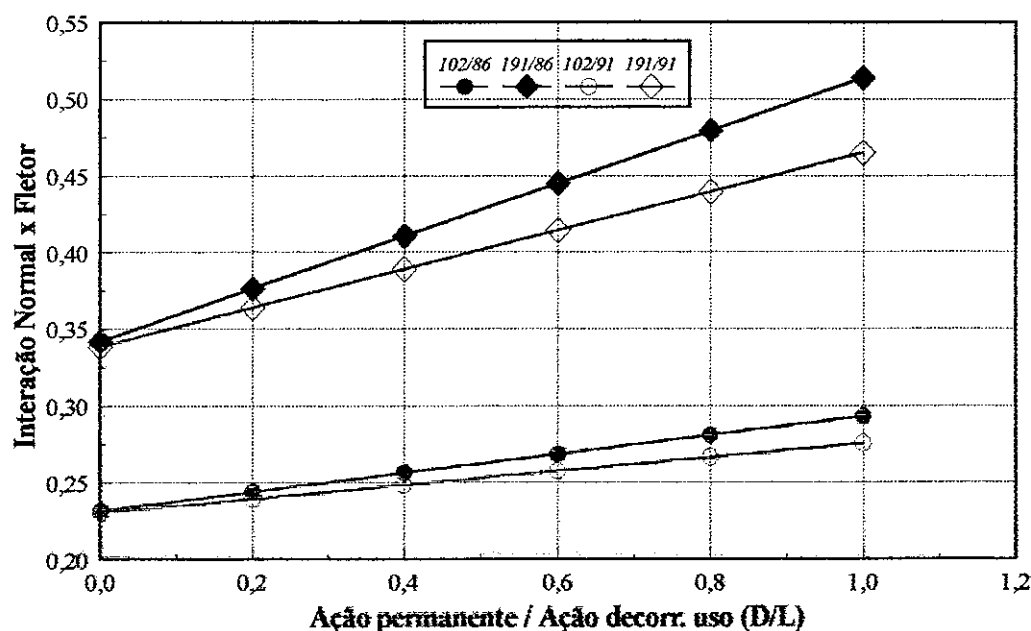


Fig. 12.4- Resultado da equação de interação de flexo-compressão versus  $D/L$  ( $\lambda=102$  e  $191$ )

Obs: Para a confecção do gráfico acima, a relação  $M/M_{lim}=0,20$  foi mantida constante na equação de interação *normal x fletor*; O coeficiente  $C_m=0,85$ .

### **Referências Bibliográficas**

[12.1]-AISI, *Load And Resistance Factor Design Specifcation For Cold-Formed Steel Structural Members*,1991

[12.2]-Hsiao, L, Yu, W. W, Galambos,T. V, *AISI LRFD Method for Cold-Formed Steel Structural Members*, Journal of Structural Engineering- Vol 116, No 2, Fevereiro, 1990.

[12.3]-AISI, *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*,Washington, August 19, 1986.

## **13- O Uso de Micro-Computadores no Projeto de Estruturas de Chapa Dobrada**

O uso dos micro-computadores no cálculo e no dimensionamento de estruturas vem se tornando uma atividade cada vez mais comum dentro da engenharia civil, seja em qualquer tipo de estrutura. Isto se deve ao grande desenvolvimento que se verifica tanto dos equipamentos, que os torna cada vez mais acessíveis, quanto das teorias referentes à análise e ao dimensionamento das estruturas.

Especialmente no caso de estruturas fabricadas em chapa de aço dobradas a frio, a verificação dos perfis é uma tarefa trabalhosa. Como se pôde observar neste livro, muitos são os estados limites que devem necessariamente ser verificados. Além disso, na verificação desses estados limites, complicadas equações são utilizadas as quais envolvem inclusive processos iterativos. Estas estruturas, bem como quaisquer outras, aliadas a complicados tipos de carregamentos ou condições de apoio, forçam cada vez mais o aperfeiçoamento do uso dos computadores na engenharia.

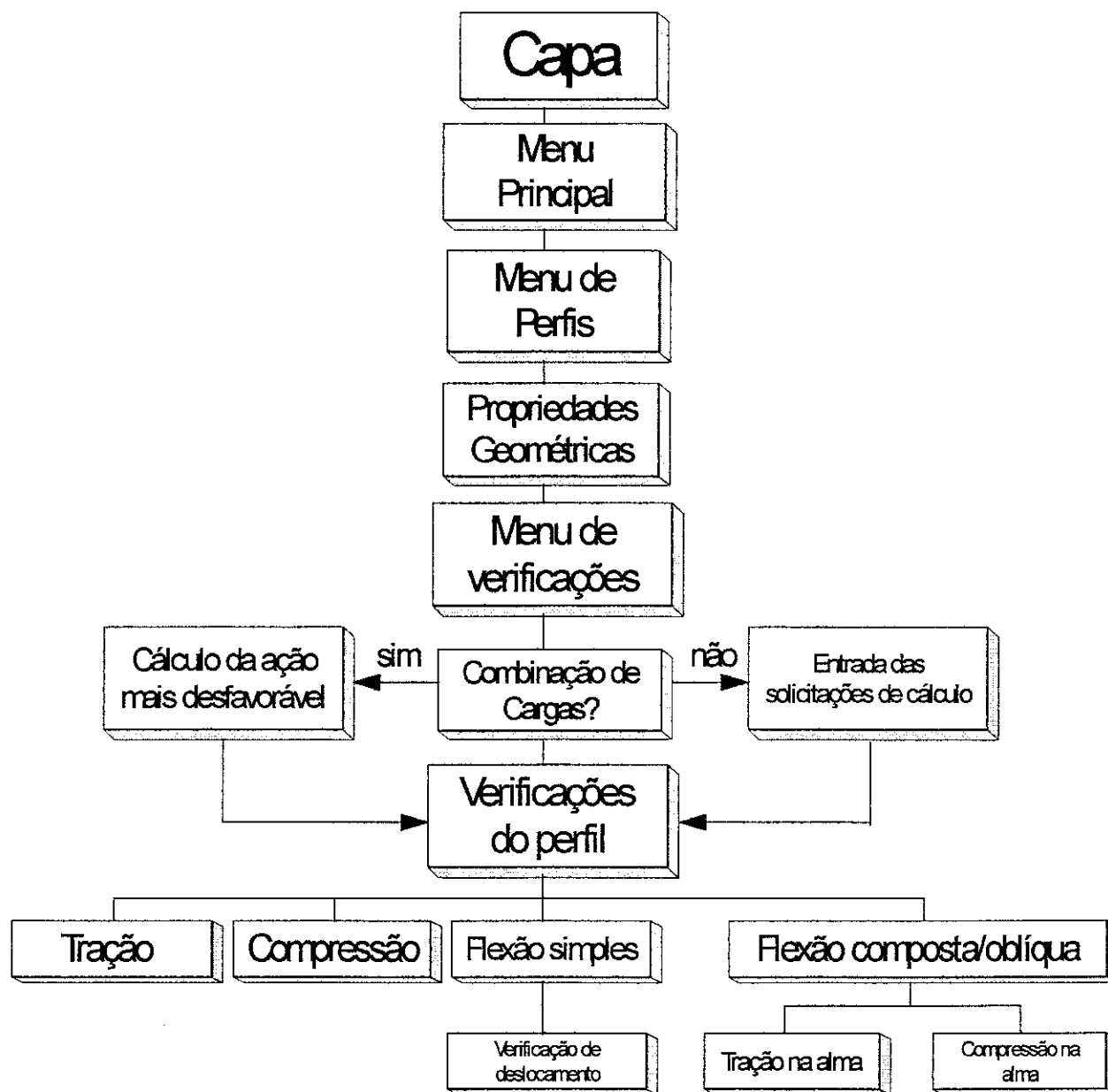
Como exemplos de facilidades advindas do emprego de softwares pode-se citar:

- 1- Cálculo imediato das propriedades geométricas. No caso de chapa dobrada, uma lista grande destas propriedades deve ser calculada.
- 2- Obtenção de uma solução para a estrutura com o mínimo peso possível. Para isto, vários perfis com várias dimensões diferentes deveriam ser verificados para todos os estados limites. Assim, inúmeras soluções são obtidas e a de menor custo, que se relaciona a mínimo peso e facilidade de execução, pode ser então escolhido. É óbvio que o cálculo manual de vários perfis para vários elementos de uma estrutura se torna muito trabalhoso e o uso de programas se torna indispensável.
- 3- Estruturas complexas, com condições de carregamento e apoios totalmente irregulares ou assimétricos podem perfeitamente ser solucionadas.

O uso de micro-computadores na área de perfis de chapa dobrada tem sido um campo de estudo da Universidade de Brasília. Programas de verificação de vários perfis tem sido desenvolvidos no Departamento de Engenharia Civil. Esses programas são utilizados tanto para fins educacionais quanto para desenvolvimento de projetos propriamente em escritórios de Brasília, São Paulo e Belo Horizonte.

Os sistemas operacionais desenvolvidos foram o PECAD/80 (baseado no AISI/80), o PECAD/86 (AISI/86), o CAN/84 (baseado na norma canadense de 1984) e por último o PECAD/91, baseado no método dos estados limites (AISI/91).

O sistema PECAD/91 foi o tema deste projeto final. O programa envolve cálculo de propriedades geométricas e dimensionamento de 15 perfis diferentes baseado no método dos estados limites. Um fluxograma de atividades desenvolvidas pelo programa é apresentado a seguir.



### Referências Bibliográficas

[13.1]-De Paula, J.H.M., *Projeto de Perfis de Aço de Chapa Dobrada a Frio*, Publicação Interna, UnB-FT-Enc, 1994

[13.2]- Yu, W.W., *Cold Formed Steel Structures*, Editora Mc Graw-Hill, 1991

## 14- Conclusões

### 14.1- Considerações Gerais

As disposições apresentadas neste livro nos demonstram claramente que o critério LRFD produz um dimensionamento mais econômico, ainda seguro. A maior segurança do método se baseia na filosofia de cálculo, que considera as ações, tratando-as separadamente (ponderações individuais), ao contrário do ASD, que considerava uma ponderação global de tais ações.

A maior complexidade da norma AISI-91 indica um maior conhecimento e maior domínio sobre o comportamento dos perfis em chapa dobrada a frio, visto que a amostra ensaiada aumentou no decorrer dos anos 80.

Para a maioria dos casos, o Método dos Estados Limites apresentado conforme AISI-91, nos dá o perfil mais leve, consequência de um dimensionamento mais econômico; isto se verifica também para a flexo-compressão do perfil I, como foi demonstrado no gráfico da figura 12.3.

### 14.2-Recomendações Para Trabalhos Posteriores

Nesta seção são apresentadas algumas sugestões para trabalhos posteriores que abordam aspectos não contemplados neste trabalho.

- No pacote de programação para perfis de aço de chapa dobrada a frio, cujo fluxograma geral está apresentado no capítulo 13, não está implementado o cálculo para ligações soldadas e parafusadas. Em trabalhos futuros seria interessante abordar este item tão necessário;
- A inserção de uma rotina de dimensionamento de perfis, também se mostra igualmente interessante;
- Em termos da apresentação e funcionalidade do programa *PECAD-91*, fica proposta sua conversão para a linguagem visual-basic, em virtude da relativa facilidade. Isto tornará o programa amigável ao usuário e acessível a outros ambientes computacionais;
- Uma rotina de cálculo de perfis de forma qualquer pode ser inserida com relativa facilidade, devido à existência de algumas já prontas;
- Devido à grande necessidade de perfis com mínimo peso, fica a proposta de se inserir nos programas já existentes, rotinas de otimização, com uso de programação matemática (*simplex*, por exemplo);
- O estudo comparativo entre o ASD e o LRFD, para uma combinação de cargas que

inclua ações devidas ao vento e ações permanentes, pode gerar curvas com comportamento diferentes daquelas apresentadas no capítulo 12, daí a necessidade de serem efetuadas.

**Projeto de Estruturas de Aço em Chapa Dobrada a Frio  
Pelo Método dos Estados Limites Segundo o AISI/91-LRFD**

**Émerson de Jorge Plá Pujades  
Gustavo Veloso Martins  
Marcelo Takeshi Matsunaga**

**E.ES-002A/95**