

Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO

**Apostila para a disciplina
PEF 2402 – ESTRUTURAS METÁLICAS E DE
MADEIRA**

**Valdir Pignatta e Silva
Julio Fruchtengarten**

**Colaboração:
Eduardo de Moraes Barreto Campello**



São Paulo, fevereiro de 2012

PRIMEIRA PARTE

ASPECTOS TECNOLÓGICOS

1 PROCESSO SIDERÚRGICO

O aço pode ser definido, de maneira sucinta, como uma liga metálica composta de ferro com pequenas quantidades de carbono, o que lhe confere propriedades específicas, sobretudo de resistência e ductilidade, adequadas ao uso na construção civil.

As principais matérias-primas envolvidas na fabricação do aço são o minério de ferro (principalmente a hematita) e o carvão mineral, que não são encontrados puros; são acompanhados de elementos indesejáveis ao processo. O preparo prévio das matérias-primas tem por objetivo aumentar a eficiência dos altos-fornos e aciaria, bem como reduzir o consumo de energia.

A obtenção do aço na forma de chapas, perfis ou bobinas (chapas finas enroladas em torno de um eixo), a partir do minério de ferro e carvão, decorre de uma série de operações de transformação metalúrgica e conformação mecânica realizadas nas siderúrgicas (figura 1.1). Em linhas gerais, a fabricação do aço compreende o aproveitamento do ferro, pela eliminação progressiva das impurezas contidas no minério de ferro. Na forma líquida, isento de grande parte das impurezas do minério, o aço recebe adições que lhe conferem as características desejadas, sendo então solidificado e trabalhado para a forma requerida.

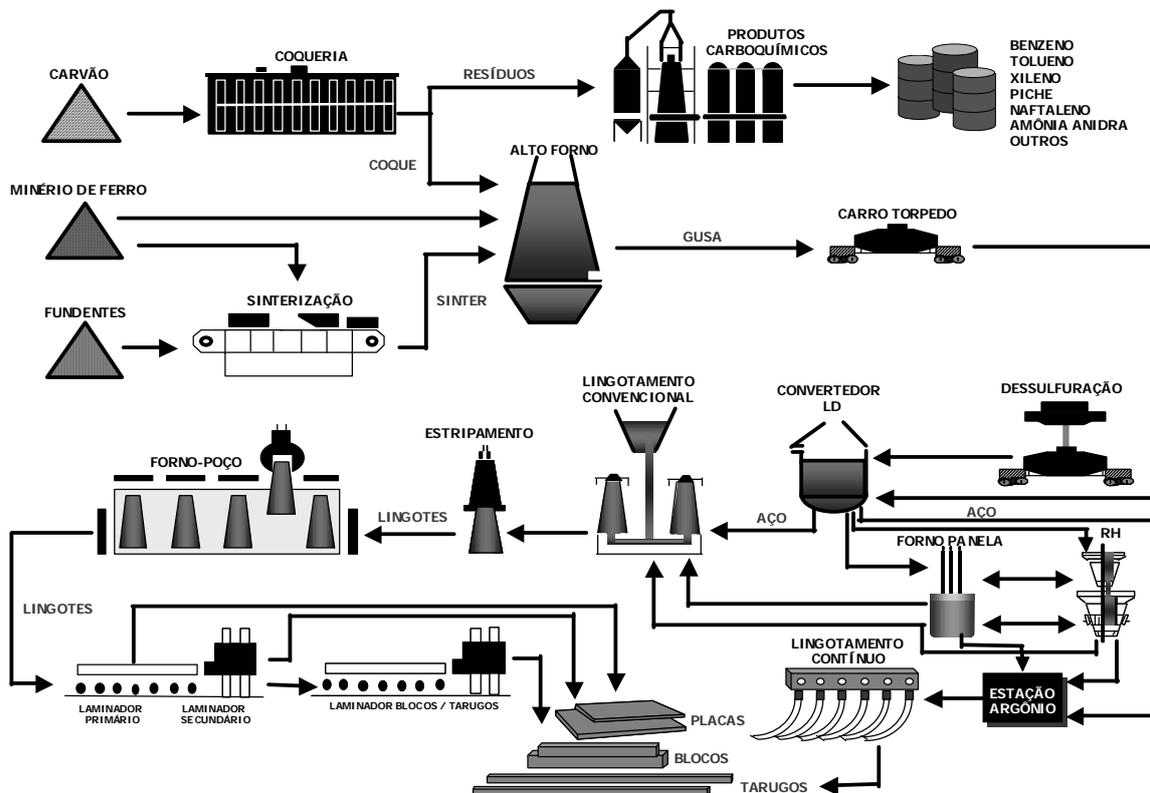


Figura 1.1 – Fluxo de processo siderúrgico

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

1 - Preparo das matérias-primas: na *Coqueria* o minério de carvão é transformado em coque siderúrgico e na *Sinterização* os finos de minério de ferro são aglutinados a fim de conferir-lhes granulometria adequada ao processo siderúrgico (figura 1.2).

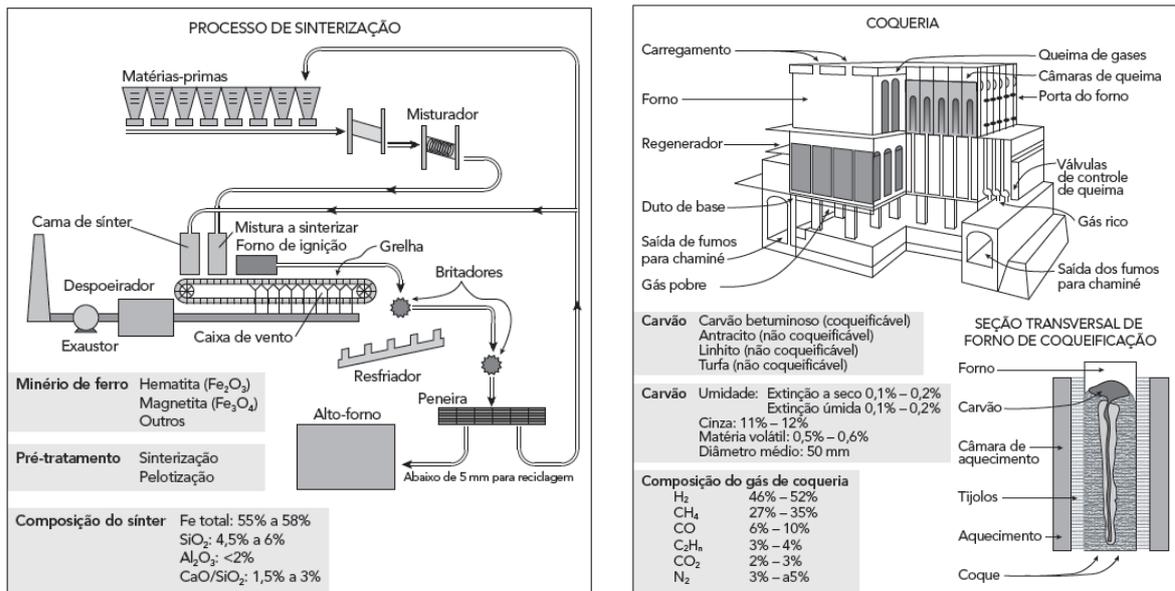


Figura 1.2 – Ilustrações representativas dos processos de sinterização (esquerda) e coqueificação (direita)

2 - Produção de gusa: coque, sinter e escorificantes são colocados na extremidade superior do *Alto-forno*; uma injeção de ar causa uma reação exotérmica que funde os materiais tendo como produto final principal o gusa líquido (material metálico ainda rico em carbono) e como produto secundário escória de alto-forno, que pode ser aproveitada na fabricação de cimento (figura 1.3 e 1.4).

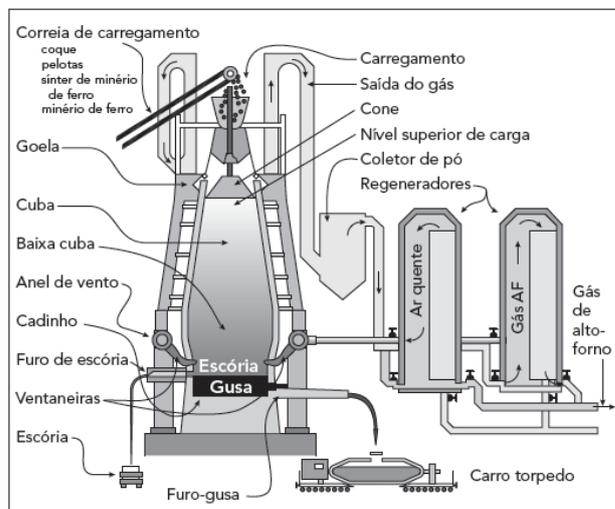


Figura 1.3 – Ilustrações representativas dos processos de produção do ferro-gusa em um alto-forno

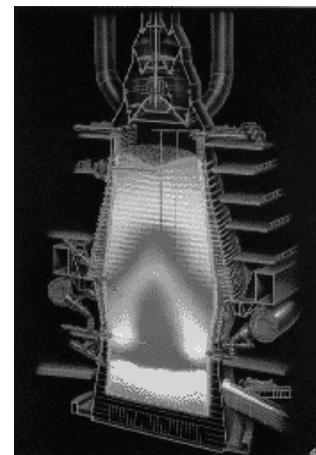


Figura 1.4 - Vista interior de um alto-forno

3 - Produção de aço: na *Aciaria*, a retirada de carbono do gusa, por meio de injeção de oxigênio puro, o transforma em aço líquido (figura 1.5 e 1.6) que, em seguida “escorrega” através da máquina do *Lingotamento Contínuo* (figura 1.7) onde é resfriado e transformado em placas ou tarugos.



Figura 1.5 – Painela de gusa sendo conduzida, no interior da aciaria, para o conversor onde será transformada em aço

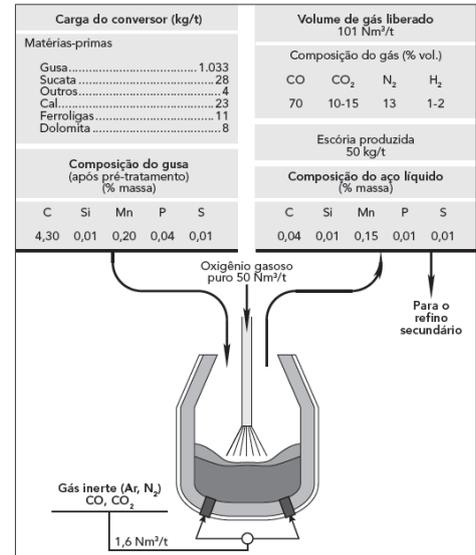


Figura 1.6 - Ilustração representativa de um conversor

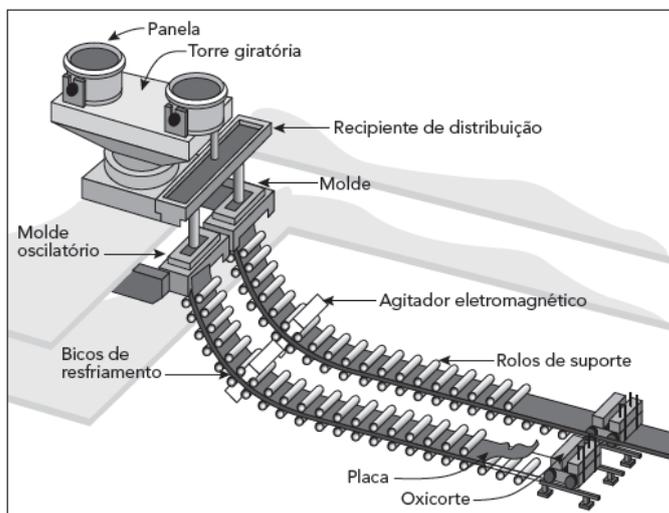


Figura 1.7 - Esquema de uma máquina de lingotamento contínuo

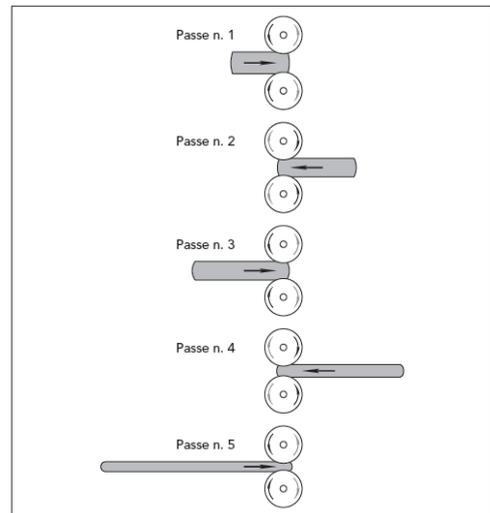


Figura 1.8 – Esquema simplificado de laminação de placas

4 - Conformação mecânica: as placas ou tarugos, por meio de compressão entre cilindros metálicos na *Laminação*, são transformados em chapas (figura 1.8) ou perfis laminados (figura 1.9), respectivamente

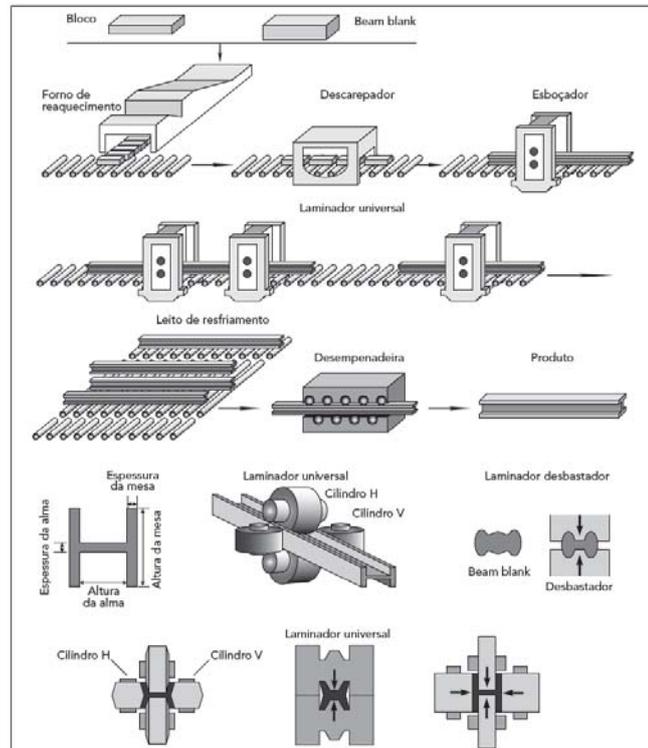


Figura 1.9 - Ilustração representativa de uma linha de produção de perfis laminados

As chapas fabricadas pelas siderúrgicas são adquiridas por fabricantes de estruturas de aço que, por meio de corte e soldagem ou dobramento, as transformam em perfis soldados ou formados a frio. Os perfis laminados já saem com sua seção transversal definida da siderúrgica, mas ainda necessitam sofrer cortes e furações nas fábricas de estruturas de aço.

Algumas fotos de etapas envolvidas na fabricação do aço são mostradas na figura 1.10.

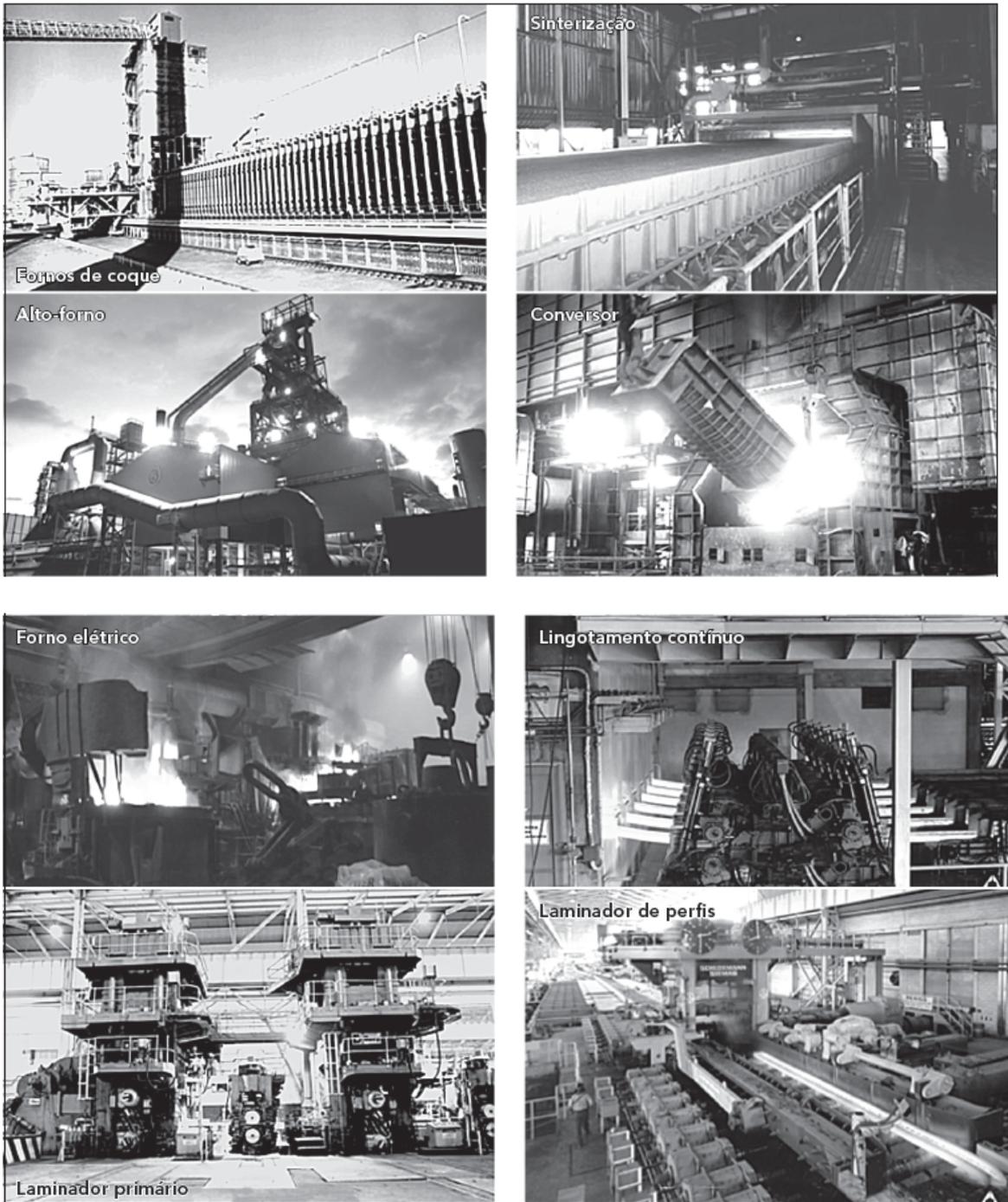


Figura 1.10 - Algumas etapas envolvidas na fabricação do aço

2 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

O tipo de aço com a composição química adequada fica definido na aciaria. Os aços podem ser classificados em: aços-carbono, aços de baixa liga sem tratamento térmico e aços de baixa liga com tratamento térmico.

Os tipos de aço estruturais são especificados em normas brasileiras e internacionais ou em normas elaboradas pelas próprias siderúrgicas.

2.1 AÇOS-CARBONO

Os aços-carbono são aqueles que não contêm elementos de liga, podendo ainda, ser divididos em baixo, médio e alto carbono, sendo os de baixo carbono ($C \leq 0,30\%$), os mais adequados à construção civil. Destacam-se:

- ASTM-A36 - o aço mais utilizado na fabricação de perfis soldados (chapas com $t \geq 4,57$ mm), especificado pela American Society for Testing and Materials;
- NBR 6648/CG-26 - aço, especificado pela ABNT, utilizado na fabricação de perfis soldados e que mais se assemelha ao anterior;
- ASTM A572/Gr50 - aço utilizado na fabricação de perfis laminados
- NBR 7007/MR-250 - aço para fabricação de perfis laminados, que mais se assemelha ao ASTM A-36;
- ASTM-A570 - o aço mais utilizado na fabricação de perfis formados a frio (chapas com $t \leq 5,84$ mm);
- NBR 6650/CF-26 - aço, especificado pela ABNT, utilizado na fabricação de perfis estruturais formados a frio que mais se assemelha ao anterior.

Na tabela 2.1 são fornecidos os valores da resistência ao escoamento (f_y) e da resistência à ruptura (f_u) dos aços citados.

Tabela 2.1 - Resistência de alguns tipos de aço-carbono

Tipo de Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ASTM-A36	250	400
ASTM-A570 Gr 36	250	365
ASTM-A572 Gr 50	345	450
NBR 6648/CG-26	255*	410*
	245**	410**
NBR 6650/CF-26	260	410
NBR 7007/MR-250	250	400

* Válido para espessuras $t \leq 16$ mm ** Válido para espessuras 16 mm $< t \leq 40$ mm

Tabela 2.2 – Resistência de alguns tipos de aços de baixa-liga

Tipo de Aço	f_y (MPa)	f_u (MPa)
COS-AR-COR 350	350	500
COS-AR-COR 300	300	400
USI-SAC-350	350	500
USI-SAC-300	300	400
CSN-COR-500	380	500
CSN-COR-420	300	420

2.2 AÇOS DE BAIXA LIGA SEM TRATAMENTO TÉRMICO

Os aços de baixa liga sem tratamento térmico são aqueles que recebem elementos de liga, com teor inferior a 2%, suficientes para adquirirem ou maior resistência mecânica ($f_y \geq 300$ MPa) ou maior resistência à corrosão, ou ambos. São adequados à utilização na construção civil, fazendo-se necessária uma análise econômica comparativa com os aços-

carbono, pois estes têm menor resistência, mas menor custo por unidade de peso. A seguir serão destacados os principais deles.

COS-AR-COR - aços de alta resistência à corrosão atmosférica, especificado pela COSIPA;

USI-SAC - aços de alta resistência à corrosão atmosférica, especificado pela USIMINAS;

CSN-COR - aços de alta resistência mecânica e de alta resistência à corrosão atmosférica, especificados pela CSN.

Na tabela 2.2 são fornecidos os valores da resistência ao escoamento (f_y) e da resistência à ruptura (f_u) dos aços citados.

2.3 AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA E BAIXA LIGA COM TRATAMENTO TÉRMICO

Os aços de alta resistência e baixa liga com tratamento térmico são aqueles, que além de possuírem em sua constituição os elementos de liga com teor inferior a 2%, recebem um tratamento térmico especial, posterior à laminação, necessário a adquirirem alta resistência mecânica ($f_y \geq 300$ Mpa). Sua aplicação está restrita a tanques, vasos de pressão, dutos forçados, ou onde os elevados esforços justifiquem economicamente sua utilização.

2.4 AÇOS SEM QUALIFICAÇÃO ESTRUTURAL

Apesar de não serem considerados “aços estruturais”, os tipos de aço especificados pela SAE (Society of Automotive Engineers) são frequentemente empregados na construção civil como componentes de telhas, caixilhos, chapas xadrez e até, indevidamente, em estruturas.

Esses tipos de aço são designados por um número de quatro algarismos (por exemplo, SAE 1020), sendo que o primeiro representa o elemento de liga (para o aço-carbono o algarismo é 1), o segundo indica a porcentagem aproximada da liga (zero significa a ausência de liga) e os demais dígitos representam o teor médio de carbono (20 significa 0,20% médio de carbono).

A norma brasileira equivalente à SAE é a ABNT NBR 6006:1980 “Classificação por composição química de aço para a construção mecânica”, cuja designação é similar à SAE. Por exemplo, ABNT 1020/NBR 6006 = SAE 1020.

Segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 14762:2010 “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio”, a utilização de aços sem qualificação estrutural para perfis é tolerada se o aço possuir propriedades mecânicas adequadas a receber o trabalho a frio. Não devem ser adotados no projeto valores superiores a 180 MPa e 300 MPa para a resistência ao escoamento f_y e a resistência à ruptura f_u , respectivamente.

3 CHAPAS E PERFIS

3.1 CHAPAS

Chapas são produtos planos laminados de aço com largura superior a 500 mm. São classificadas como chapas grossas (espessura superior a 5 mm) e chapas finas (espessura

inferior ou igual a 5 mm).

As chapas grossas são fabricadas pelas siderúrgicas com espessuras entre 5,00 mm e 150,00 mm, largura-padrão entre 1,00 m a 3,80 m e comprimento-padrão entre 6,00 m a 12,00 m.

As dimensões preferenciais, ou seja, as mais econômicas, são: 2,44 m de largura, 12,00 m de comprimento e espessuras, conforme indicadas na tabela 3.1.

As chapas grossas são utilizadas geralmente para a fabricação dos perfis soldados, mas também podem ser utilizadas, dependendo da disponibilidade de equipamento adequado para dobramento, em perfis formados a frio.

Tabela 3.1 - Espessuras-padrão das chapas grossas de aço

6,30 mm	25,0 mm
8,00 mm	31,5 mm
9,50 mm	37,5 mm
12,5 mm	50,0 mm
16,0 mm	63,0 mm
19,0 mm	75,0 mm
22,4 mm	100,0 mm

Tabela 3.2 - Espessuras-padrão das chapas finas de aço

0,60 mm	2,25 mm
0,75 mm	2,65 mm
0,85 mm	3,00 mm
0,90 mm	3,35 mm
1,06 mm	3,75 mm
1,20 mm	4,25 mm
1,50 mm	4,50 mm
1,70 mm	4,75 mm
1,90 mm	5,00 mm

As chapas finas são fabricadas pelas siderúrgicas com espessuras variando entre 0,60 mm e 5,00 mm. As chapas finas apresentam largura-padrão entre 1,00 m e 1,50 m e comprimento-padrão entre 2,00 m e 6,00 m.

As dimensões preferências fornecidas pelas siderúrgicas, na forma plana, são: 1,20 m por 2,00 m e 1,20 m por 3,00 m. As chapas finas podem também ser fornecidas em forma de bobinas, possuindo nesse caso custo unitário menor. As espessuras preferenciais são as fornecidas na tabela 3.2.

As siderúrgicas brasileiras que fabricam chapas são a COSIPA – Companhia Siderúrgica Paulista, USIMINAS, CSN – Companhia Siderúrgica Nacional e ArcelorMittal Tubarão.

3.2 PERFIS

Entre os vários componentes de uma estrutura metálica, tais como: chapas de ligação, parafusos, chumbadores e perfis, são os últimos, evidentemente, os mais importantes para o projeto, fabricação e montagem.

Os perfis de utilização corrente são aqueles cuja seção transversal se assemelha às formas das letras I, H, U e Z, recebendo denominação análoga a essas letras, e à letra L, nesse caso denominados cantoneiras.

Os perfis podem ser obtidos ou diretamente por laminação ou a partir de operações de: conformação a frio ou soldagem. São denominados, respectivamente, de perfis: laminados, formados a frio e soldados.

3.2.1 Perfis soldados

Perfil soldado é o perfil constituído por chapas de aço estrutural, unidas entre si por soldagem a arco elétrico.

Os perfis soldados são largamente empregados na construção de estruturas de aço, em face da grande versatilidade de combinações possíveis de espessuras, alturas e larguras, levando

à redução do peso da estrutura, comparativamente aos perfis laminados disponíveis no mercado brasileiro. O custo para a fabricação dos perfis soldados, no entanto, é maior do que para a laminação dos perfis laminados.

Os perfis soldados são produzidos pelos fabricantes de estruturas metálicas a partir do corte e soldagem das chapas fabricadas pelas usinas siderúrgicas. O material de solda, seja a soldagem executada por eletrodo revestido, arco submerso ou qualquer outro tipo, deve ser especificado, compatibilizando-o com o tipo de aço a ser soldado, isto é, deve ter características similares de resistência mecânica, resistência à corrosão, etc.

A norma ABNT NBR 5884 - "Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico" apresenta as características geométricas de uma série de perfis I e H soldados e tolerâncias na fabricação. São classificados em série simétrica e monossimétrica.

Série simétrica é a série composta por perfis que apresentam simetria na sua seção transversal em relação aos eixos X-X e Y-Y, conforme ilustrado na figura 3.1.

A série simétrica é dividida em:

- Série CS, formada por perfis soldados tipo pilar, com relação $d/bf = 1$, cujas dimensões estão indicadas na ABNT NBR 5884
- Série CVS, formada por perfis soldados tipo viga-pilar, com relação $1 < d/bf \leq 1,5$, cujas dimensões estão indicadas na ABNT NBR 5884
- Série VS, formada por perfis soldados tipo viga, com relação $1,5 < d/bf \leq 4$, cujas dimensões estão indicadas na ABNT NBR 5884
- Série PS, formada por perfis soldados simétricos cujas dimensões não estão indicadas na ABNT NBR 5884, mas que seguem as demais especificações da Norma Brasileira.

Série monossimétrica é a série composta por perfis soldados que não apresentam simetria na sua seção transversal em relação ao eixo X-X e apresentam simetria em relação ao eixo Y-Y, conforme ilustrado na figura 3.1.

A série monossimétrica é dividida em:

- Série VSM, formada por perfis soldados monossimétricos tipo viga, com relação $1 < d/bf \leq 4$, cujas mesas apresentam larguras idênticas e espessuras diferentes, com dimensões indicadas na ABNT NBR 5884.
- Série PSM, formada por perfis soldados monossimétricos, inclusive os perfis com larguras de mesas diferentes entre si, cujas dimensões não estão indicadas na ABNT NBR 5884, mas que seguem as demais especificações da Norma Brasileira.

A designação dos perfis I soldados faz-se pela série, seguido da altura em milímetros e da massa aproximada em quilogramas por metro.

Exemplos: A designação de um perfil série CS com 300 mm de altura por 300 mm de largura de mesa e 62,4 kg/m é CS 300x62.

A designação de um perfil série VSM com 450 mm de altura por 200 mm de largura de mesa e 48,9 kg/m é VSM 450x49.

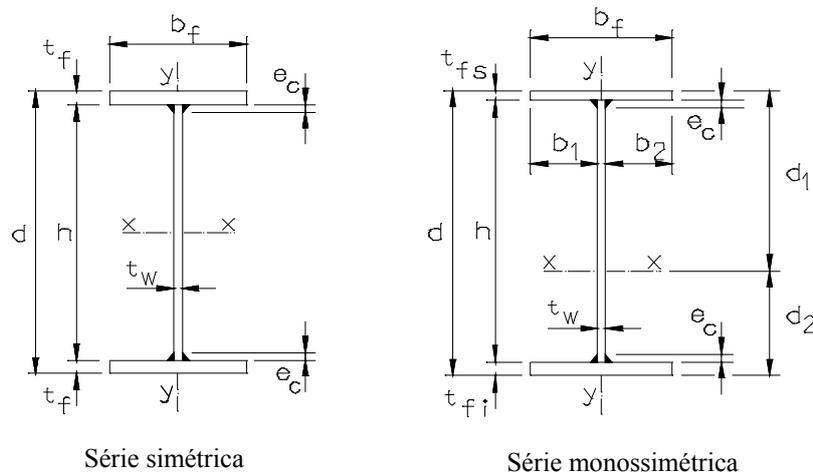


Figura 3.1 - Perfis soldados

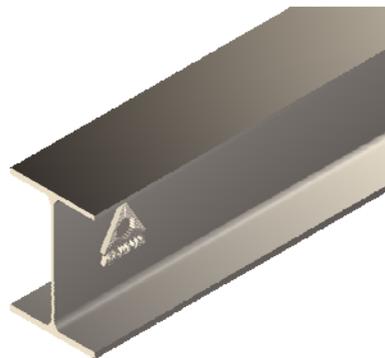


Figura 3.2 - Perfil laminado

3.2.2 Perfis laminados

Perfis laminados (figura 3.2) são aqueles fabricados a quente nas usinas siderúrgicas e são os mais econômicos para utilização em edificações de estruturas metálicas, pois dispensam a fabricação “artesanal” dos perfis soldados ou dos perfis formados a frio.

A Siderúrgica Aço Minas Gerais – AÇOMINAS, hoje integrante do grupo Gerdau, foi projetada para suprir o mercado com perfis laminados adequados ao uso na construção civil. Por se tratar de um perfil fabricado diretamente na siderúrgica, há dimensões padronizadas e o projetista fica restrito a essas dimensões. Se houver necessidade de perfis de dimensões diferentes das padronizadas, podem ser utilizados os perfis formados a frio ou soldados em substituição ao laminado.

Os perfis laminados fabricados no Brasil dividem-se em duas séries: W e HP. A designação dos perfis é: a série seguida da altura e da massa por unidade de comprimento. Por exemplo: W 310 x 44,5 ou HP 250 x 62.

O aço geralmente utilizado na fabricação desses perfis é o ASTM A 572 Gr 50, com $f_y = 345$ MPa e $f_u = 450$ MPa.

3.2.3 Perfis estruturais formados a frio

Nem sempre são encontrados no mercado os perfis laminados com dimensões adequadas às necessidades do projeto de elementos estruturais leves, pouco solicitados, tais como

terças, montantes e diagonais de treliças, travamentos, etc., enquanto os perfis estruturais formados a frio podem ser fabricados nas dimensões desejadas. Os perfis estruturais formados a frio, também conhecidos como perfis de chapas dobradas, vêm sendo utilizados de forma crescente na execução de estruturas metálicas leves, pois podem ser projetados para cada aplicação específica

Os perfis formados a frio, sendo compostos por chapas finas, possuem leveza, facilidade de fabricação, de manuseio e de transporte, além de possuírem resistência e ductilidade adequadas ao uso em estruturas civis.

No caso de estruturas de maior porte, a utilização de perfis formados a frio duplos, em seção unicelular (tubular-retangular) também conhecidos como seção-caixão, pode resultar, em algumas situações, em estruturas mais econômicas. Isso se deve à boa rigidez à torção (eliminando travamentos), menor área exposta, (reduzindo a área de pintura), menor área de estagnação de líquidos ou detritos (reduzindo a probabilidade de corrosão).

Perfis formados a frio são perfis conformados a partir do dobramento a frio de chapas. Esse dobramento pode ser feito de forma contínua ou descontínua. O processo contínuo, adequado à fabricação em série, é realizado a partir do deslocamento longitudinal de uma chapa de aço, sobre os roletes de uma linha de perfilação (figura 3.3). Os roletes vão conferindo gradativamente à chapa, a forma definitiva do perfil. Quando o perfil deixa a linha de perfilação, ele é cortado no comprimento indicado no projeto.



Figura 3.3 – Fabricação de perfis formados a frio empregando perfiladeira

O processo descontínuo, adequado a pequenas quantidades de perfis, é realizado mediante o emprego de uma prensa dobradeira (figura 3.4). A matriz da dobradeira é prensada contra a chapa de aço, obrigando-a a formar uma dobra. Várias operações similares a essa, sobre a mesma chapa, fornecem à seção do perfil a geometria exigida no projeto. O comprimento do perfil está limitado à largura da prensa.



Figura 3.4 – Fabricação de perfis formados a frio empregando dobradeira

O processo contínuo é utilizado por fabricantes especializados em perfis formados a frio e o processo descontínuo é geralmente utilizado pelos fabricantes de estruturas metálicas.

O dobramento de uma chapa, seja por perfilação ou utilizando dobradeira, provoca um aumento da resistência ao escoamento (f_y) e da resistência à ruptura (f_u), devido ao fenômeno conhecido como envelhecimento (carregamento até a zona plástica, descarregamento, e posterior, porém não imediato, carregamento), conforme demonstram os gráficos apresentados na figuras 3.5 e 3.6, com conseqüente redução de ductilidade, isto é, o diagrama tensão-deformação sofre uma elevação na direção das resistências limites, mas acompanhado de um estreitamento no patamar de escoamento. A redução de ductilidade significa uma menor capacidade de o material se deformar; por essa razão, a chapa deve ser conformada com raio de dobramento adequado ao material e à sua espessura, a fim de se evitar o aparecimento de fissuras.

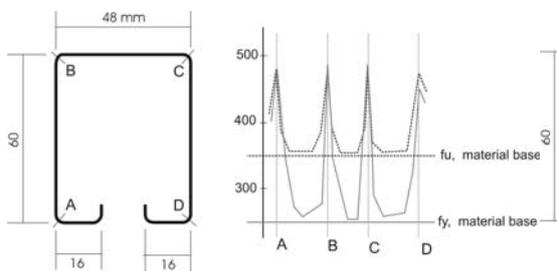


Figura 3.5 - Aumento da resistências ao escoamento e à ruptura, num perfil formado a frio por perfiladeira

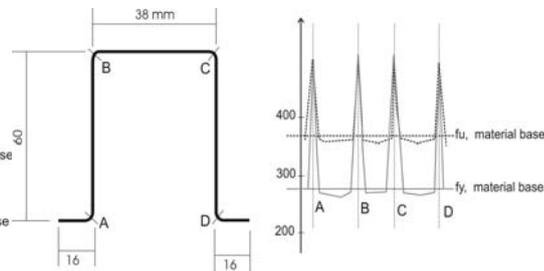


Figura 3.6 - Aumento das resistências ao escoamento e à ruptura, num perfil formado a frio por prensa dobradeira.

O aumento das resistências ao escoamento e à ruptura se concentra na região das curvas quando o processo é descontínuo, pois apenas a região da curva está sob carregamento. No processo contínuo esse acréscimo atinge outras regiões do perfil, pois na linha de perfilação toda a parte do perfil entre roletes está sob tensão.

O aumento da resistência ao escoamento pode ser utilizado no dimensionamento de barras submetidas à compressão ou à flexão, que não estejam sujeitos à redução de capacidade devido à instabilidade local conforme equação fornecida na ABNT NBR 14762:2010 “Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio”.

Atenção especial deve ser dada ao cálculo das características geométricas dos perfis formados a frio. Considerar-se um “ângulo reto” ao invés da curva faz com que os valores das características geométricas (área, momento de inércia, módulo resistente, etc.) possam ser sensivelmente aumentados (contra a segurança), dependendo das dimensões da seção.

A variação nas dimensões da seção devida à estrição ocorrida na chapa quando dobrada pode, por outro lado, ser desconsiderada para efeito de dimensionamento.

A Norma ABNT NBR 6355:2003 – “Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio”, padroniza uma série de perfis formados com chapas de espessuras entre 1,50 mm a 4,75 mm, indicando suas características geométricas, pesos e tolerâncias de fabricação.

A nomenclatura dos perfis também é padronizada. A designação dos nomes é feita da seguinte forma: tipo do perfil x dimensões dos lados x espessura, todas as dimensões são dadas em mm. A tabela 3.3 mostra os tipos de perfis e nomenclatura padronizados.

3.2.4 Perfis compostos

São perfis obtidos pela composição, por meio de soldagem ou aparafusamento, de chapas

ou outros perfis, conforme ilustram as figuras 3.7 e 3.8.

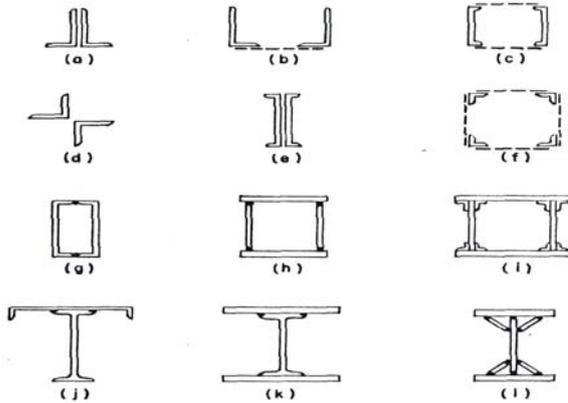


Figura 3.7 - Exemplo de seções de perfis compostos utilizados como vigas.

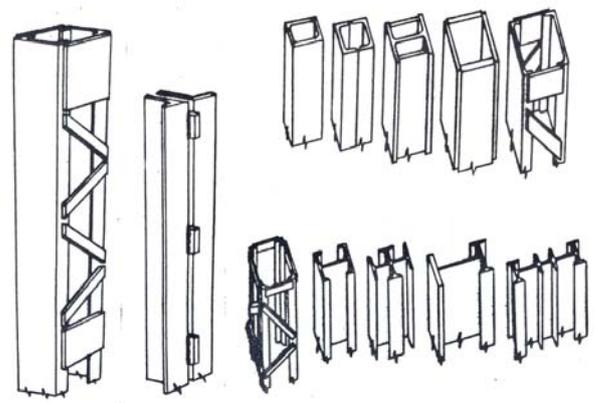
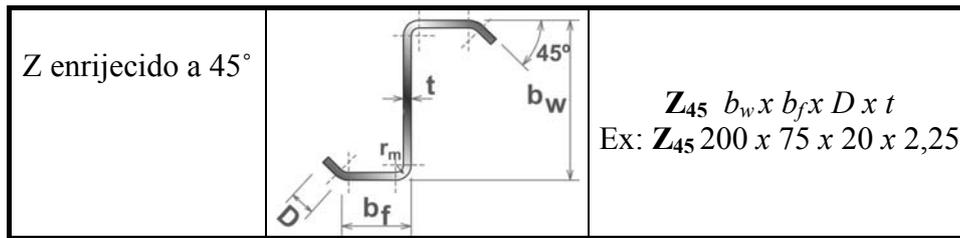


Figura 3.8 - Exemplo de perfis compostos utilizados como pilares

Tabela 3.3 – Perfis padronizados pela ABNT NBR 6355:2003

Série	Seção transversal	Designação
Cantoneira de abas iguais		$L b_f \times t$ Ex: L 50 x 3,00
U simples		$U b_w \times b_f \times t$ Ex: U 150 x 50 x 2,65
U enrijecido		$Ue b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Ue 150 x 60 x 20 x 2,65
Z enrijecido a 90°		$Z_{90} b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z ₉₀ 200 x 75 x 20 x 2,25



4 PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Há uma tendência natural do ferro constituinte do aço retornar ao seu estado primitivo de minério, ou seja, combinar com os elementos presentes no meio ambiente (O_2 , H_2O) formando óxido de ferro. Esse processo começa na superfície do metal e acaba levando à sua total deterioração caso não sejam tomadas medidas preventivas. O mecanismo é o mesmo que ocorre numa bateria, isto é, dois metais imersos em uma solução condutora (eletrólito) provocam a passagem de corrente elétrica e o desgaste de um dos metais (ânodo), conforme é ilustrado na figura 4.1. No caso da corrosão atmosférica, o eletrólito é a umidade do ar, com sua condutividade aumentada pela presença da poluição industrial ou marítima. A passagem de corrente ocorre entre regiões diferentes (ânodo e cátodo) do mesmo metal, tais como: áreas cobertas por detritos ou água, pequenas alterações na composição do metal ou variações de temperatura.

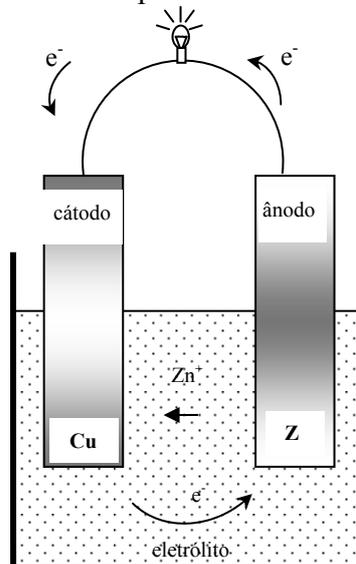


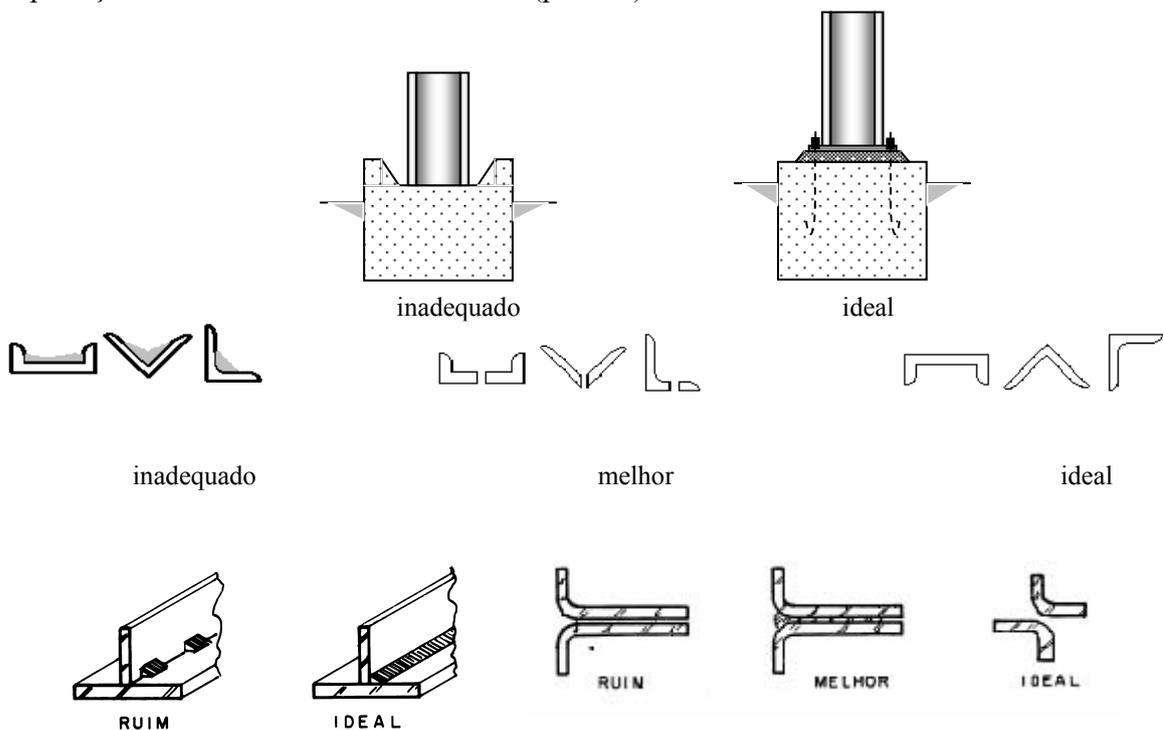
Figura 4.1 - Esquema de uma pilha galvânica

Na fase de projeto podem-se tomar cuidados para minimizar os problemas da corrosão. Algumas recomendações são citadas a seguir e ilustradas na figura 4.2.

- evitar a formação de regiões de estagnação de detritos ou líquidos ou, se inevitável, prever furos de drenagem na estrutura
- prever acessos e espaços para permitir a manutenção
- preencher com mastiques ou solda de vedação as frestas que ocorrem nas ligações
- evitar intermitência nas ligações soldadas
- evitar sobreposição de materiais diferentes
- evitar que elementos metálicos fiquem semi-enterrados ou semi-submersos

Além dos cuidados em projeto, as principais soluções empregadas para eliminar ou reduzir a velocidade de corrosão a valores compatíveis com a vida útil ou com os intervalos de manutenção dos componentes de aço são:

- utilização de aços resistentes à corrosão atmosférica
- aplicação de revestimento metálico (zincagem)
- aplicação de revestimento não metálico (pintura)



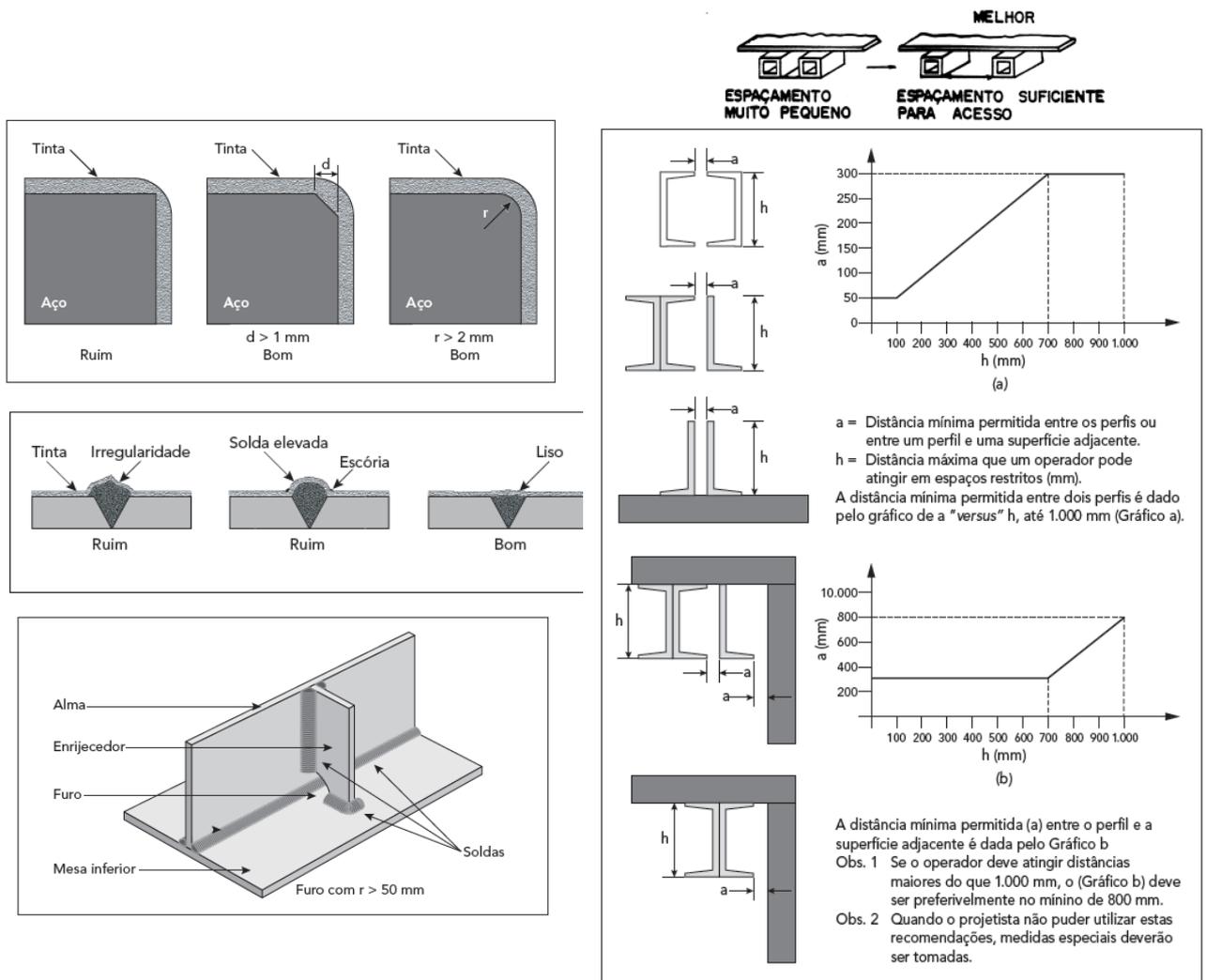


Figura 4.2 - Detalhes adequados a minimizar a corrosão

4.2 AÇOS RESISTENTES À CORROSÃO ATMOSFÉRICA

Entre os aços resistentes à corrosão atmosférica destacam-se os aços inoxidáveis, obtidos pela adição de níquel e cromo, porém de uso restrito em edificações devido ao seu custo elevado, e os chamados aços patináveis ou aclimáveis.

Os aços patináveis foram introduzidos no início da década de trinta, nos Estados Unidos, para a fabricação de vagões de carga. Dadas às características e qualidades desses aços, rapidamente encontraram aceitação na construção civil. Comercialmente, tais aços receberam o nome de “Corten” e hoje são mundialmente utilizados na construção civil. Na subseção 2.2 são apresentados os aços brasileiros similares ao Corten.

A maior resistência à corrosão desses aços advém principalmente da adição de cobre e cromo. Cada siderúrgica adota uma combinação própria desse elemento em seus aços comerciais, além de combiná-los com outros elementos, como níquel, vanádio e nióbio.

Os aços patináveis, quando expostos à atmosfera, desenvolvem em sua superfície uma camada de óxido compacta e aderente denominada “pátina”, que funciona como barreira de proteção contra a corrosão, possibilitando, assim, sua utilização sem qualquer tipo de

revestimento.

A formação de pátina protetora ocorre desde que o aço seja submetido a ciclos alternados de molhagem (chuva, nevoeiro, umidade) e secagem (sol, vento). Tais efeitos também estão presentes em ambientes internos à edificação, desde que adequadamente ventilados.

Em atmosferas industriais pouco agressivas, os aços patináveis apresentam bom desempenho; em atmosferas industriais altamente corrosivas a sua resistência à corrosão é menor do que verificada no caso anterior, porém, sempre superior à do aço-carbono (figura 4.3).

Nas atmosferas marinhas, até cerca de 600 m da orla marítima, a proximidade do mar influencia na velocidade de corrosão dos aços patináveis, acelerando-a. Nesse tipo de atmosfera, o desempenho desses aços é superior à do aço-carbono, porém as perdas por corrosão são maiores do que em atmosferas industriais. Por isso é recomendada a utilização de revestimento quando o material encontra-se em atmosfera marinha severa ou moderada.

A maior aplicação dos aços patináveis tem sido em atmosfera urbanas, onde podem ser utilizados sem revestimento. No entanto, os aços patináveis revestidos têm suas características de resistência à corrosão sinergicamente ampliadas, aumentando o período para manutenção. Por esse aspecto, eles são muito empregados também com revestimento,

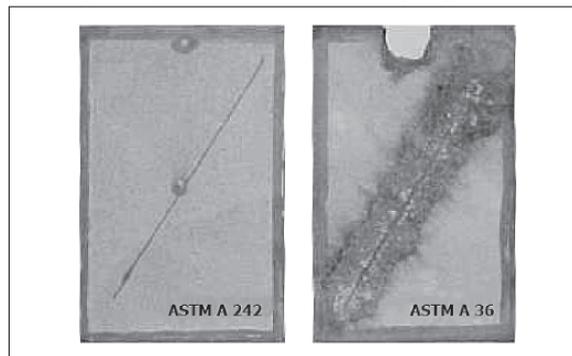


Figura 4.3 – Aparência de um aço estrutural comum (ASTM A 36) e de um aço patinável (COS-AR-COR) expostos por 48 meses em atmosfera industrial (Cubatão, SP)

4.3 GALVANIZAÇÃO

O fenômeno da corrosão é sempre precedido pela remoção de elétrons do ferro, formando os cátions Fe^{++} . A facilidade de ocorrer essa remoção é variável de metal para metal recebe o nome de potencial de oxidação de eletrodo.

O zinco tem maior potencial do que o ferro. Assim, se os dois forem combinados, o zinco atuará como ânodo e o ferro como cátodo. Essa característica é utilizada como artifício para se prevenir a corrosão do aço e nela baseia-se o método de proteção pelo uso do zinco.

O aço revestido com zinco, na verdade, está protegido de duas maneiras distintas:

Se a camada de zinco se mantiver contínua, ou seja, sem qualquer perfuração, a mesma atua como uma barreira evitando que o oxigênio e a água entrem em contato com o aço, inibindo assim a oxidação.

Caso ela tenha qualquer descontinuidade e na presença do ar atmosférico, que possui umidade, o zinco passa a atuar como ânodo, corroendo-se em lugar do ferro (figura 4.4). Essa propriedade confere à peça maior durabilidade uma vez que a corrosão do zinco é de 10 a 50 vezes menos intensa do que a do aço na maioria das áreas industriais e rurais e de 50 a 350 vezes em área marinhas.

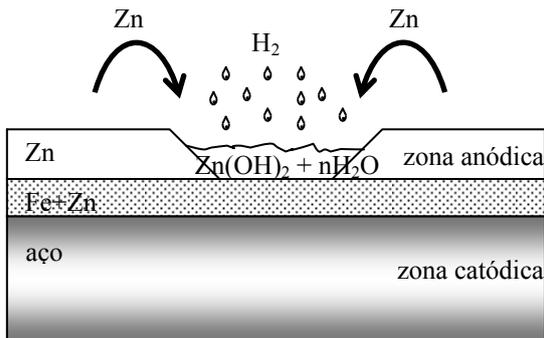


Figura 4.4 - Mecanismo de proteção da camada de zinco aplicada sobre peças de aço

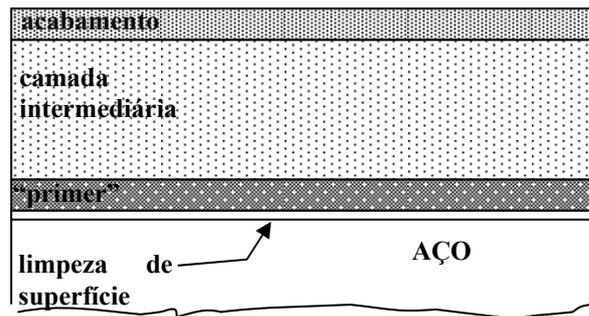


Figura 4.5 - Sistema de pintura

No caso do aço zincado, a formação do par galvânico é utilizada para se minimizar o efeito da oxidação, uma vez que essa é direcionada para o metal do revestimento (zinco), obtendo-se o que se chama proteção galvânica. No entanto, a formação indesejada de um par galvânico imprevisto, no qual o ferro atua como ânodo, pode ser desastrosa. Alguns exemplos desse tipo de situação são o uso de parafusos de aço em ferragens de latão (liga de Cu-Zn), solda Pb-Sn em fios de cobre, eixos de aço sobre mancais de bronze (liga Cu-Sn), cano de ferro fundido conectado a sifão de chumbo, esquadrias de alumínio com dobradiças de aço, telhas de aço fixadas com parafuso de alumínio, ou vice versa, componentes de aço inoxidável e aço comum, etc.

4.4 PINTURA

A proteção contra a corrosão por meio de pintura do aço por material não metálico tem por objetivo criar uma barreira impermeável protetora na superfície exposta do aço.

Os materiais impermeáveis normalmente utilizados são esmaltes, vernizes, tintas e plásticos.

Os esquemas de pintura geralmente obedecem às seguintes etapas (figura 4.5):

- Limpeza da superfície: a vida útil do revestimento é função do grau de limpeza da superfície do elemento a ser pintado. Pode variar desde uma simples limpeza por solventes ou escovamento, até jateamento por granalha ao metal branco. Uma limpeza de superfície de alta qualidade pode custar até 60% do custo do trabalho de pintura. Na ausência de normas brasileiras, geralmente, são seguidas normas ou especificações internacionais, tais como a especificação norte-americana SSPC – “Steel Structures Painting Council” ou a norma sueca SIS – (05 50 00/1967) – “Pictorial surface preparation standards of painting steel surface”, que fornecem os procedimentos para cada grau de limpeza.

- Revestimento primário ou “primer”: tem como objetivo umedecer adequadamente a superfície e provê-la de adesão à camada subsequente de pintura. É um produto geralmente fosco, que contém pigmentos anticorrosivos para conferir a proteção necessária ao substrato. O primer também é aplicado sobre uma peça para dar proteção durante o seu armazenamento

- Camada intermediária: tem por objetivo fornecer espessura ao sistema, aumentando o caminho dos agentes corrosivos. As tintas intermediárias geralmente são neutras, isto é, não tem pigmentos anticorrosivos, nem coloridos. São também denominadas tintas de enchimento, sendo mais baratas do que os “primers” e do que as tintas de acabamento.

- Camada final ou de acabamento: tem por objetivo dar aparência final ao substrato, como cor e textura, podendo também atuar como barreira aos agentes agressivos do meio ambiente.

5 PROTEÇÃO CONTRA INCÊNDIO

Há muito se sabe que o aço sofre redução de resistência com o aumento de temperatura. No século XIX, quando edifícios de múltiplos andares de aço começaram a ser construídos, o concreto era utilizado como material de revestimento do aço, sem função estrutural, mas, com grandes espessuras, em vista de o concreto não ser um isolante ideal. Anos após, o concreto, além de revestimento, foi também aproveitado como elemento estrutural, trabalhando em conjunto com o aço para resistir aos esforços. Surgiram então as estruturas mistas de aço e concreto. Mais tarde, iniciou-se a construção de edifícios de múltiplos andares de concreto armado. De início, não se supunha que o concreto armado também poderia ter problemas com temperaturas elevadas. Em 1948, Mörch escreve interessante artigo alertando para a necessidade de verificação de estruturas de concreto armado em incêndio, associando-a apenas à armadura no seu interior.

Hoje, se reconhece que a capacidade resistente do aço, do concreto, da madeira, da alvenaria estrutural e do alumínio em situação de incêndio é reduzida em vista da degeneração das propriedades mecânicas dos materiais (figura 5.1) ou da redução da área resistente.

O aço e o alumínio têm resistência e módulo de elasticidade reduzidos quando submetidos a altas temperaturas (figura 5.2). O concreto, além da redução da resistência, perde área resistente devido ao “spalling”. O “spalling” é um lascamento da superfície do elemento de concreto, devido à pressão interna da água ao evaporar-se e ao comportamento diferencial dos materiais componentes do concreto. Em concretos de alta resistência pode ocorrer o “spalling” explosivo, pela maior dificuldade de percolação da água. O “spalling” reduz a área resistente do concreto e expõem a armadura ao fogo (figura 5.3). Os elementos de madeira sofrem carbonização na superfície exposta ao fogo, reduzindo a área resistente (figura 5.4) e realimentando o incêndio. A região central recebe proteção proporcionada pela camada carbonizada, atingindo baixas temperaturas.

Apesar de a redução das propriedades mecânicas do concreto e da madeira ser mais acentuada, em função da temperatura, do que a do aço, deve-se lembrar que a temperatura média atingida por um elemento isolado de aço em incêndio é, geralmente, maior do que a dos outros dois materiais.

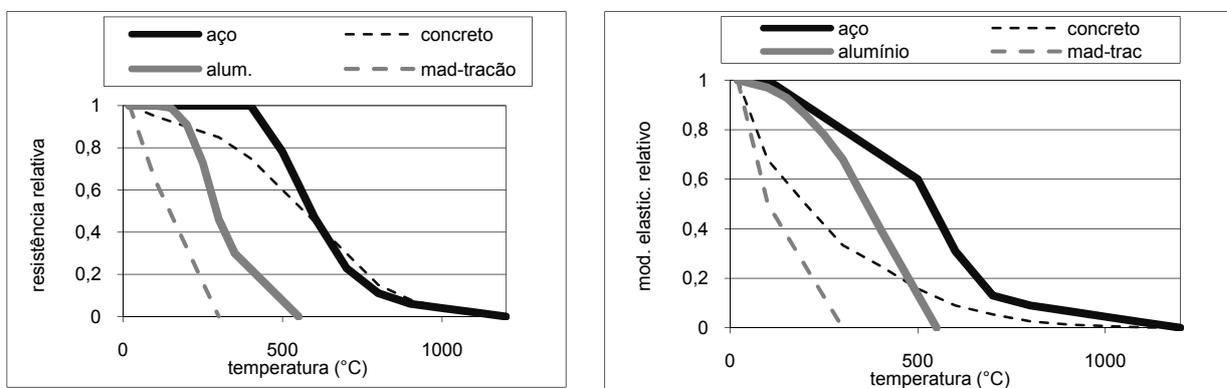


Figura 5.1 - Variação da resistência e do módulo de elasticidade dos materiais em função da temperatura



Figura 5.2 - Elemento isolado de aço



Figura 5.3 - Spalling em pilar de concreto



Figura 5.4 - Carbonização da madeira

A ABNT NBR 14432:2000 “Exigências de resistência ao fogo dos elementos construtivos das edificações” fornece a mínima resistência ao fogo requerida para as estruturas. No Estado de São Paulo, bem como em outros estados brasileiros, há exigência legal para a verificação das estruturas em situação de incêndio.

A ABNT NBR 14323:2012 “Dimensionamento das estruturas de aço em situação de incêndio” e a ABNT NBR 15200:2012 “Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio” fornecem os procedimentos para o dimensionamento das estruturas formadas por ambos os materiais.

6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS ESTRUTURAIS

6.1 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Uma barra metálica submetida a um esforço crescente de tração sofre uma deformação progressiva de extensão (figura 6.1).

A relação entre a tensão aplicada ($\sigma = F/\text{área}$) e a deformação linear específica ($\epsilon = \Delta\ell/\ell$) de alguns aços estruturais pode ser vista no diagramas tensão-deformação da figura 6.2.

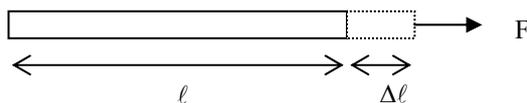


Figura 6.1 - Deformação de um corpo de prova submetido à tração

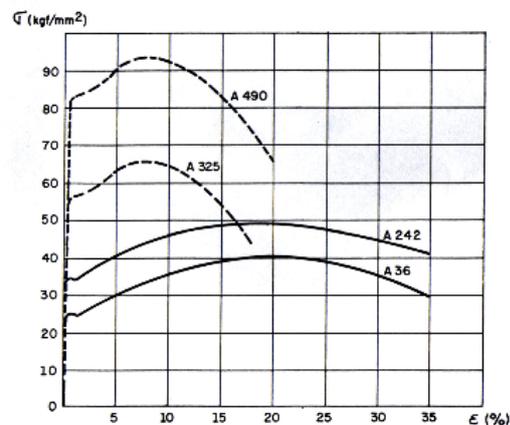


Figura 6.2 - Diagrama tensão-deformação em escala real

Até certo nível de tensão aplicada, o material trabalha no regime elástico-linear, isto é, segue a lei de Hooke e a deformação linear específica é proporcional ao esforço aplicado. A proporcionalidade pode ser observada no trecho retilíneo do diagrama tensão-deformação da figura 6.3 e a constante de proporcionalidade é denominada módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade. Ultrapassado o limite de proporcionalidade (f_p)¹, tem lugar a fase plástica, na qual ocorrem deformações crescentes sem variação de tensão (patamar de escoamento). O valor constante dessa tensão é a mais importante característica dos aços estruturais e é denominada resistência ao escoamento.

Até certo nível de tensão aplicada, o material trabalha no regime elástico-linear, isto é, segue a lei de Hooke e a deformação linear específica é proporcional ao esforço aplicado.

Após o escoamento, a estrutura interna do aço se rearranja e o material vai ao encruamento, em que se verifica novamente a variação de tensão com a deformação específica, porém de forma não linear.

O valor máximo da tensão antes da ruptura é denominado resistência à ruptura do material. A resistência à ruptura do material é calculada dividindo-se a carga máxima que ele suporta, antes da ruptura, pela área da seção transversal inicial do corpo de prova. Observa-se que f_u é calculado em relação à área inicial, apesar de o material sofrer uma redução de área quando solicitada à tração. Embora a tensão verdadeira deva ser calculada

¹ convencionalmente $f_p = f_y - \sigma_r$ onde σ_r é a tensão residual (vide subseção 6.5)

considerando-se a área real, a tensão tal como foi definida anteriormente é mais importante para o engenheiro, pois os projetos são feitos com base nas dimensões iniciais. Em um ensaio de compressão, sem a ocorrência de instabilidades, obtém-se um diagrama tensão-deformação similar ao do ensaio de tração.

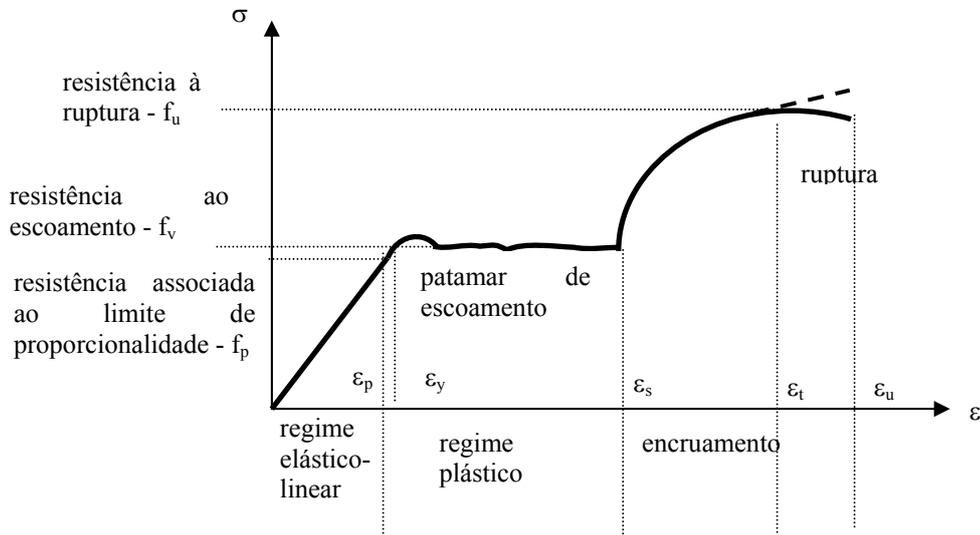


Figura 6.3 - Diagrama tensão-deformação dos aços estruturais, em escala deformada

6.2 ELASTICIDADE

Uma peça de aço sob efeito de tensões de tração ou de compressão sofre deformações, que podem ser elásticas ou plásticas. Tal comportamento se deve à natureza cristalina dos metais, pela presença de planos de escorregamento de menor resistência mecânica no interior do reticulado.

Elasticidade de um material é a sua capacidade de voltar à forma original em ciclo de carregamento e descarregamento (figura 6.4). A deformação elástica é reversível, ou seja, desaparece quando a tensão é removida. A deformação elástica é consequência da movimentação dos átomos constituintes da rede cristalina do material, desde que a posição relativa desses átomos seja mantida. A relação entre os valores da tensão e da deformação linear específica, na fase elástica, é o módulo de elasticidade, cujo valor é proporcional às forças de atração entre os átomos. Nos aços, o módulo de elasticidade vale, aproximadamente, $20\,000 \text{ kN/cm}^2$.

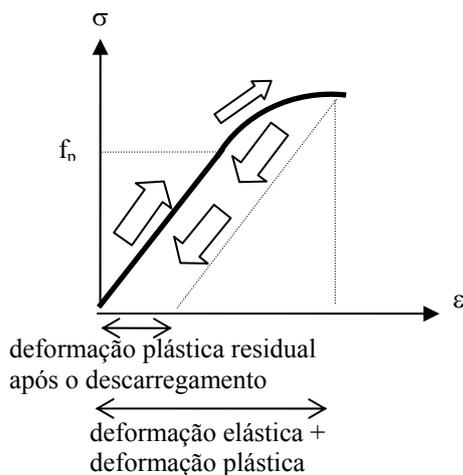


Figura 6.4 - Ciclo de carregamento e descarregamento

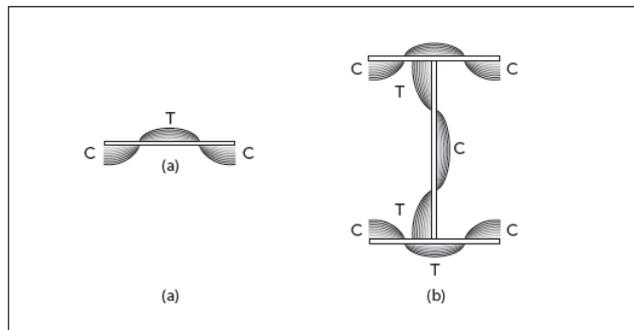


Figura 6.5 - Tensões residuais em (a) chapas e (b) perfis isolados

6.3 PLASTICIDADE

Deformação plástica é a deformação permanente provocada por tensão igual ou superior à f_p - resistência associada ao limite de proporcionalidade. É o resultado de um deslocamento permanente dos átomos que constituem o material, diferindo, portanto, da deformação elástica, em que os átomos mantêm as suas posições relativas. A deformação plástica altera a estrutura interna do metal, tornando mais difícil o escorregamento ulterior e aumentando a dureza do metal. Esse aumento na dureza por deformação plástica, quando a deformação supera ϵ_s (vide figura 6.3), é denominado endurecimento por deformação a frio ou encruamento e é acompanhado de elevação do valor da resistência e redução da ductilidade do metal.

6.4 DUCTILIDADE

Ductilidade é a capacidade dos materiais de se deformar sem se romper. Pode ser medido por meio do alongamento (ϵ) ou da estrição, ou seja, a redução na área da seção transversal do corpo de prova. Quanto mais dúctil o aço, maior será a redução de área ou o alongamento antes da ruptura. A ductilidade tem grande importância nas estruturas metálicas, pois permite a redistribuição de tensões locais elevadas. As barras de aço sofrem grandes deformações antes de se romper, o que na prática constitui um aviso da presença de tensões elevadas.

6.5 TENSÕES RESIDUAIS

As diferentes velocidades de resfriamento, após a laminação, conforme o grau de exposição, da chapa ou perfil laminado, levam ao aparecimento de tensões que permanecem nas peças, recebendo o nome de tensões residuais (σ_r). Em chapas, por exemplo, as extremidades resfriaram-se mais rapidamente que a região central, contraindo-se; quando a região central da chapa resfria-se, as extremidades, já solidificadas, impedem essa região de contrair-se livremente. Assim, as tensões residuais são de tração na região central e de compressão nas bordas (figura 6.5a). Essas tensões são sempre normais à seção

transversal das chapas e, evidentemente, tem resultante nula na seção. As operações executadas posteriormente nas fábricas de estruturas metálicas envolvendo aquecimento e resfriamento (soldagem, corte com maçarico, etc.) também provocam o surgimento de tensões residuais. Esse é o caso dos perfis soldados onde, nas regiões adjacentes aos cordões de solda, permanecem tensões longitudinais de tração após o resfriamento (figura 6.5b). Por simplicidade, a norma NBR 8800 indica um valor único a ser adotado para a tensão residual em vigas, $\sigma_r = 0,3 f_y$, para tração ou para compressão. Portanto o diagrama tensão-deformação didaticamente adotado para projeto é o apresentado na figura 6.6.

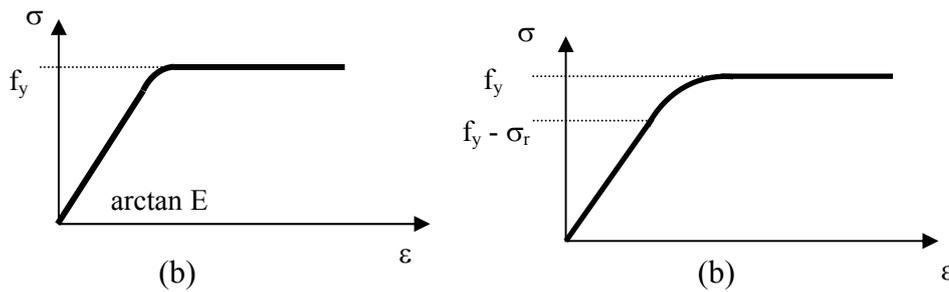


Figura 6.6 - Diagrama tensão-deformação teórico para: (a) aço virgem (ideal) (b) aço com tensão residual (real)

SEGUNDA PARTE

DIMENSIONAMENTO

1 TRAÇÃO

A distribuição de tensões em regime elástico depende do tipo de ligação entre as peças.

1.1 PEÇAS SEM FUROS (LIGAÇÕES SOLDADAS)

A figura 1.1 ilustra o comportamento de uma peça sob tração axial. Observa-se que o estado limite último é atingido quando ocorre o escoamento ao longo de toda a seção transversal.

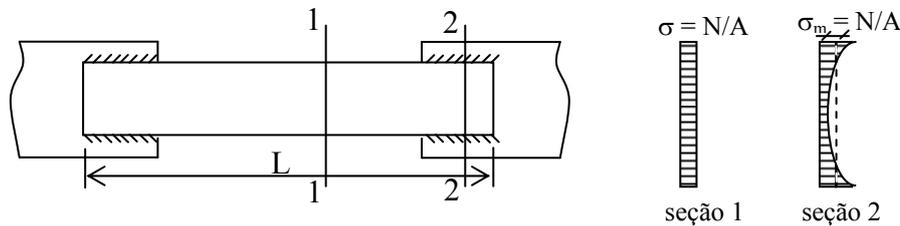


Figura 1.1 Peças com ligações soldadas sob tração

Para $N_y = A f_y$, atinge-se a resistência ao escoamento ao longo de toda a seção transversal, tanto na seção 1 quanto na seção 2. Para esse valor de N , obtém-se $\Delta L_1 \cong 0,02 L$ (ver figura 1.2).

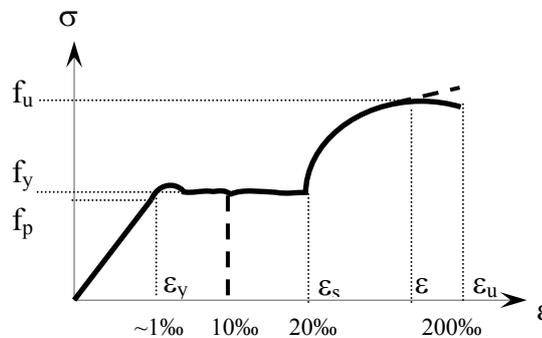


Figura 1.2 - Diagrama tensão-deformação

1.2 PEÇAS COM FUROS (LIGAÇÕES PARAFUSADAS)

A figura 1.3 mostra o comportamento de peças com ligação parafusada quando submetidas à tração.

Nesse caso, quando se atinge a resistência ao escoamento ao longo de toda a seção transversal 2, a tensão média ao longo da seção 1 ainda será inferior a f_y , ou seja, se

$\sigma_m = \frac{N}{A_n} = f_y$, então $\sigma = \frac{N}{A} < f_y$, pois $A > A_n$, sendo A a área da seção transversal e A_n a área líquida.

Assim, ocorrem grandes deformações plásticas apenas na região dos furos e, como resultado, $\Delta L_2 \ll 0,02L$.

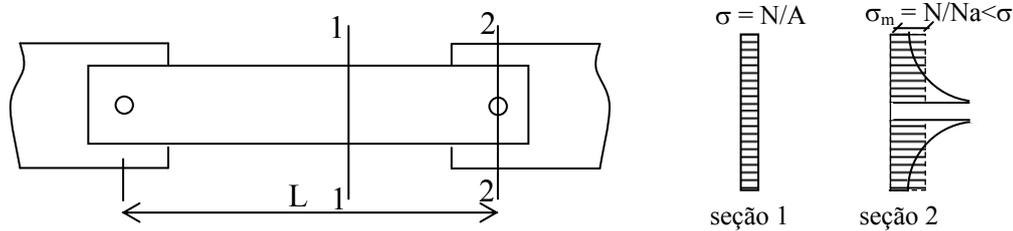


Figura 1.3 - Peças com ligações parafusadas sob tração axial

Em edifícios, não se considera como estado limite último o escoamento da seção líquida de peças com ligações parafusadas. Supõe-se a ocorrência da redistribuição plástica, podendo-se atingir o carregamento correspondente à ruptura da seção líquida.

São exceções:

- peças com furos muito alongados;
- material que não tem comportamento dúctil (problemas com fadiga).

1.3 ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA

O valor de cálculo da força normal resistente (N_{Rd}) ao escoamento da seção bruta é:

$$N_{Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{a,y}}$$

sendo: A - área bruta da seção;

$$\gamma_{a,y} = 1,10$$

A_n - área líquida

1.4 RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA EFETIVA

O valor de cálculo da força normal resistente (N_{Rd}) à ruptura da seção líquida efetiva é:

$$N_{Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a,u}}$$

Sendo: $A_e = C_t A_n$ - área líquida efetiva

$C_t \leq 1,0$ - coeficiente de redução da área líquida efetiva

$$\gamma_{a,u} = 1,35$$

1.4.1 Cálculo da área líquida A_n em chapas ou cantoneiras com furos alinhados

A área líquida A_n de uma seção transversal qualquer de uma barra deve ser calculada pela soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento (figura 1.4), medida na direção normal ao eixo da barra.

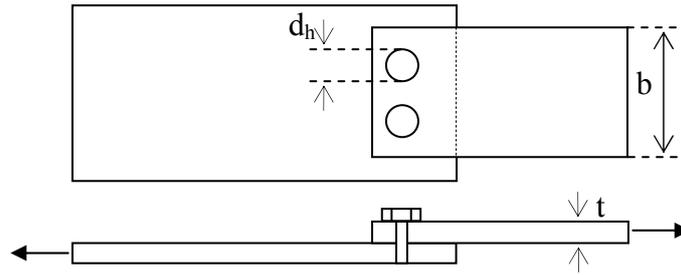


Figura 1.4 - Chapa com furos alinhados

A área líquida é calculada da seguinte forma:

$$b_n = b - \sum \phi$$

$$A_n = b_n t$$

Onde

b – largura da chapa ou da cantoneira desenvolvida

b_n - largura líquida da chapa ou da cantoneira desenvolvida

d_h - diâmetro do furo (incluindo folga-padrão de 1,5mm)

ϕ - diâmetro nominal do furo adotado para cálculo ($\phi = d_h + 2,0\text{mm}$)

t - espessura.

O valor adotado para ϕ deve considerar a folga e o dano ocorrido durante o processo de furação (figura 1.5).

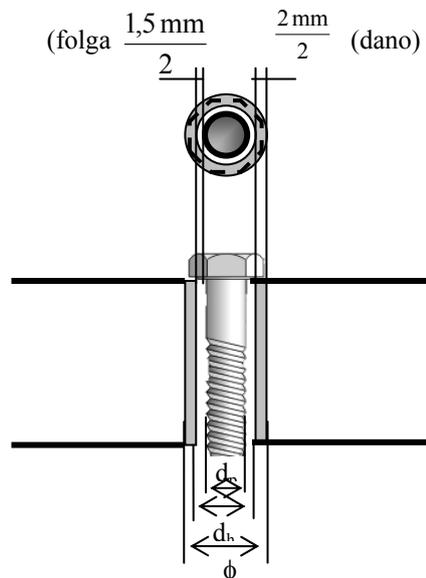


Figura 1.5 – Furo-padrão

O cálculo da área líquida A_n em chapas ou cantoneiras com furação alternada e em perfis pode ser visto no Anexo A.

1.4.2 C_t

O coeficiente de redução da área líquida conforme apresentado na figura 1.6 é função:

- do comprimento da conexão (concentração de tensões);
- da excentricidade (posição da ligação em relação ao centro geométrico, CG, da seção transversal do perfil).

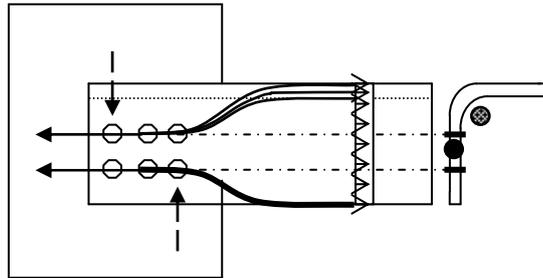


Figura 1.6 - O comprimento da conexão e a excentricidade da ligação influenciam o valor do coeficiente de redução da área líquida ($C_t \leq 1$)

Para a determinação de C_t veja o Anexo A.

1.5 LIMITE DE ESBELTEZ (Estado limite de serviço)

Recomenda-se limitar a flexibilidade das peças (por exemplo: vibração, deslocamento excessivo de peças de travamentos em X, etc.) por meio da seguinte restrição:

$$\lambda = \frac{\ell}{r} \leq 300$$

Onde:

r - raio de giração;

ℓ - comprimento não travado da peça na direção em que se tomar r .

1.6 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Exemplo 1 - Verificar o tirante][203 x 17,1 indicado na figura, sabendo-se que $C_t = 0,9$

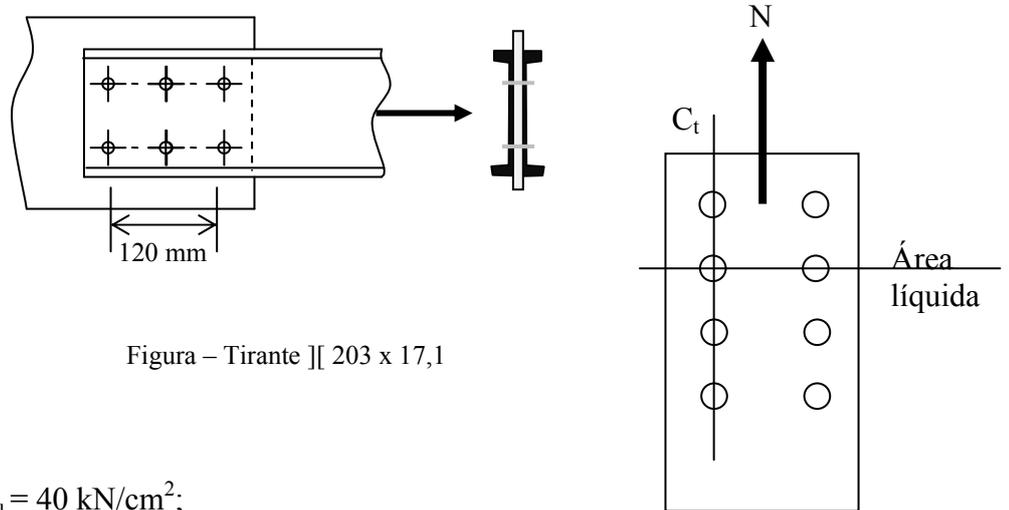


Figura – Tirante][203 x 17,1

Dados:

Aço: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$;

Parafusos $d = 19 \text{ mm}$;

$N_{Sg} = 150 \text{ kN}$;

$N_{Sq} = 550 \text{ kN}$;

$\gamma_g = \gamma_q = 1,4$

$d_h = 19 + 1,5 = 20,5 \text{ mm} \rightarrow \phi = 20,5 + 2,0 = 22,5 \text{ mm}$

Perfil U 203 x 17,1 ($A = 21,8 \text{ cm}^2$, $t_w = 5,6 \text{ mm}$)

$$A_n = A - \sum \phi t = 2 \times (21,8 - 2 \times 22,5 \times 0,56) = 38,56 \text{ cm}^2$$

$$C_t = 0,9 \rightarrow A_e = 0,9 \times 38,56 = 34,7 \text{ cm}^2$$

a) Escoamento da seção bruta

$$N_{Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_s} = \frac{(2 \cdot 21,8) \cdot 25}{1,1} = 991 \text{ kN}$$

Ruptura da seção líquida efetiva

$$N_{Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_s} = \frac{34,7 \cdot 40}{1,35} = 1028 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 1,4 N_{Sg} + 1,4 N_{Sq} = 1,4 \cdot 150 + 1,4 \cdot 550 = 980 \text{ kN} < N_{Rd} \text{ (Ok)}$$

Exemplo 2 - Dimensionar o tirante indicado na figura, utilizando perfil do tipo dupla cantoneira de abas iguais, considerando:

- a) Ligação soldada com $\ell_c \gg e_c$ ($C_t = 0,9$)
 b) Ligação parafusada com 5 parafusos de 19 mm de diâmetro ($C_t = 0,9$)

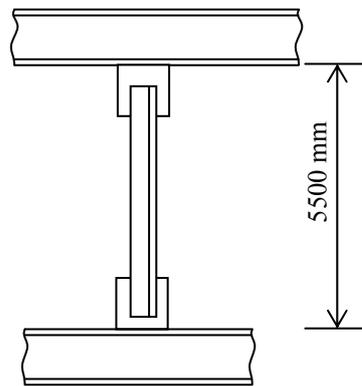
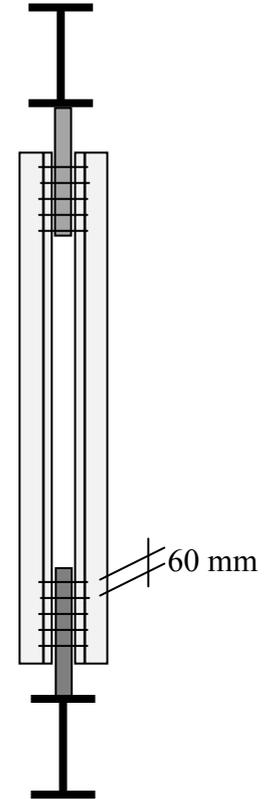


Figura – Elemento sob tração



Dados:

Aço: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$;

$N_{Sg} = 125 \text{ kN}$;

$N_{Sq} = 200 \text{ kN}$ (sobrecarga);

$N_{Sw} = 160 \text{ kN}$ (vento);

$\gamma_g = \gamma_q = 1,4$

- Valores de cálculo da força normal solicitante:

$$N_{Sd} = 1,4 \times 125 + 1,4 \times 200 + 0,6 \times 1,4 \times 160 = 590 \text{ kN};$$

(Carga acidental \rightarrow ação variável principal; vento \rightarrow ação secundária $\rightarrow \Psi_{\text{vento}}=0,6$)

ou

$$N_{Sd} = 1,4 \times 125 + 1,4 \times 160 + 0,7 \times 1,4 \times 200 = 595 \text{ kN};$$

(Vento \rightarrow ação principal; carga acidental \rightarrow ação secundária $\rightarrow \Psi_q = 0,7$)

$$\therefore N_{Sd} = 595 \text{ kN};$$

a) ligação soldada

- Estado limite último:

- escoamento da seção bruta

$$N_{Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_a} \geq N_{Sd} \rightarrow A \geq \frac{1,1 \cdot 595}{25} = 26,2 \text{ cm}^2$$

- Ruptura da seção líquida efetiva

$$N_{Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma_a} \geq N_{Sd} \rightarrow A \geq \frac{1,35 \cdot 595}{0,9 \cdot 40} = 22,3 \text{ cm}^2$$

- Estado limite de serviço:

$$\lambda = \frac{\ell}{r} \leq 300 \rightarrow r \geq \frac{550}{300} = 1,83 \text{ cm}$$

$\therefore \text{ } \perp \perp 76 \times 76 \times 9,5 \text{ (} A = 27,2 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_x = 2,32 \text{ cm; } e_c = 22,6 \text{ mm)}$

b) ligação parafusada

Tomando-se inicialmente a $\perp \perp 76 \times 76 \times 9,5$

Como já foram verificados no dimensionamento da ligação soldada, o escoamento da seção bruta e a esbelteza, vamos agora verificar para a ligação parafusada a ruptura da seção líquida efetiva.

- Estado limite último:

- Ruptura da seção líquida efetiva

$$A_n = 27,2 - 2 \times 0,95 \times (1,9 + 0,15 + 0,20) = 22,93 \text{ cm}^2$$

$$C_t = 0,90 \rightarrow A_e = 22,93 \cdot 0,90 = 20,6 \text{ cm}^2$$

$$N_{Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_a} = \frac{20,6 \cdot 40,0}{1,35} = 610 \text{ kN (OK)}$$

Exemplo 3 - Dimensionar a diagonal da estrutura da figura, utilizando perfil tipo cantoneira (ligações soldadas, com $C_t = 0,9$, chapas de ligação de 6 mm de espessura, aço: $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$), para os seguintes esforços:

Caso a) $H_{Sg} = 0$; $H_{Sq} = 90 \text{ kN}$

Caso b) $H_{Sq} = 0$; $H_{Sq} = \pm 30 \text{ kN}$; $H_{Sw} = \pm 90 \text{ kN}$

Para o caso b, considerar a existência de uma diagonal adicional entre os nós B e C.

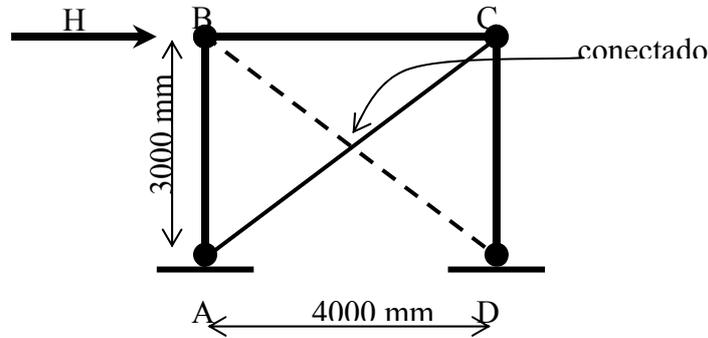


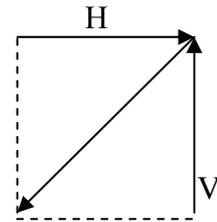
Figura – Pórtico contraventado

- Valores de cálculo da força normal solicitante:

Caso a)

$$H_{Sd} = 1,4 \times 90 = 126 \text{ kN}$$

$$\therefore N_{Sd} = H_{Sd} \cdot \frac{5,0}{4,0} = 158 \text{ kN}$$



Caso b)

$$H_d = 1,4 \times 30 + 0,6 \times 1,4 \times 90 = 118 \text{ kN}$$

(Carga acidental \rightarrow ação variável principal; vento \rightarrow ação secundária $\rightarrow \Psi_{\text{vento}}=0,6$)

ou

$$H_d = 1,4 \times 90 + 0,7 \times 1,4 \times 30 = 155 \text{ kN};$$

(Vento \rightarrow ação principal; carga acidental \rightarrow ação secundária $\rightarrow \Psi_q = 0,7$)

$$\therefore N_{Sd} = H_{Sd} \cdot \frac{5,0}{4,0} = 194 \text{ kN}$$

Caso a)

Estado limite último:

- escoamento da seção bruta:

$$N_{Sd} = 158 \text{ kN} \rightarrow A \geq \frac{\gamma_a N_{Sd}}{f_y} = \frac{1,1 \times 158}{25} = 6,95 \text{ cm}^2$$

- Ruptura da seção líquida efetiva

$$N_{Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma_a} \geq N_{Sd} \rightarrow A \geq \frac{1,35 \cdot 158}{0,9 \cdot 40} = 5,96 \text{ cm}^2$$

Estado limite de serviço:

$$\ell = 500 \text{ cm} \rightarrow \lambda = \frac{\ell}{r} \leq 300 \therefore r \geq \frac{500}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{opções} \left\{ \begin{array}{l} \perp 102 \times 102 \times 6,4 \text{ (} A = 12,51 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_{\min} = 2,00 \text{ cm)} \\ \perp\perp 64 \times 4,8 \text{ (} A = 11,6 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_x = 1,98 \text{ cm)} \\ \perp\perp 89 \times 64 \times 6,4 \text{ (} A = 18,6 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_y = 2,43 \text{ cm)} \end{array} \right.$$

Caso b)

- Estado limite último:

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{Sd} = 194 \text{ kN} \rightarrow A \geq \frac{\gamma_a N_{Sd}}{f_y} = \frac{1,1 \cdot 194}{25} = 8,53 \text{ cm}^2$$

- Ruptura da seção líquida efetiva:

$$N_{Rd} = \frac{C_t A_n f_u}{\gamma_a} \geq N_{Sd} \rightarrow A \geq \frac{1,35 \cdot 194}{0,9 \cdot 40} = 7,28 \text{ cm}^2$$

- Estado limite de serviço:

na direção normal ao plano da figura: $\ell_y = 500 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = \frac{500}{r_y} \leq 300 \rightarrow r_y \geq 1,67 \text{ cm}$

entre os pontos travados: $\ell = \frac{500}{2} = 250 \text{ cm} \rightarrow \lambda = \frac{250}{r} \leq 300 \rightarrow r \geq 0,83 \text{ cm}$

$$\therefore \text{Opções} : \left\{ \begin{array}{l} \perp 76 \times 76 \times 6,4 \text{ (} A = 9,3 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_y = 2,36 \text{ cm ; } r_{\min} = 1,5 \text{ cm)} \\ \perp\perp 51 \times 51 \times 4,8 \text{ (} A = 9,2 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_y = 2,36 \text{ cm ; } r_x = 1,57 \text{ cm)} \\ \perp 89 \times 64 \times 6,4 \text{ (} A = 9,28 \text{ cm}^2 \text{ ; } r_x = 2,84 \text{ cm ; } r_{\min} = 1,37 \text{ cm)} \end{array} \right.$$

2 COMPRESSÃO

2.1 INTRODUÇÃO – TEORIA CLÁSSICA DE FLAMBAGEM

Na teoria clássica de flambagem, considera-se o pilar ideal com as seguintes características:

- material homogêneo (sem tensões residuais);
- material de comportamento elástico-linear;
- peça sem imperfeições geométricas;
- extremidades articuladas;
- força axial;
- não ocorre instabilidade local ou por torção.

2.1.1 FORÇA CRÍTICA (Processo de equilíbrio)

Seja uma barra inicialmente reta axialmente comprimida (eixo x) como indicado na figura 2.1. Admita-se que existe uma configuração de equilíbrio vizinha à inicial para o mesmo carregamento.

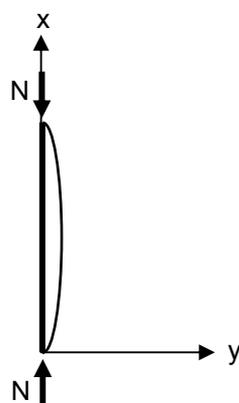


Figura 2.1 - Peça sob compressão

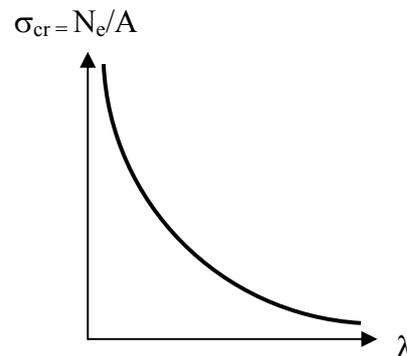


Figura 2.2 - Hipérbole de Euler ($\sigma_{cr} \times \lambda$)

Para a barra fletida nessas condições, utiliza-se a equação diferencial da linha elástica:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{-M}{EI}$$

Considerando-se $M = N \cdot y$, tem-se:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{N}{EI}y = 0$$

Adotando-se $k^2 = \frac{N}{EI}$, resulta:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = 0$$

cuja solução geral é:

$$y = C_1 \sin(kx) + C_2 \cos(kx)$$

Impondo-se as condições de contorno (0,0) e (ℓ ,0) tem-se, respectivamente:

$$C_1 \sin(0) + C_2 \cos(0) = 0$$

e

$$C_1 \sin(k\ell) + C_2 \cos(k\ell) = 0$$

Da primeira igualdade resulta $C_2 = 0$, que, aplicando-se na segunda, vem: $\sin(k\ell) = 0$. Então $k\ell = n\pi$, ou:

$$k = \frac{n\pi}{\ell}$$

Como $k^2 = \frac{N}{EI}$, a menor força que provoca a deformação ocorrerá para $n = 1$, portanto, a força crítica de flambagem elástica vale:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2}$$

Sendo $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$ (raio de giração) e $\lambda = \frac{\ell}{r}$ (índice de esbeltez), obtém-se tensão crítica convencional:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_e}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Na figura 2.2, é mostrado gráfico $\sigma_{cr} \times \lambda$, conhecido como hipérbole de Euler.

2.1.2 CONDIÇÕES DE VÍNCULO

No item anterior, as barras foram consideradas biarticuladas. Para outras condições de vínculo, a força crítica pode ser expressa da forma genérica:

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell)^2}$$

onde $k\ell$ é o comprimento de flambagem, que é o comprimento de uma barra biarticulada de mesma carga crítica, sendo k o parâmetro de flambagem que depende das condições de vínculo.

O índice de esbeltez também é generalizado por:

$$\lambda = \frac{k\ell}{r}$$

Nas figuras 2.3 e 2.4 são mostrados os valores de k e as deformadas das barras isoladas comprimidas axialmente para diversas condições de vínculo. O comprimento de flambagem é igual à distância entre dois pontos de inflexão. Os valores entre parênteses são valores recomendados por Norma, caso não se possa assegurar a perfeição do engaste.

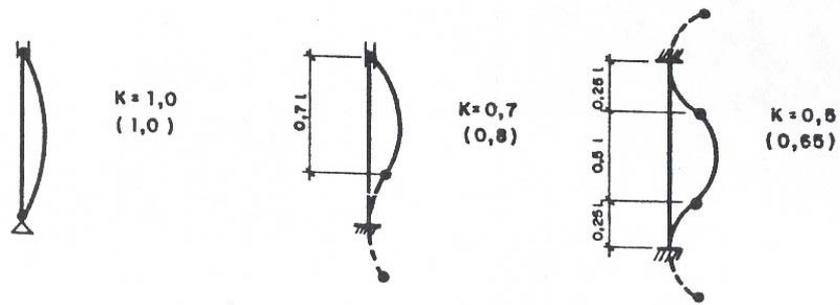


Figura 2.3 - Valores de k em função da condição de vínculo para nós indesejavéis ($0,5 \leq k \leq 1,0$)

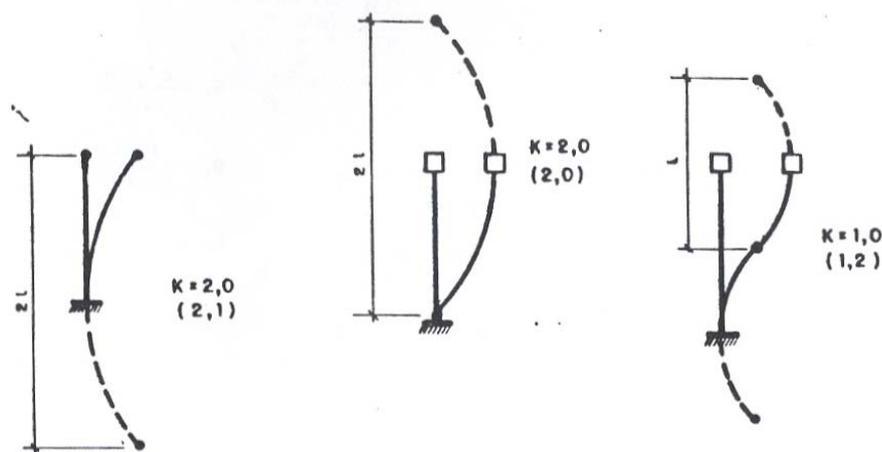


Figura 2.4 - Valores de k em função da condição de vínculo para nós deslocáveis ($1,0 \leq k \leq \infty$)

Nota: Valores de $k \geq 1$ são adequados ao se utilizar o modelo clássico da teoria de flambagem conforme apresentado neste item. Alternativamente, pode-se empregar outro modelo, em que se substitui o fictício comprimento de flambagem ($k \ell$) pelo comprimento real (ℓ) do pilar, porém, sujeito a imperfeições geométricas ou do material. Ver item 2.4.

2.1.3 COMPORTAMENTO PÓS-CRÍTICO

Partindo-se do valor aproximado da curvatura, tem-se:

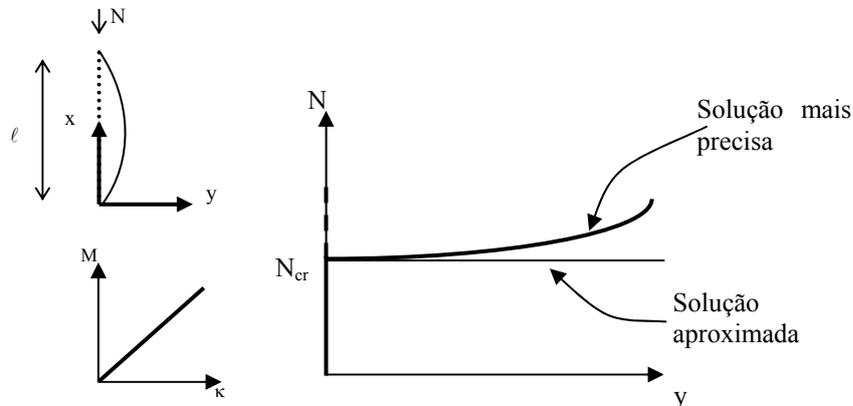
$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{-d^2y}{dx^2} = -y''$$

Nesse caso, C_1 (item 2.1.1) fica indeterminado e, portanto, também y .

Uma expressão mais precisa para a curvatura é:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI} = \frac{-y''}{(1+y'^2)^{3/2}}$$

A figura 2.5 mostra a relação força normal-deslocamento no centro da peça para as duas expressões da curvatura. O fenômeno da flambagem significa a ocorrência do ponto de bifurcação (N_e) nessa trajetória de equilíbrio.



material elástico-linear

Figura 2.5 - Gráfico N x y para material elástico-linear

Para valores de N pouco superiores a N_e , empregando-se a expressão mais precisa, obtém-se:

$$y_{\max} = \frac{\sqrt{8}}{\pi} \sqrt{\frac{N}{N_e} - 1} \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{N}{N_{cr}} - 1 \right) \right] \ell$$

- Se $N = 1,01 N_e \rightarrow y_{\max} = 0,1 \ell$
 $N = 1,05 N_e \rightarrow y_{\max} = 0,2 \ell$

Para peças usuais, com esses valores atinge-se a capacidade resistente da peça. A flambagem corresponde, portanto, a um Estado Limite Último. Portanto, para pilares ideais, pode-se dizer que a força normal resistente, N_R , é igual à força crítica de flambagem elástica do pilar:

$$N_R = N_e = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell)^2}$$

2.2 MATERIAL COM COMPORTAMENTO ELASTOPLÁSTICO

2.2.1 MATERIAL ELÁSTICO-PLÁSTICO (PERFEITO OU IDEAL)

O diagrama tensão x deformação de um material elástico-plástico (perfeito ou ideal) é apresentado na figura 2.6.

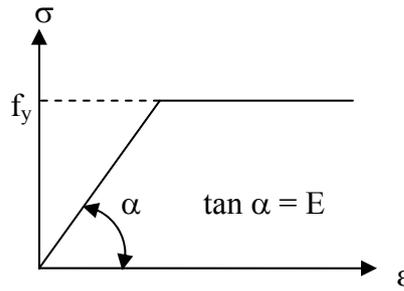


Figura 2.6 - Diagrama tensão-deformação de um material elástico-plástico (perfeito ou ideal)

A esbeltez limite entre regime elástico e plástico, λ_{pi} , pode ser determinada igualando-se à força crítica de flambagem elástica àquela que provoca escoamento: $N_e = N_y = f_y A$, ou seja: $\frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} = f_y A$.

Portanto, $\lambda_{pi}^2 = \frac{\pi^2 E}{f_y}$ ou:

$$\lambda_{pi} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}$$

Tomando-se $\lambda_0 = \frac{\lambda}{\lambda_{pi}} = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}}$, tem-se:

$$\lambda \leq \lambda_{pi} \rightarrow \lambda_0 \leq 1 \quad N_R = N_y = f_y A \quad \therefore \frac{N_R}{N_y} = 1$$

$$\lambda > \lambda_{pi} \rightarrow \lambda_0 > 1 \quad N_R = N_e = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad \therefore \frac{N_R}{N_y} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2 f_y} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

Onde N_R é a força normal resistente do material de comportamento elástico-plástico perfeito.

A relação entre N_R/N_y x λ_0 é apresentada na figura 2.7.

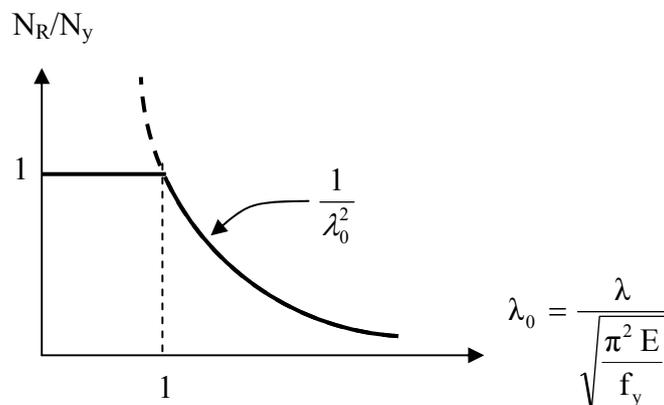


Figura 2.7 - Gráfico N_R/N_y x λ_0 para material elástico-plástico

2.2.2 MATERIAL ELASTOPLÁSTICO (NÃO IDEAL)

Material elastoplástico (não ideal) será entendido, neste texto, como aquele material de comportamento não linear, que apresenta um ramo elástico-linear seguido de um trecho elastoplástico e um patamar de escoamento. Ele apresenta um diagrama N/N_y x deformação linear específica (ε), conforme figura 2.8 e, portanto, deve-se criar uma transição no gráfico N_R x λ_0 .

A esbeltez limite para aplicação da expressão de Euler, λ_r , pode ser determinada igualando-se a força crítica de flambagem elástica, N_e , àquela que provoca a tensão correspondente ao limite de proporcionalidade (f_p), N_r .

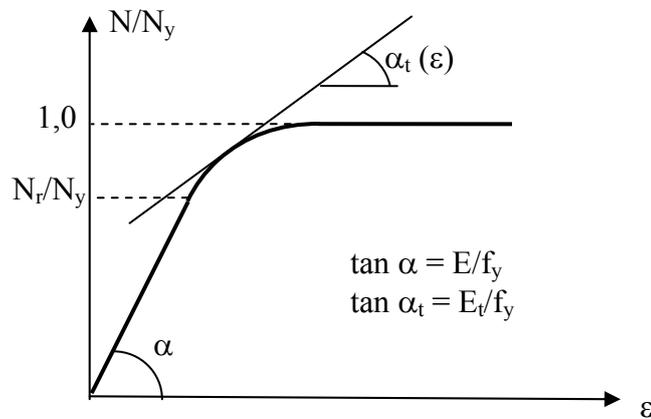


Figura 2.8 - Gráfico N/N_y x ε para material elastoplástico

Assim, impondo-se $N_e = N_r$, ou seja, $\frac{\pi^2 EA}{\lambda_r^2} = f_p A$ tem-se $\lambda_r^2 = \frac{\pi^2 E}{f_p}$ ou:

$$\lambda_r = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_p}}$$

(Obs: para $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_p \cong 22 \text{ kN/cm}^2$ e $\lambda_r \cong 95$)

Pela teoria do módulo tangente (Engesser, 1889) para $\lambda \leq \lambda_r$ tem-se:

$$N_R = \frac{\pi^2 E_t I}{\ell^2} = \frac{\pi^2 E_t A}{\lambda^2} = \frac{E_t / E N_y}{\lambda_0^2}$$

sendo E_t o módulo de elasticidade tangente.

O gráfico N_R/N_y x λ_0 , ilustrado na figura 2.9, teoricamente pode ser obtido tomando-se na

figura 3.8, para cada N/N_y o valor de E_t e calculando-se $\frac{N_R}{N_y} = \frac{E_t / E}{\lambda_0^2}$ para $\lambda \leq \lambda_r$.

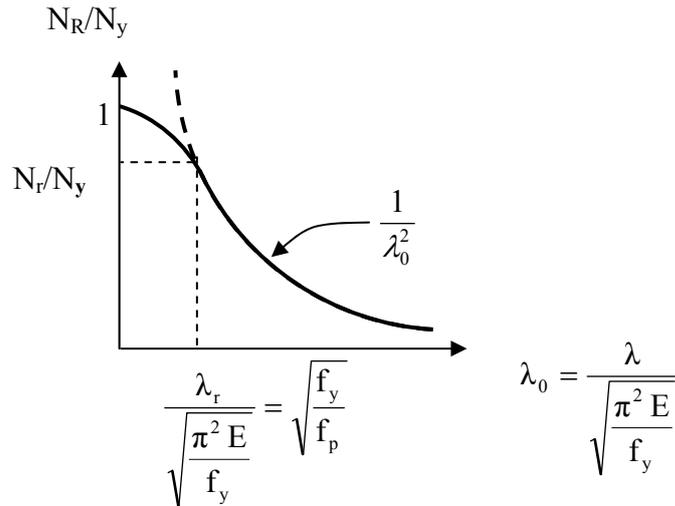


Figura 2.9 - Gráfico N_R/N_y x λ_0 para material com comportamento elastoplástico

A figura 2.10 mostra a relação entre a força normal aplicada e o deslocamento no centro do vão da barra para materiais de comportamento linear e não linear. Como se pode notar, apesar de a resposta estrutural ser totalmente distinta, para ambos os materiais ocorre o ponto de bifurcação em N_e , ou seja, ocorre a flambagem.

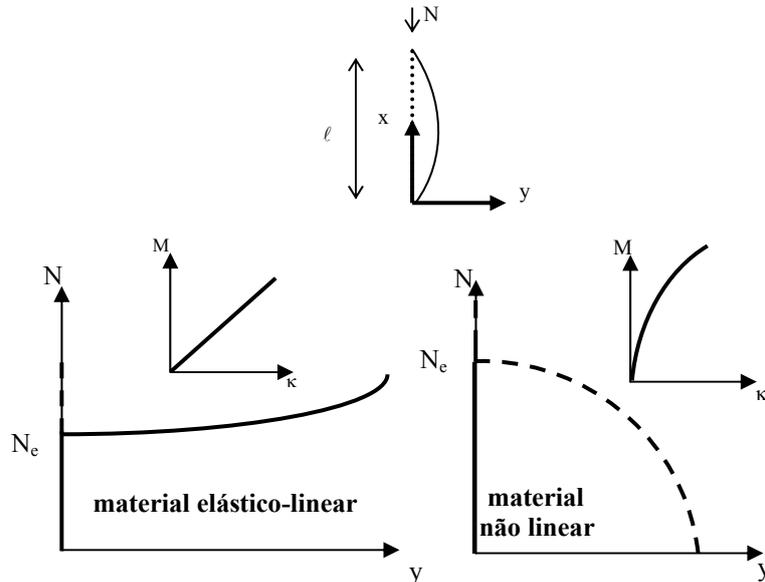


Figura 2.10 - Gráfico N x y de material de comportamento linear e não linear

No caso de um material elastoplástico, a trajetória de equilíbrio é esquematizada na figura 2.11.

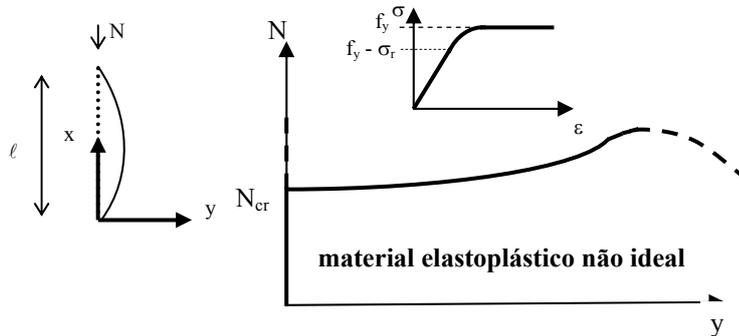


Figura 2.11 – Gráfico N x y de material elastoplástico

2.2.2.1 Efeito das tensões residuais

O diagrama tensão x deformação de uma peça com tensões residuais é apresentado na figura 2.12.

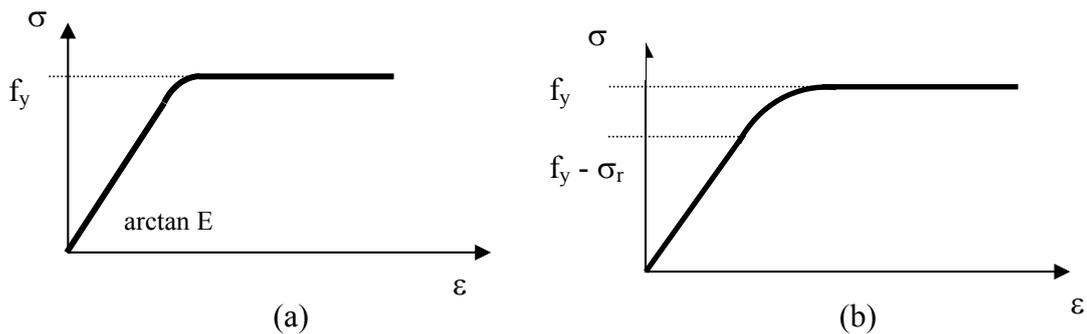


Figura 2.12 - Diagrama tensão-deformação para
 (a) aço virgem (b) aço com tensão residual

Nesse caso, $f_p = f_y - \sigma_r$, sendo σ_r a tensão residual.

O cálculo da força crítica é análogo ao anterior, mas, com $(EI)_{ef} = \int_A E_t x^2 dA$.

Para material elástico-plástico perfeito, $(EI)_{ef} = E \int_A x^2 dA = EI_{ef}$, portanto, $N_e = \frac{\pi^2 EI_{ef}}{\ell^2}$.

Como se pode observar na figura 2.13, para cada seção transversal deve haver duas curvas $N_R \times \lambda_0$, uma para a direção x-x e outra para y-y.

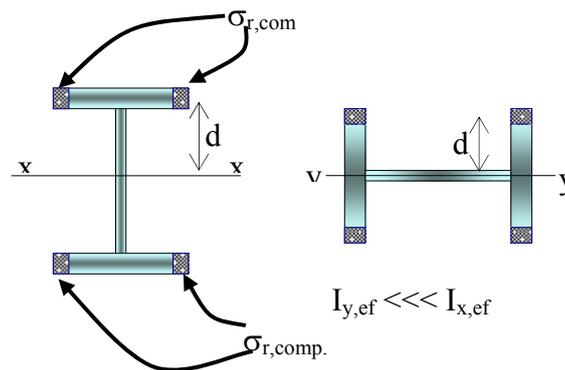


Figura 2.13 - Efeito das tensões residuais

Por simplicidade, algumas normas adotam uma curva média. Esse é o caso da norma brasileira ABNT NBR 8800:2008, que tem por base a norma norte-americana AISC (American Institute of Steel Construction).

2.3 O EFEITO DAS IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS

A figura 2.14 apresenta a relação entre a força normal aplicada e o deslocamento no centro da peça com imperfeição, para materiais de comportamento linear e não linear. Como se pode notar, para pilares com imperfeições, não ocorre bifurcação de equilíbrio no caso de materiais elástico-lineares e, portanto, não ocorre flambagem e sim flexão composta. No caso de materiais de comportamento não linear, também não ocorre ponto de bifurcação, mas há instabilidade a partir do ponto em que não há solução para equilíbrio (típico das estruturas de concreto). Esse ponto é denominado de ponto limite.

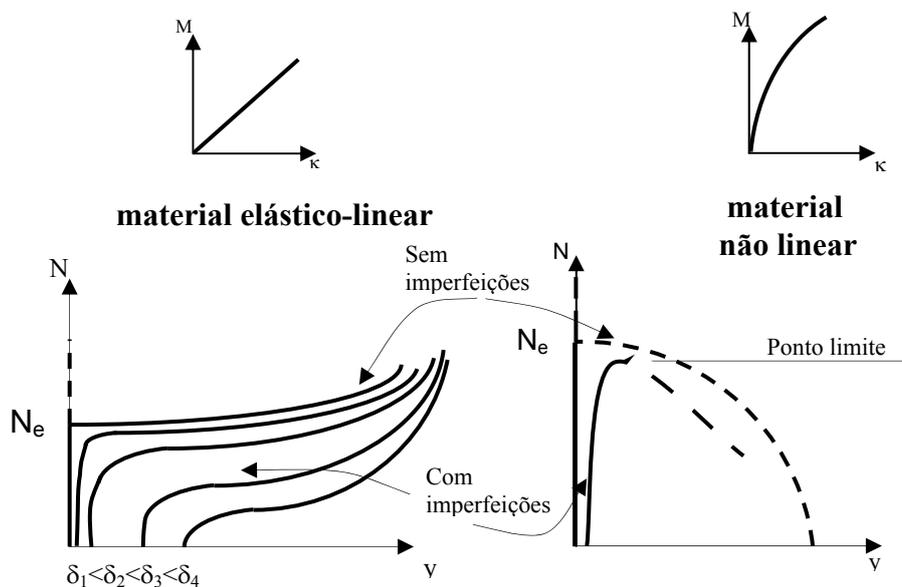


Figura 2.14 - Gráfico N x y de pilares com imperfeições geométricas

No caso dos pilares reais de aço, cujo material se comporta como elástico-linear até um determinado nível de carregamento e, após o limite de proporcionalidade, passa a comportar-se de forma não linear, o diagrama N x y é o esquematizado na figura 2.15.

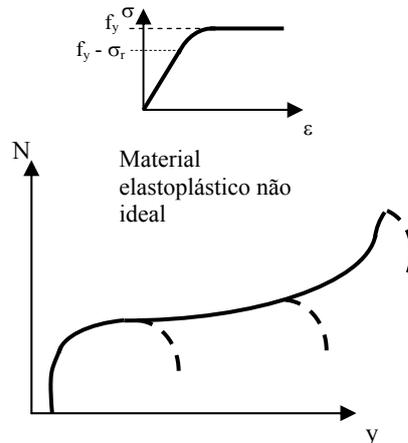


Figura 2.15 - Diagrama N x y de pilares reais de aço

Dessa forma, o estado limite último de pilares reais de aço pode ser o escoamento total da seção (N_y) ou o ponto limite, não ocorrendo, na prática o fenômeno teórico da flambagem. Por facilidade de linguagem, diz-se “instabilidade” por flexão.

É possível transformar o dimensionamento à flexão composta num dimensionamento à compressão simples por meio de um fator de redução da capacidade resistente, χ , como será apresentado a seguir.

O deslocamento total de uma peça com curvatura inicial (imperfeição) submetida à compressão (ver figura 2.16) é dado por:

$$\delta_t = \delta_0 + \delta = \frac{\delta_0}{\left(1 - \frac{N}{N_{cr}}\right)}$$

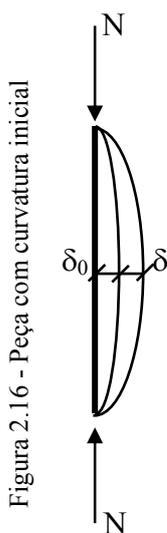


Figura 2.16 - Peça com curvatura inicial

sendo $\frac{1}{\left(1 - \frac{N}{N_e}\right)}$ o fator de amplificação de flechas.

Portanto, em regime elástico:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{N}{A} + \frac{N\delta_t}{W} = \frac{N}{A} + \frac{N}{W} \frac{\delta_0}{\left(1 - \frac{N}{N_e}\right)}$$

Denominando-se: $\frac{N}{Af_y} = \chi$ e $\sigma_{\max} = f_y$

e sabendo-se que:

$$\frac{N}{N_e} = \frac{\chi A f_y}{\pi^2 EI / \ell^2} = \frac{\chi \ell^2}{\pi^2 E / f_y / A} = \frac{\chi \ell^2 / r^2}{\pi^2 E / f_y} = \chi \frac{\lambda^2}{\pi^2 E / f_y} = \chi \lambda_0^2$$

Resulta que a expressão:

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_y$$

pode ser rescrita da seguinte forma:

$$\chi + \frac{\chi A \delta_0}{W(1 - \chi \lambda_0^2)} = 1$$

Rearranjando, resulta:

$$\chi^2 \lambda_0^2 - \chi \left(1 + \lambda_0^2 + \frac{A \delta_0}{W} \right) + 1 = 0$$

Resolvendo, tem-se:

$$\chi = \frac{\left(1 + \frac{\delta_0 A}{W} + \lambda_0^2 \right) - \sqrt{\left(1 + \frac{\delta_0 A}{W} + \lambda_0^2 \right)^2 - 4 \lambda_0^2}}{2 \lambda_0^2}$$

que é conhecida como expressão de Ayrton-Perry (1886), em que $\frac{\delta_0 A}{W}$ é um fator de imperfeição da barra.

Geralmente, escreve-se a curvatura inicial (flecha) como função do comprimento da peça, ou seja: $\delta_0 = \frac{\ell}{n}$, sendo “n” um número inteiro positivo.

Lembrando-se que:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{\ell / r}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}}$$

Tem-se:

$$\frac{\delta_0 A}{W} = \frac{\lambda_0 A r}{n W \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}}$$

Ou, reescrevendo-se a expressão de Ayrton-Perry, tem-se a expressão de Perry-Robertson:

$$\chi = \frac{\left(1 + \alpha \lambda_0 + \lambda_0^2 \right) - \sqrt{\left(1 + \alpha \lambda_0 + \lambda_0^2 \right)^2 - 4 \lambda_0^2}}{2 \lambda_0^2}$$

Onde $\alpha = \frac{Ar}{nW} \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}$

Adotando-se: n entre 1000 e 1500 e $\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}$ entre 80 e 90 e sabendo-se que para os perfis laminados comercializados no Brasil, tem-se: $\frac{Ar_y}{W_y} \cong 1,95$ a 2,5, resulta que α assume valores entre 0,1 e 0,23.

Nota: em 1925, Robertson admitiu: $\frac{\delta_0 A}{W} = 0,003 \lambda$ ($\alpha \sim 0,25$)

Na figura 2.17a é apresentada a relação entre χ e λ_0 em função de α .

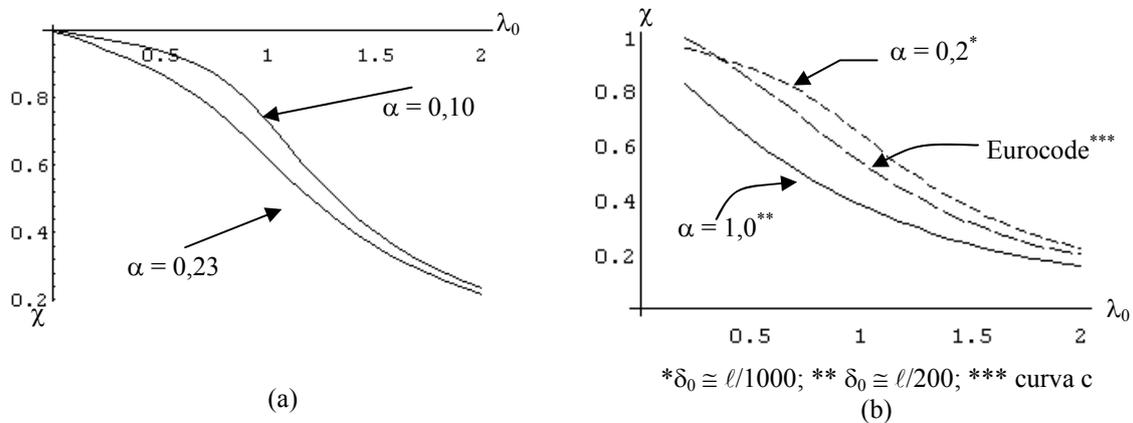


Figura 2.17 - Relação entre χ e λ_0 em função de α

A expressão de Perry corresponde a uma análise elástica. A norma europeia, Eurocode 3, recomenda expressões para dimensionamento com base na expressão de Perry, no entanto, considera uma imperfeição inicial “equivalente”, simulando além da excentricidade de carga, as tensões residuais e o regime elastoplástico. O Eurocode adota α entre 0,21 e 0,76, dependendo do tipo de seção do perfil e do plano da deformação, mas, substitui o fator de imperfeição $\alpha\lambda_0$ por um fator de imperfeição generalizado $\alpha(\lambda_0 - 0,2)$ (figura 2.17b).

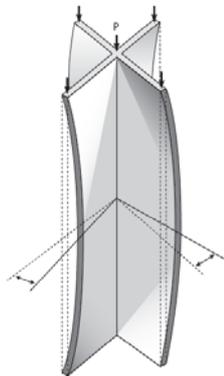
Nos itens 2.1 a 2.3 sempre se referiu à instabilidade (ou flambagem nos casos ideais) por flexão. No entanto, existem mais dois tipos de instabilidades: por torção e por flexotorção. A deformada e as forças críticas podem ser vistas na figura 2.18.

A instabilidade por torção pode ser o estado limite último em perfis de seção pontossimétrica, ou seja, simétrica em relação a um ponto, tais como as seções cruciformes ou “Z”.

A instabilidade por flexotorção pode ocorrer em perfis com seção monossimétrica, tais como as cantoneiras ou “U”.

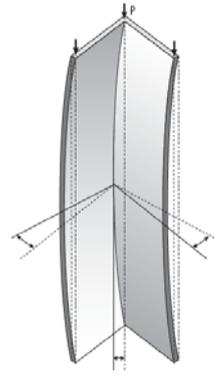
Numa seção não simétrica qualquer, a força crítica N_e é a solução da seguinte equação do terceiro grau:

$$r_0^2 \cdot (N_e - N_{ex}) \cdot (N_e - N_{ey}) \cdot (N_e - N_{et}) - N_{e_2} \cdot (N_e - N_{ey}) \cdot x_0^2 - N_{e_2} \cdot (N_e - N_{ex}) \cdot y_0^2 = 0$$



Instabilidade por torção

$$N_{et} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{L^2} + G \cdot I_t \right]$$



Instabilidade por flexotorção

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

Figura 2.18 – Deformadas e forças críticas

2.4 DIMENSIONAMENTO CONFORME NBR 8800

Conforme a ABNT NBR 8800:2008 a condição de segurança é verificada quando o valor de cálculo da força normal resistente (N_{Rd}) de peças axialmente comprimidas for:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{\gamma_a}$$

onde

$$N_{Rk} = \chi Q A f_y$$

$$\gamma_a = 1,1$$

sendo:

A – área bruta

$Q = 1$, na ausência de instabilidade local (ver item 2.5)

χ - fator redutor de capacidade resistente, determinado da seguinte forma:

$$\text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

$$\text{para } \lambda_0 > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

Para o caso geral, $\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}}$, onde N_e é a menor força crítica entre as flambagens por flexão, torção e flexotorção. Entretanto, se considerarmos apenas o caso de instabilidade por flexão, que é a principal preocupação nos perfis duplamente simétricos com seção transversal em forma de “I”, ou seja, $N_e = \pi^2 EI / \ell^2$, λ_0 transforma-se na esbelteza reduzida

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{\ell / r}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}}$$

Na figura 2.19 é apresentada, para efeito de comparação, a relação entre χ e λ_0 conforme a NBR 8800 incluindo-se as curvas da figura 2.20 (função de α). Na figura 2.19 é apresentada a relação entre χ e λ_0 conforme a NBR 8800.

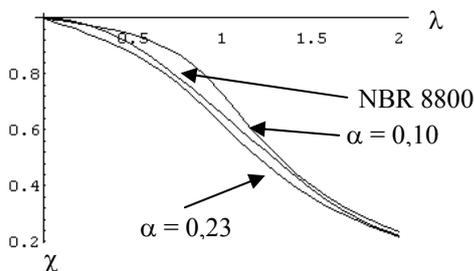


Figura 2.19 - relação entre χ e λ_0 conforme NBR 8800 e em função de α

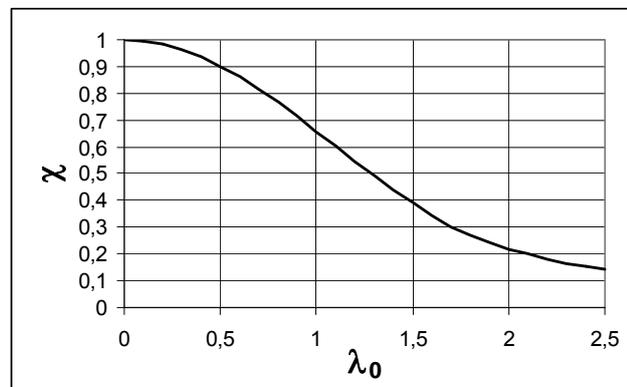


Figura 2.20 - relação entre χ e λ_0 conforme NBR 8800

Na tabela 2.1 são fornecidos os valores de χ em função da esbelteza reduzida λ_0 .

Tabela 2.1 — Valor de χ m função do índice de esbeltez λ_0

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

Tendo em vista que para o cálculo dos esforços solicitantes deve-se considerar o efeito da imperfeição geométrica inicial (vide capítulo 7), na determinação de λ e, por consequência, λ_0 , adota-se o valor do parâmetro de flambagem $K = 1,0$ nas barras das subestruturas de contraventamento (figura 2.21). As subestruturas de contraventamento não são apenas as formadas pelos travamentos em “X”, mas toda e qualquer subestrutura que garanta a estabilidade lateral do conjunto estrutural. Para os elementos contraventados, $K = 1,0$, a menos que se demonstre que pode ser utilizado um valor menor.

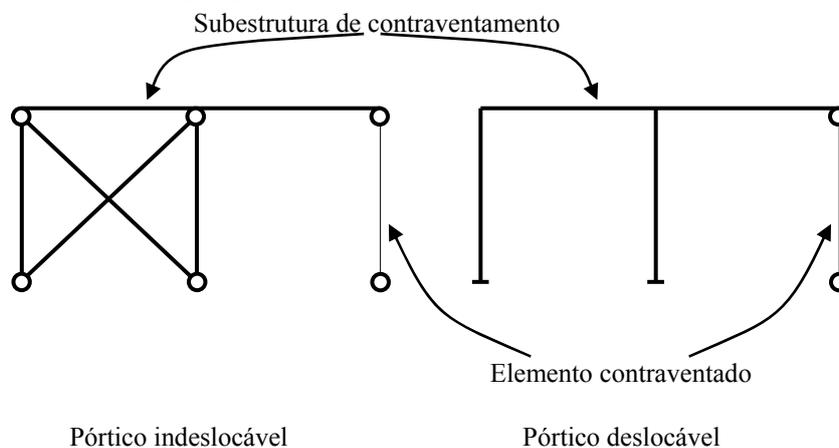


Figura 2.21 – Sistemas de contraventamento

Um exemplo para o caso da barra em balanço é apresentado na figura 2.22.

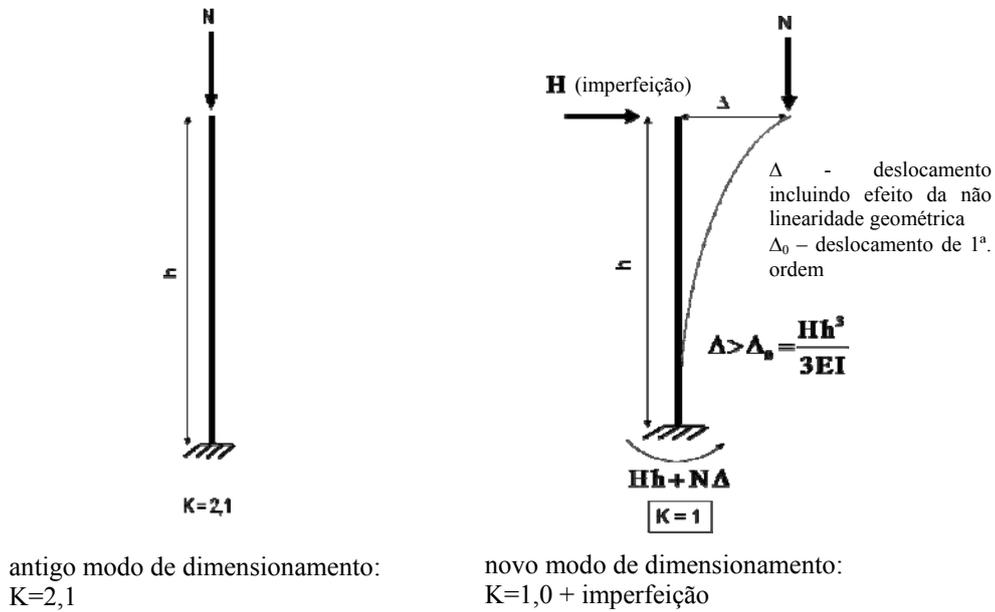


Figura 2.22 – Pilar sob compressão centrada

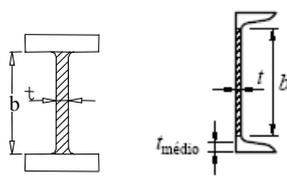
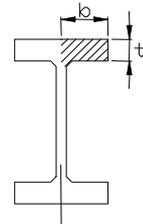
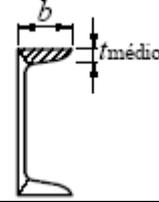
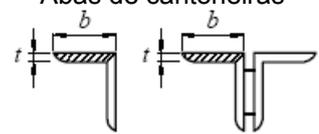
O índice de esbeltez (λ) das barras comprimidas não deve ser superior a 200. Na determinação do índice de esbeltez para fins dessa limitação, o valor do parâmetro de flambagem K deve ser tomado igual àquele normalmente empregado na teoria clássica de flambagem (figuras 2.3 e 2.4).

$$\lambda \leq 200$$

2.5 EFEITO DA INSTABILIDADE LOCAL

Para valores de b/t superiores aos fornecidos na tabela 2.2, pode ocorrer o fenômeno da instabilidade local e, portanto, $Q < 1$ (ver NBR 8800).

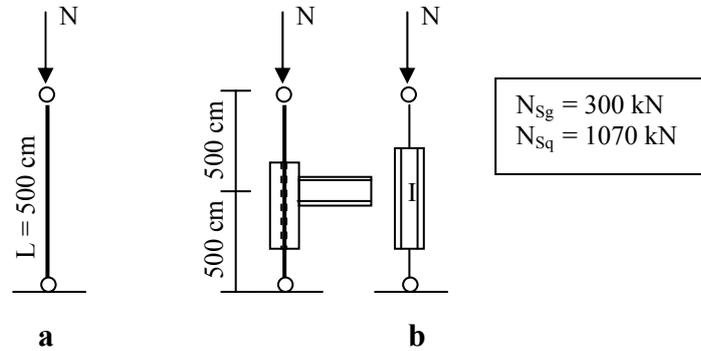
Tabela 2.2 - Valores máximos de b/t para evitar instabilidade local

	$(b/t)_{\text{máx}}$	$f_y = 25$ kN/cm ² (ASTM A36)	$f_y = 30$ kN/cm ²	$f_y = 34,5$ kN/cm ² (ASTM A572Gr50)
Almas de seção I ou U 	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42	38	36
Aba de seção I 	perfil laminado	16	14	13,5
	perfil soldado $0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}}$ $0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0,76$	para $k_c = 0,35$		
		11	10	9
		para $0,35 \leq k_c \leq 0,76$, usar as expressões a esquerda		
para $k_c = 0,76$		16	14	13,4
Aba de seção U 	perfil laminado	16	14	13,5
Abas de cantoneiras 	perfil laminado	13	12	11

Obs. Para outras situações ver a NBR 8800

2.6 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Exemplo 1 - Verificar se o perfil HP 310x93 é adequado aos sistemas estruturais esquematizados a seguir.



Dados:

$$\text{ASTM A 572 Grau 50 } (f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2) \rightarrow \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} = \sqrt{\frac{\pi^2 20000}{34,5}} = 76$$

Perfil HP 310 x 93 ($A = 119,2 \text{ cm}^2$; $r_x = 12,85 \text{ cm}$; $r_y = 7,32 \text{ cm}$)

$$Q = 1,0 \text{ (b/t = 11,8/18,7)}$$

$$\gamma_g = \gamma_q = 1,4$$

- Valores de cálculo da força normal solicitante:

$$N_{Sd} = 1,4 \times 300 + 1,4 \times 1070 = 1918 \text{ kN}$$

Caso a)

$$\lambda_x = \frac{500}{12,85} = 39 \rightarrow \lambda_{ox} = \frac{39}{76} = 0,51 \quad \chi = 0,895$$

$$\lambda_y = \frac{500}{7,32} = 68 \rightarrow \lambda_{oy} = \frac{68}{76} = 0,90 \quad \chi = 0,715$$

$$N_{Rk} = \chi A f_y = 0,715 \cdot 119,2 \cdot 34,5 = 2940 \text{ kN} \rightarrow N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{1,1} = 2673 \text{ kN} > N_d \quad (\text{OK})$$

Caso b)

$$\lambda_x = \frac{1000}{12,85} = 78 \rightarrow \lambda_{ox} = \frac{78}{76} = 1,02 \quad \chi = 0,641$$

$$\lambda_y = \frac{500}{7,32} = 68 \rightarrow \lambda_{oy} = \frac{68}{76} = 0,90 \quad \chi = 0,715$$

$$N_{Rk} = \chi A f_y = 0,641 \cdot 119,2 \cdot 34,5 = 2636 \text{ kN} \rightarrow N_{Rd} = \frac{N_{Rk}}{1,1} = 2396 \text{ kN} > N_{Sd} \quad (\text{OK})$$

Exemplo 2 - Dimensionar um pilar biarticulado de 600 cm de altura para um esforço normal de cálculo $N_d = 1000$ kN (perfil laminado).

OBS: Dados ℓ , f_y e N_{Sd} , deve-se escolher o perfil (A , r_x , r_y) que atenda aos critérios de dimensionamento. Como o número de incógnitas (A , r_x , r_y) $> n^o$ equações ($N_{Sd} \leq N_{Rd}$), o dimensionamento deve ser feito por tentativas, ou seja, escolher a seção e verificá-la. Para a estimativa inicial, sugere-se adotar $\chi = 0,5$ e, aplicando-se $N_{Sd} \leq N_{Rd}$, escolher A .

1ª.tentativa:

$$\chi = 0,5 \rightarrow N_{Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_a} = \frac{0,5 \times A \times 34,5}{1,1} \geq N_{Sd} = 1000 \text{ kN} \rightarrow A \geq 63,8 \text{ cm}^2$$

Escolhido HP 200 x 53 ($A = 68,1 \text{ cm}^2$; $r_y = 4,96 \text{ cm}$; $b/t = 9$ e 14 – OK!)

$$\lambda_y = \frac{600}{4,96} = 121 \rightarrow \lambda_{0y} = \frac{121}{76} = 1,60 \rightarrow \chi = 0,347$$

$$\rightarrow N_{Rd} = \frac{0,347 \cdot 68,1 \cdot 34,5}{1,1} = 741 \text{ kN} < N_{Sd}$$

2ª.tentativa:

HP 200 x 71 ($A = 91 \text{ cm}^2$; $r_y = 5,28 \text{ cm}$; $b/t = 6$ e 16 – OK!)

$$\lambda_y = \frac{600}{5,28} = 114 \rightarrow \lambda_{0y} = \frac{114}{76} = 1,5 \rightarrow \chi = 0,39$$

$$\rightarrow N_{Rd} = \frac{0,39 \cdot 91 \cdot 34,5}{1,1} = 1113 \text{ kN} > N_{Sd} = 1000 \text{ kN (acima)}$$

3ª.tentativa:

HP 250 x 62 ($A = 79,6 \text{ cm}^2$; $r_y = 6,13 \text{ cm}$; $b/t = 12$ e 19 – OK!)

$$\lambda_y = \frac{600}{6,13} = 98 \rightarrow \lambda_{0y} = \frac{98}{76} = 1,29 \rightarrow \chi = 0,50$$

$$\rightarrow N_{Rd} = \frac{0,50 \cdot 79,6 \cdot 34,5}{1,1} = 1248 \text{ kN} > N_{Sd} = 1000 \text{ kN (OK)}$$

Apesar desse perfil ter N_{Rd} ainda maior do que o da 2ª. tentativa é mais leve, ele será o escolhido por ser mais leve.

3 FLEXÃO SIMPLES

3.1 O EFEITO DO MOMENTO FLETOR EM VIGAS CONTIDAS LATERALMENTE

Dada uma seção genérica, na figura 3.1 são apresentados os diagramas de tensão normal em função do momento fletor aplicado. M_p é o momento que causa plastificação total da seção transversal e M_{pi} é o momento de início de plastificação, ou seja, que leva ao escoamento (f_y) apenas a fibra mais solicitada, admitindo-se diagrama tensão-deformação elastoplástico perfeito.

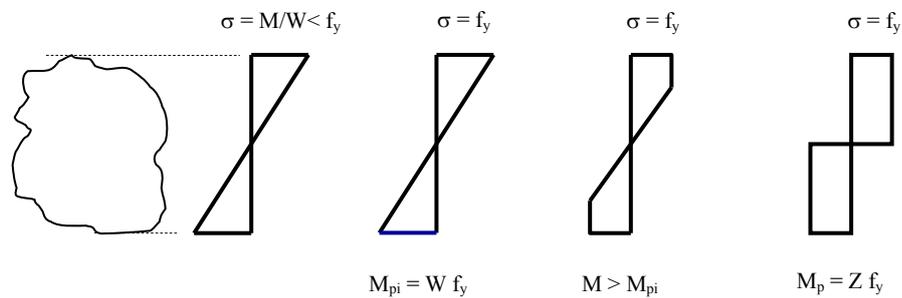


Figura 3.1 - O efeito do momento fletor

Para a seção retangular da figura 3.2, pode-se obter os valores de M_{pi} e M_p da seguinte forma:

$$M_{pi} = \left(\frac{bd}{4} f_y \right) \frac{2}{3} d = \frac{bd^2}{6} f_y = W_x f_y$$

$$M_p = \left(\frac{bd}{2} f_y \right) \frac{d}{2} = \frac{bd^2}{4} f_y = Z_x f_y$$

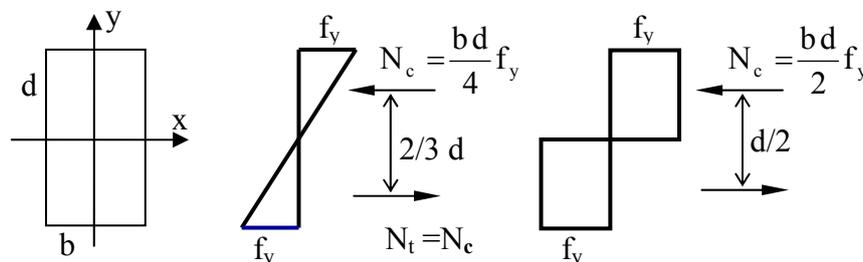


Figura 3.2 – Seção retangular

Portanto, $Z_x = 1,5 W_x$

Nota: Perfil I fletido em torno de y é, basicamente, uma seção retangular.

Analogamente, para a seção I com flexão em torno de x (ver figura 3.3) tem-se:

$$M_p = N_f h_1 + N_w h_2 = \left(A_f h_1 + \left(\frac{A_w}{2} \right) h_2 \right) f_y = Z_x f_y$$

$$M_{pi} = \frac{I_x}{d/2} f_y = \frac{2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w}{12} \cdot (d - 2 \cdot t_f)^3}{d/2} f_y = W_x f_y$$

Para os perfis usuais, $M_p/M_{pi} = Z_x/W_x = 1,1$ a $1,2$.

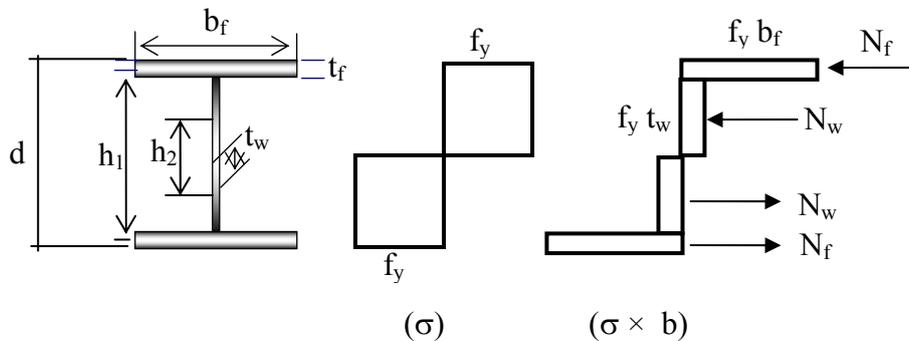


Figura 3.3 – Perfil I

Nota: A maior parcela do momento fletor resistente concentra-se nas mesas. Assim sendo, as conexões para resistir a M devem transmitir o esforço para as mesas.

3.2 O EFEITO DA FORÇA CORTANTE EM VIGAS COM ALMA POUCO ESBELTA

Seja o perfil da figura 3.4, com a respectiva distribuição de tensões de cisalhamento verticais.

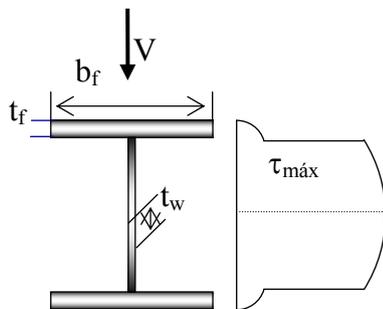


Figura 3.4 - O efeito da força cortante

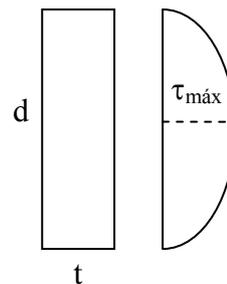


Figura 3.5 - Efeito de V- Seção retangular

Lembrando que: $\tau = \frac{VS}{bI_x}$, $b = t_w$ no perfil I e desprezando-se a contribuição da alma

para cálculo de S e I_x , ou seja, $S \cong (b_f t_f) \frac{h}{2}$ e $I_x \cong 2(b_f t_f) \left(\frac{h}{2}\right)^2$, resulta:

$$\tau_{\max} \cong \frac{V}{h t_w} = \frac{V}{A_w}$$

Portanto, $\tau_{\text{uniforme}} \cong \tau_{\text{médio}}$ na alma.

Nota: Para seção retangular (figura 3.5): $\tau_{\max} = 1,5 \frac{V}{dt} = \frac{V}{t \frac{d}{1,5}} \therefore A_{\text{weq}} = \frac{A}{1,5}$

Nota: A maior parcela da força cortante resistente vertical concentra-se na alma, dessa forma, as conexões para resistir à força cortante devem transmitir o esforço para as almas.

Segundo o critério de von Mises, $\tau_p = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$, portanto, $V_p = \frac{A_w f_y}{\sqrt{3}} \cong 0,6 A_w f_y$.

Portanto

$$V_{Rd} = \frac{0,6 A_w f_y}{\gamma_a}$$

Com $\gamma_a = 1,1$

A expressão apresentada para a determinação de V_{Rd} é válida para almas pouco esbeltas, ou seja:

$$\frac{h}{t_w} \leq \sqrt{6,05 \frac{E}{f_y}}, \text{ com } f_y \text{ em kN/cm}^2$$

Obs. Para $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $\frac{h}{t_w} \leq 70$ e para $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$, $\frac{h}{t_w} \leq 60$

Para almas mais esbeltas, no entanto, a força cortante pode ser causa de instabilidade local (figura 3.6). A forma de determinação de V_{Rd} , considerando a instabilidade, pode conduzir a valores inferiores à da expressão apresentada.

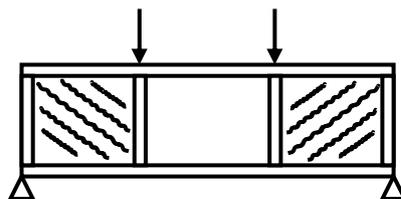


Figura 3.6 – Instabilidade local da alma por efeito da força cortante

Para a consideração da instabilidade local por força cortante, ver a seção 3.3.4.

3.3 INSTABILIDADE LOCAL

3.3.1 Instabilidade lateral de alma

A alma de uma barra solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa comprimida (figura 3.7a) deve ser verificada para o estado-limite último de instabilidade lateral conforme formulação da ABNT NBR 8800:2008. Essa verificação é dispensada, caso o deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada seja impedido no ponto de aplicação da força.

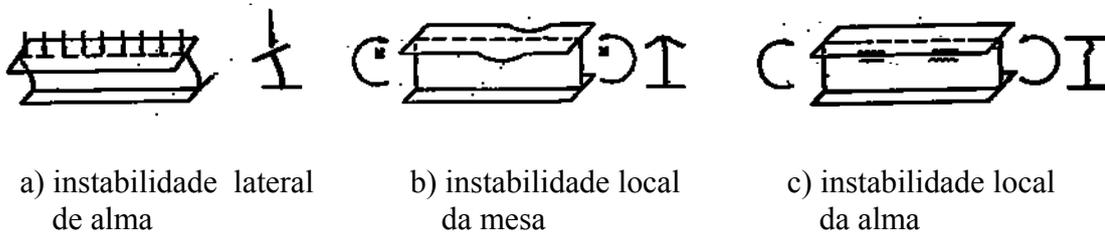


Figura 3.7 – Instabilidade local das chapas componentes do perfil

3.3.2 Instabilidade local de mesa e alma

Os efeitos da instabilidade local de mesa e alma (casos b e c da figura 3.7) devem ser evitados. Para perfis formados por chapas com esbeltezes inferiores aos valores apresentados na tabela 3.1, tais efeitos podem ser desconsiderados, caso contrário, ele deve ser levado em conta na determinação do momento fletor resistente, conforme formulação apresentada nos itens 3.2.2.1 e 3.2.2.2.

Tabela 3.1 – Valores máximos de esbelteza de chapa
 (válidos para seção I bissimétrica e seção U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia)

	b/t	$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$	$f_y = 30 \text{ kN/cm}^2$	ASTM A572Gr50 $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$
	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	11	10	9,2
	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	106	98	91,6

3.3.2.1 Instabilidade local de mesa

O valor característico do momento fletor resistente considerando-se a instabilidade local de mesa é determinado da seguinte forma (vide figura 3.8):

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_p$$

$$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r \rightarrow M_{Rk} = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$\lambda \geq \lambda_r \rightarrow M_{Rk} = M_{cr}$$

onde (para seção “I” bissimétrica ou “U”, fletidos em torno do eixo de maior inércia):

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}, \quad \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E k_c}{(f_y - \sigma_r)}} \text{ (perfis soldados)}, \quad \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \text{ (perfis laminados)}$$

$$0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} \leq 0,76$$

$$M_p = Z_x f_y, \quad M_r = W_x (f_y - \sigma_r)$$

$$M_{cr} = k_c \frac{0,90 E}{\lambda^2} W \text{ (perfis soldados)}, \quad M_{cr} = \frac{0,69 E}{\lambda^2} W \text{ (perfis laminados)}$$

$$\sigma_r = 0,3 f_y$$

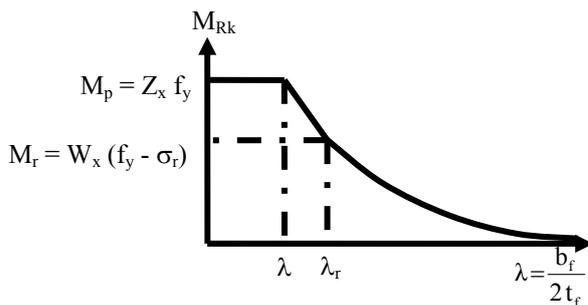


Figura 3.8 Gráfico M_{Rk} x λ na instabilidade local de mesa

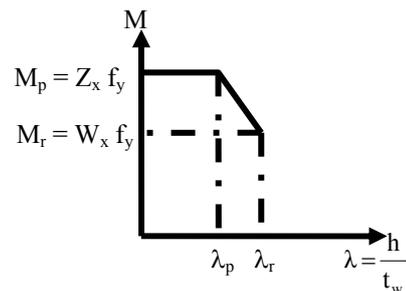


Figura 3.9 Gráfico M_{Rk} x λ na instabilidade local de alma

O valor de cálculo do momento fletor resistente considerando-se a instabilidade local de mesa é determinado da seguinte forma:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{1,1}$$

3.3.2.2 Instabilidade local de alma

O valor característico do momento fletor resistente considerando-se a instabilidade local de alma é determinado da seguinte forma (vide figura 3.9):

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{p\ell}$$

$$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r \rightarrow M_{Rk} = M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

onde (para seção “I” bissimétrica ou “U”, fletidos em torno do eixo de maior inércia):

$$\lambda = \frac{h}{t_w}, \quad \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad \lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$M_{p\ell} = Z_x f_y, \quad M_r = W_x f_y$$

3.3.3 Enrugamento de alma

Outro fenômeno localizado é o enrugamento de alma devido a forças transversais localizadas (figura 3.10).

Quando a força de compressão está a uma distância da extremidade da barra maior ou igual à metade da altura da seção transversal, o valor de cálculo da força resistente vale:

$$F_{Rd} = \frac{0,66 t_w^2}{1,1} \left[1 + 3 \left(\frac{\ell_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}},$$

onde ℓ_n é o comprimento de atuação da força.

Se $F_{Sd} > F_{Rd}$, deve ser colocado na seção de atuação dessa força, um enrijecedor transversal dimensionado conforme ABNT NBR 8800:2008.

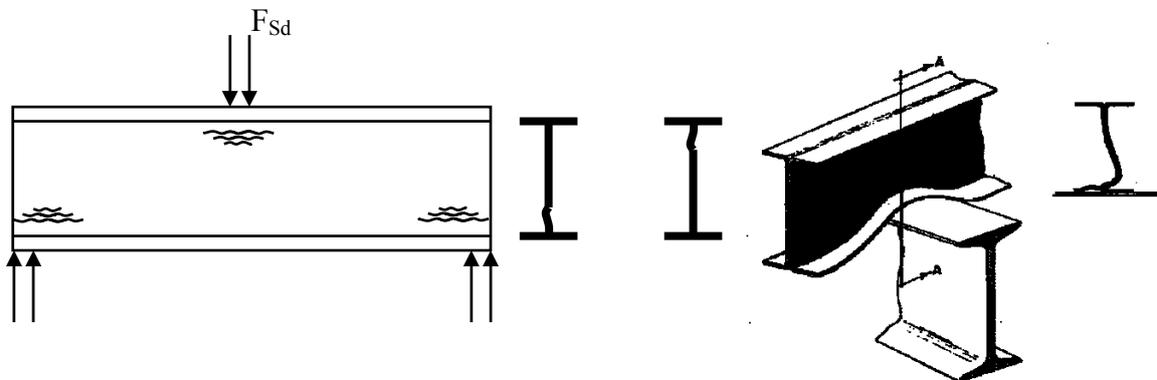


Figura 3.10 – Enrugamento de alma

3.3.4 Instabilidade local por força cortante

À semelhança da treliça clássica de Mörch para vigas de concreto, no interior de uma viga de aço, as forças caminham para o apoio por intermédio de bielas de compressão e tração (ver figura 3.11).

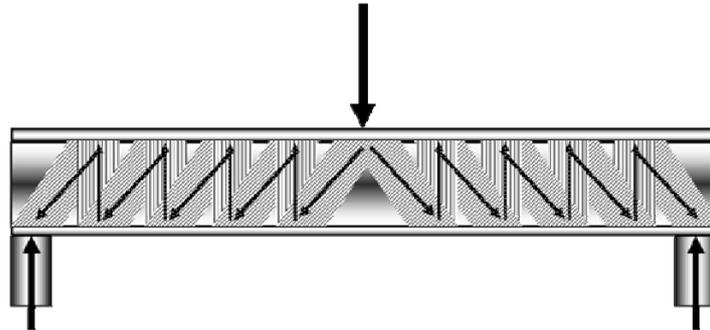


Figura 3.11 – Caminhamento de forças no interior de uma viga de aço

Em virtude da esbelteza da alma, as tensões de compressão podem causar instabilidade local (de chapa). A introdução de enrijecedores verticais (figura 3.12) aumenta a capacidade resistente da chapa de alma

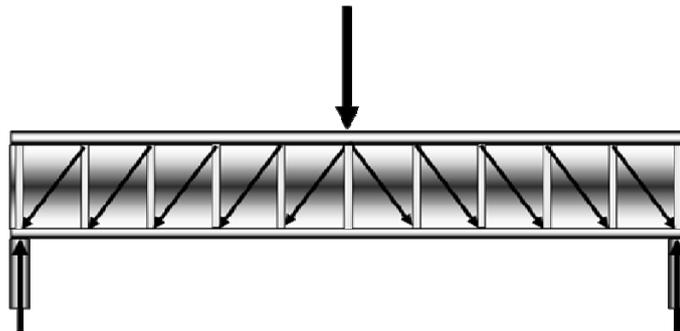


Figura 3.12 – Caminhamento de forças no interior de uma viga de aço com enrijecedores verticais

Segundo a ABNT NBR 8800:2008 o valor de cálculo da força cortante resistente, considerando-se o escoamento e a instabilidade é o seguinte (figura 3.13):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{1,1} \quad \text{para } \lambda \leq \lambda_p$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{1,1} \quad \text{para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl} \quad \text{para } \lambda > \lambda_r$$

Sendo:

$V_{pl} = 0,6 f_y A_w$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
 “a” é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes

“h” é a altura da alma, tomada igual à distância entre as faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;
 t_w é a espessura da alma.

$$\lambda = \frac{h}{t_w}, \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$$

$$k_v = 5,0 \text{ para almas sem enrijecedores transversais, para } a/h > 3 \text{ ou para } \frac{a/h}{h/t_w} > \left(\frac{260}{h/t_w} \right)^2$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a/h}{h/t_w} \right)^2} \text{ para todos os outros casos}$$

Na figura 3.13 apresenta-se a representação gráfica do valor normalizado da força cortante resistente característica em função da esbeltez.

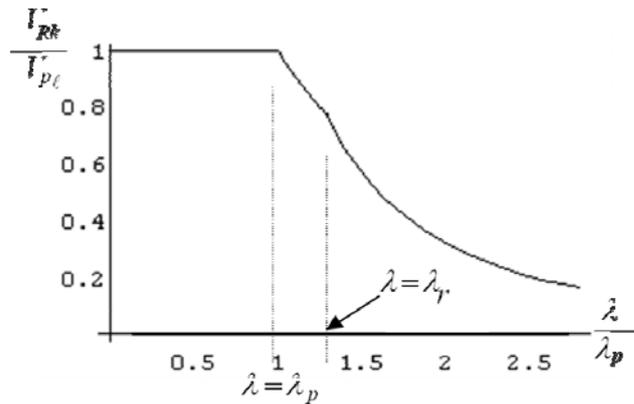


Figura 3.13 – Força cortante resistente característica

3.4 INSTABILIDADE LATERAL COM TORÇÃO

3.4.1 INTRODUÇÃO

A instabilidade lateral com torção, conforme ilustrado nas figuras 3.14 e 3.15, envolve flexão do perfil em torno de y, torção e empenamento da seção.

O valor do momento crítico, M_{cr} , é tal que se:

$M < M_{cr}$ ocorrem apenas deslocamentos verticais no plano da flexão (posição plana é de equilíbrio estável);

$M = M_{cr}$ ocorre a flambagem (caso ideal) lateral com torção.

O valor de M_{cr} depende de:

- grau de restrição ao empenamento nas extremidades;
- rigidez à torção;
- rigidez à flexão em torno do eixo y;
- diagrama de momentos (para momento não uniforme o esforço de compressão é variável)

na mesa comprimida);
 - contenção lateral da viga e distância entre pontos travados.

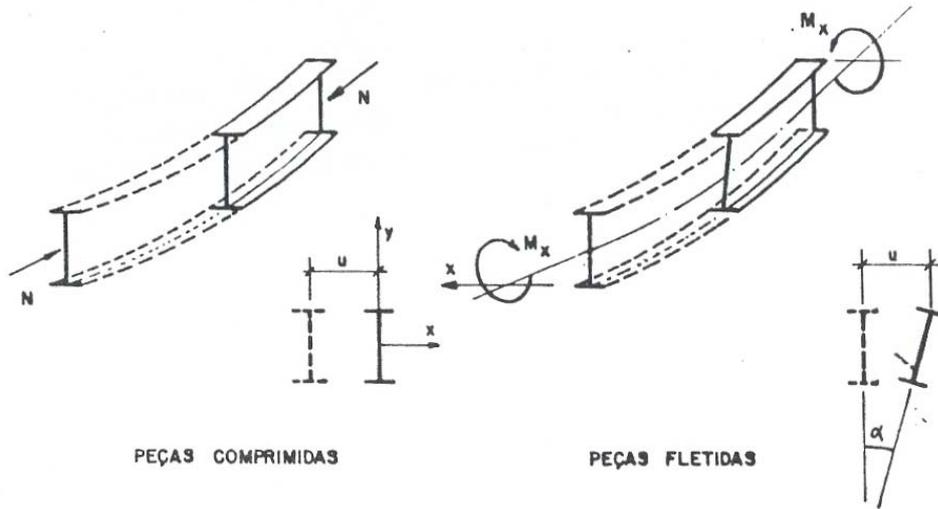


Figura 3.14 – Instabilidade lateral

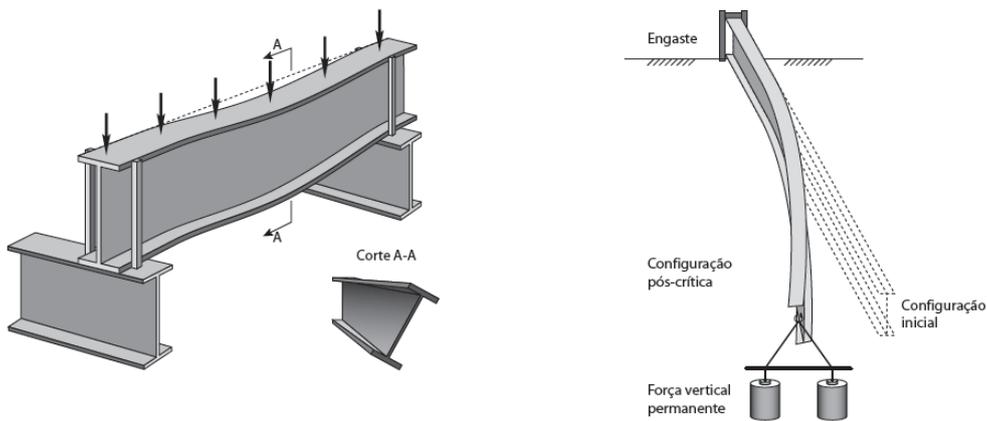


Figura 3.15 – Instabilidade lateral

Na figura 3.16 são apresentados alguns tipos de contenção lateral. Na estrutura da figura 3.16h embora exista uma viga transversal à viga principal no centro do vão, ela não pode ser considerada como contida lateralmente, ao contrário do que ocorre na figura 3.16 (i).

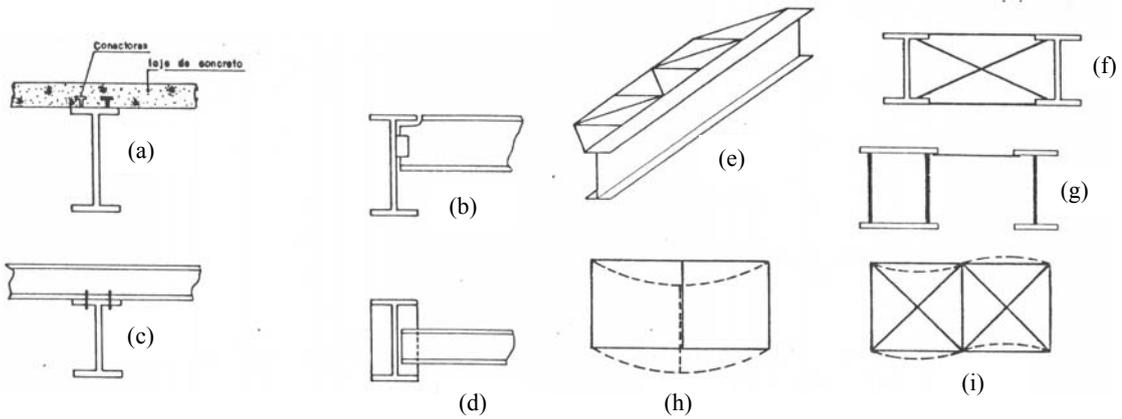


Figura 3.16 - Contenção lateral

3.4.2 INSTABILIDADE LATERAL DE VIGAS EM REGIME ELÁSTICO LINEAR

3.4.2.1 Flexão pura (momento uniforme)

a) Vigas de seção transversal retangular com flexão pura em torno de “X”

Seja a viga de seção retangular (ou seção caixão), esbelta, simplesmente apoiada, sob flexão pura (ver figura 3.17). Nesse caso, desprezando-se a rigidez ao empenamento EI_w , o valor de M_{cr} é dado por:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{\ell_b} \sqrt{EI_y GI_t}$$

em que:

$E I_y$ – rigidez à flexão em torno de “Y”

$G I_t$ – rigidez à torção ($G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, $\nu = 0,3$)

ℓ_b - distâncias entre seções contidas lateralmente (torção e deslocamento lateral impedidos)

- Em particular para seção retangular tem-se:

$$I_y = \frac{bt^3}{12}; I_t = \frac{bt^3}{3}; r_y = \frac{t}{\sqrt{12}}, \text{ portanto } M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EG} bt^3}{\ell_b \cdot 6} = \frac{\pi E I_y}{0,8 \ell_b} \cong \frac{4 E I_y}{\ell_b}$$

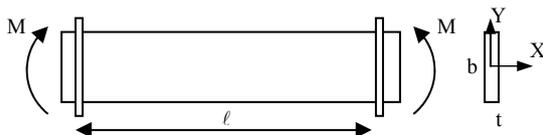


Figura 3.17 - Flexão pura. Seção retangular/caixão

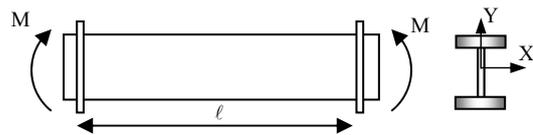


Figura 3.18 - Flexão pura. Seção I

b) Vigas de seção transversal em forma de “I” com flexão pura em torno de “X”

Seja a viga de seção I, bissimétrica, submetida à flexão pura M_x (figura 3.18).

O valor de M_{cr} é dado por:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{(\ell_b)^2} \left[\frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{GI_t (\ell_b)^2}{EI_w \pi^2} \right) \right]$$

Em que:

$E I_y$ – rigidez à flexão em torno de “Y”

$G I_t$ – rigidez à torção ($I_t = \sum \frac{bt^3}{3}$)

$E I_w$ – rigidez ao empenamento ($I_w = I_y \frac{(d - t_f)^2}{4}$)

ℓ_b - distância entre travamentos (torção e deslocamento lateral impedidos)

Essa expressão pode ser empregada para o cálculo do M_{cr} de uma viga simplesmente apoiada com seção transversal qualquer, desde que sujeita a momento fletor uniforme (Goodier, 1942).

3.4.2.2 Momento fletor não uniforme

a) Vigas de seção transversal em forma de “I” com flexão em torno de “X”

Na presença de forças transversais, o momento crítico pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y \ell_b)^2} \left[(C_p a + C_k k) + \sqrt{(C_p a + C_k k)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{GI_t (K_y \ell_b)^2}{EI_w \pi^2} \right)} \right]$$

Onde:

K_y – parâmetro de flambagem em torno de y (depende das condições de vínculo no plano paralelo à mesa)

C_b – fator de equivalência de momentos fletores

$C_p a$ – efeito da posição da força ($a = 0$ quando a força aplicada no centro de torção – figura 3.19) - A posição do carregamento influi no deslocamento lateral, conforme se observa na figura 3.20.

$C_k k$ – efeito da assimetria da seção ($k = 0$ para seção bissimétrica)

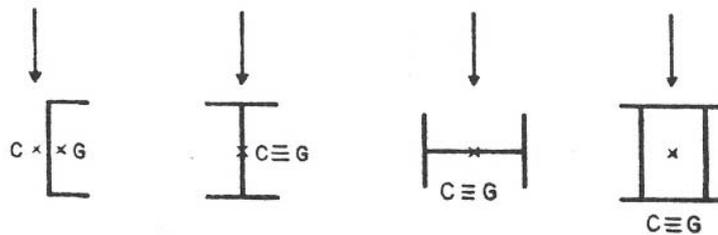


Figura 3.19 - Força passa pelo centro de torção

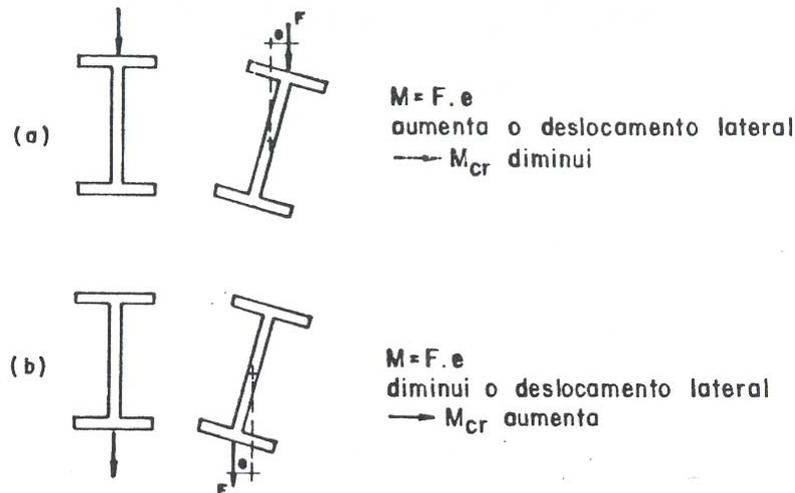


Figura 3.20 - Influência da posição do carregamento no deslocamento lateral: (a) carregamento na mesa superior (b) carregamento na mesa inferior

Admitindo-se que:

- no plano paralelo à mesa a viga é simplesmente apoiada, ou seja, $K_y = 1$ (portanto, a favor da segurança para engastes, por exemplo)
- a seção seja bissimétrica, ou seja, $k = 0$
- o carregamento esteja aplicado no centro de torção, ou seja, $a = 0$ (portanto, contra a segurança para forças aplicadas acima do centro de torção)

Resulta:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E I_y}{\ell_b^2} \left[\sqrt{\frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{G I_t}{E I_w} \frac{\ell_b^2}{\pi^2} \right)} \right]$$

Simplificando-se ainda mais essa expressão, tomando-se:

$$I_w = I_y \frac{d^2}{4} ; I_t = \frac{2}{3} b_f t_f^3 ; I_y = 2 \frac{t_f b_f^3}{12} ; I_x = 2 b_f t_f \left(\frac{d}{2} \right)^2 + \frac{t_w d^3}{12} ;$$

$$W_x = \frac{I_x}{d/2} = d \left(b_f t_f + \frac{t_w d}{6} \right) = d \left(A_f + \frac{A_w}{6} \right)$$

resulta:

$$M_{cr} = C_b \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2}$$

onde:

$$M_{cr1} = \frac{0,65 E W_x}{\frac{\ell_b d}{A_f}}, \quad M_{cr2} = \frac{\pi^2 E W_x}{\left(\frac{\ell_b}{r_T}\right)^2}$$

e $r_T = \sqrt{\frac{I_y/2}{A_f + A_w/6}}$ (raio de giração em torno de y de uma peça em T comprimida com seção hachurada indicada na figura 3.21).

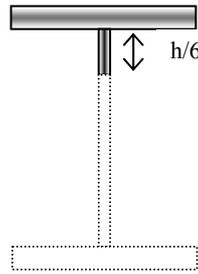


Figura 3.21 – Seção “T” para o cálculo de r_T

O fator de equivalência de momentos na flexão, C_b , é dado pela seguinte expressão:

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{\text{máx}}}{2,5 \cdot M_{\text{máx}} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} R_m$$

Onde (figura 3.22):

$M_{\text{máx}}$ é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

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

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a 1,00 para seções em I bissimétricas

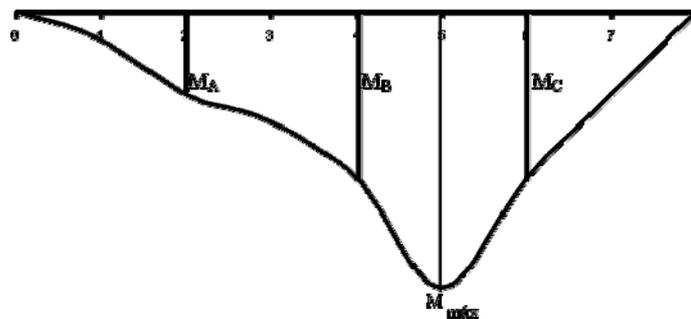


Figura 3.22 – elementos para a determinação de C_b

Alguns valores de C_b são fornecidos na figura 3.23.

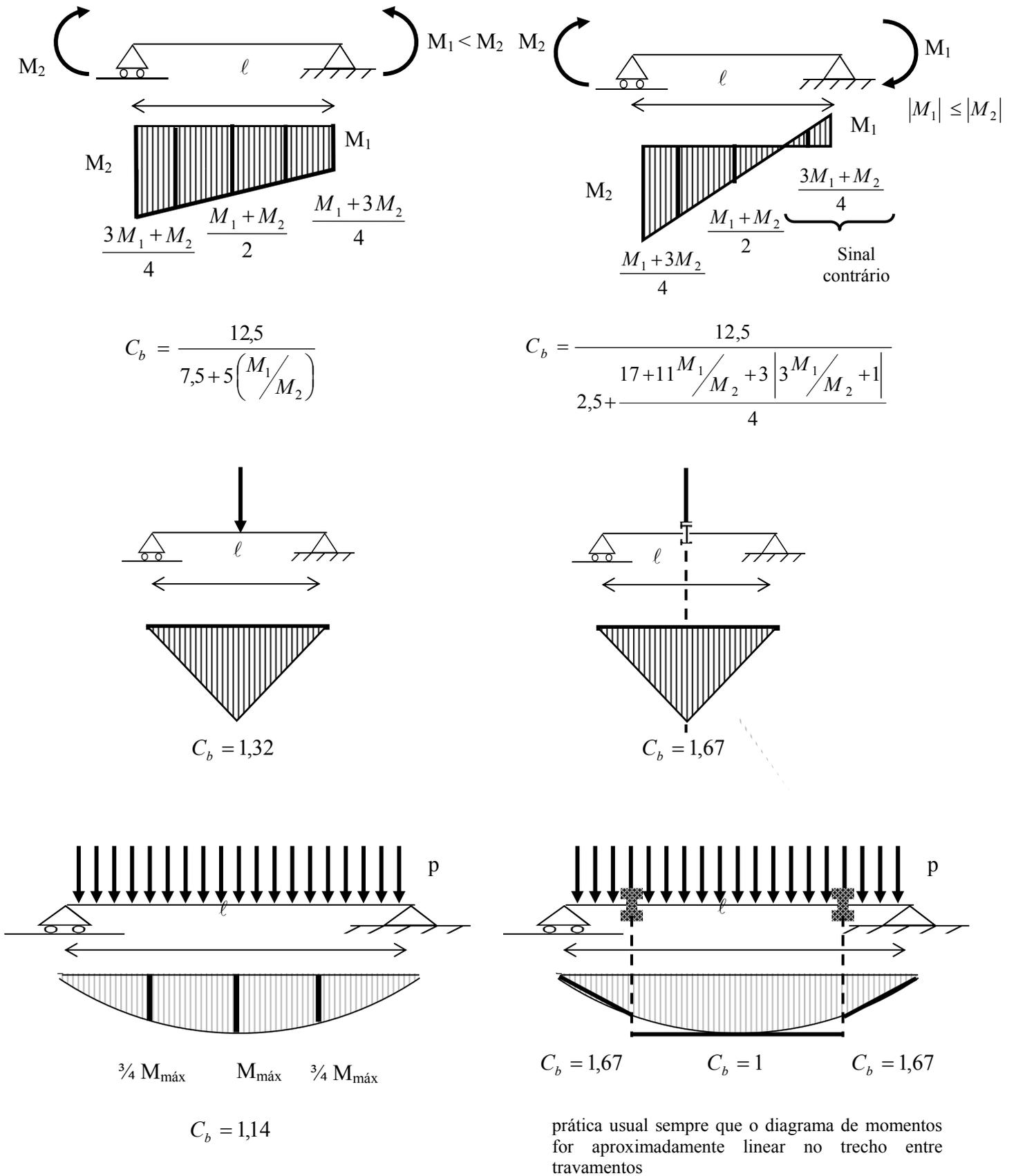


Figura 3.23 – Alguns valores de C_b

b) Vigas de seção transversal em forma de “U” com flexão em torno de “X”

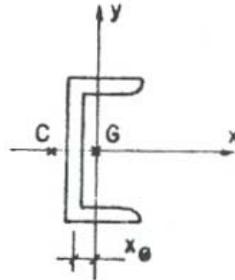


Figura 3.24 - Flexão pura. Seção “U”

A expressão para a determinação de M_{cr} de seções “U” (figura 3.24) é a mesma da viga com seção em “I” alterando-se o valor de I_w para:

$$I_w = \frac{(d - t_f)^2}{4} \left\{ I_y - x_G^2 A \left[\left(\frac{A(d - t_f)^2}{4I_x} \right) - 1 \right] \right\}$$

Nota: Por simplicidade, pode-se considerar $M_{cr} \cong M_{cr1} = \frac{0,65EW_x}{\frac{\ell_b d}{A_f}}$.

c) Vigas de seção retangular, caixão, I ou U com flexão em torno de “y”

Nestes casos não ocorre instabilidade lateral.

3.4.3 INSTABILIDADE LATERAL DE VIGAS EM REGIME NÃO ELÁSTICO

3.4.3.1 Limite de aplicação das expressões para regime elástico-linear

Seção “I”

A expressão de M_{cr} , por ter sido deduzida para o regime elástico-linear, é válida apenas para

$$\frac{M_{cr}}{W_x} \leq f_y - \sigma_r$$

Onde σ_r é a tensão residual do perfil, admitida igual à 0,3 f_y pela NBR 8800. Portanto, a esbeltez limite vale:

$$\lambda_r = \frac{\pi\sqrt{2}}{2} \frac{\sqrt{GI_t EI_y} \sqrt{1 + \sqrt{1 + b^2}}}{W_x (f_y - \sigma_r) r_y} = \frac{1,38 E \sqrt{I_y I_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + b^2}}}{W_x (f_y - \sigma_r) r_y}$$

Com

$$b = \frac{2,6 W_x}{EI_t} (f_y - \sigma_r) (d - t_f)$$

3.4.3.2 Instabilidade lateral para $\lambda < \lambda_r$

O gráfico da figura 3.25 relaciona, para um dado perfil, o momento resistente M_{Rk} com o parâmetro de esbeltez λ .

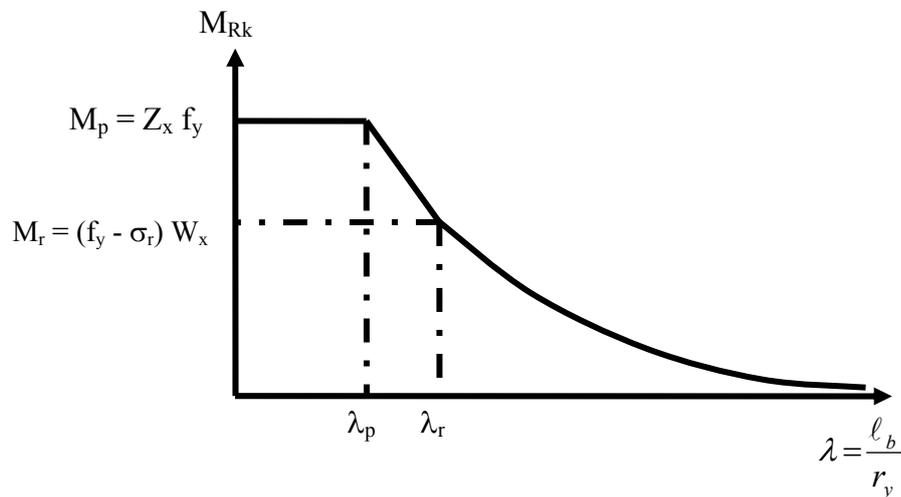


Figura 3.25 Gráfico M_{Rk} x λ_b

Do gráfico, pode-se observar:

$$\lambda \leq \lambda_p : M_{Rk} = M_p = Z_x f_y$$

$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$: interpolação linear entre M_p e M_r , ou seja:

$$M_{Rk} = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

Para perfis I e U :

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Incluindo-se o fator de equivalência de momentos C_b tem-se a relação M_{Rk} x λ apresentado na figura 3.26. Lembra-se que λ_r é uma característica geométrica da seção transversal e do tipo de aço, independente de ℓ_b .

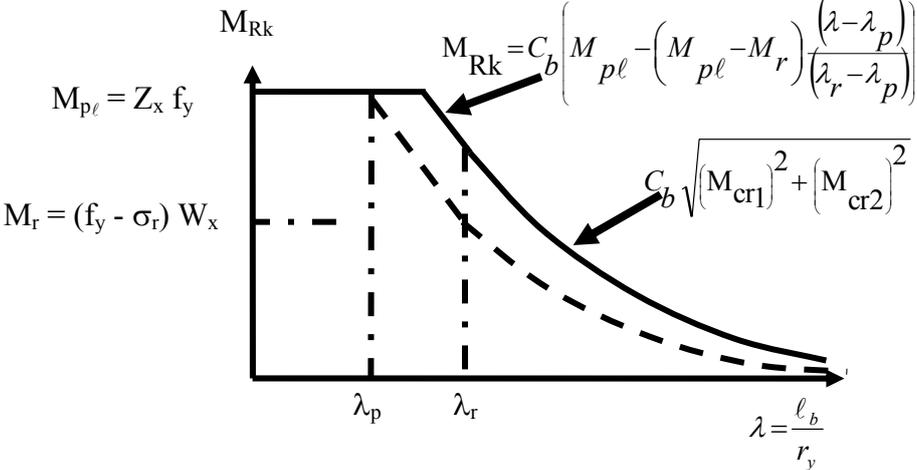


Figura 3.26 - Gráfico $M_{Rk} \times \lambda$

3.4.4 MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE VIGAS “I”- RESUMO

O valor de cálculo do momento fletor resistente de uma viga é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_a}, \quad \gamma_a = 1,1$$

O valor característico do momento fletor resistente (M_{Rk}) de vigas é o menor dos três valores obtidos, considerando-se os estados-limites de instabilidade lateral (FLT), instabilidade local de mesa (FLM) e instabilidade local de alma (FLA).

- para o estado-limite de instabilidade lateral com torção (FLT), M_{Rk} é dado por:

$$\begin{aligned} \lambda \leq \lambda_p & \quad M_{Rk} = M_p \\ \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r & \quad M_{Rk} = C_b \left(M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \\ \lambda > \lambda_r & \quad M_{Rk} = M_{cr} = C_b \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2} \end{aligned}$$

para o estado-limite de instabilidade local de mesa (FLM) e de alma (FLA), M_{Rk} é dado por:

$$\begin{aligned} \lambda \leq \lambda_p & \quad M_{Rk} = M_p \\ \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r & \quad M_{Rk} = \left(M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \\ \lambda > \lambda_r & \quad M_{Rk} = M_{cr} \text{ (não aplicável à alma)} \end{aligned}$$

Tabela 3.2 Parâmetros a considerar para perfis com seção “I” bissimétrica ou “U” fletidos em torno do eixo de maior inércia

Estados limites aplicáveis	Momento fletor limite de flambagem elástica (M_r)	Momento fletor de flambagem elástica (M_{cr})	Parâmetro de esbeltez (λ)	λ_p	λ_r
FLT	$(f_y - \sigma_r) W$	*	$\frac{b}{t_y}$	$1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Valor de λ para o qual $M_{cr} = M_r$
FLM	$(f_y - \sigma_r) W$	Perfis soldados: $k_c \frac{0,90 E W}{\lambda^2}$ Perfis laminados: $\frac{0,69 E W}{\lambda^2}$	$\frac{b_f}{2t}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Perfis soldados: $0,95 \sqrt{\frac{E k_c}{f_y - \sigma_r}}$ Perfis laminados: $0,83 \sqrt{\frac{E}{f_y - \sigma_r}}$
FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0,76$$

3.5 ESTADO LIMITE DE SERVIÇO. VERIFICAÇÃO DE FLECHAS

Para a verificação dos estados-limites de serviço, devem ser utilizadas as combinações de serviço dadas no Anexo B (B.4.2), não sendo necessário considerar as imperfeições iniciais geométricas e de material. Para as estruturas de pequena e média deslocabilidade pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos não lineares geométricos globais e locais.

Os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais são dados na Tabela 3.3. O deslocamento δ_{\max} está normalmente relacionado à aparência da estrutura, devendo-se usar combinações quase permanentes, conforme Anexo B. No entanto, nas situações em que esse deslocamento venha a afetar o funcionamento de equipamentos, a causar empoçamentos na cobertura ou mesmo danos permanentes a elementos não estruturais sujeitos à fissuração, como paredes divisórias e forros, colocados antes que as ações consideradas passem a atuar, deve-se então utilizar, no primeiro e segundo casos, combinação frequente e, no terceiro, rara. No caso dos deslocamentos verticais, tais valores têm como referência uma viga simplesmente apoiada, mostrada na Figura 3.27, na qual δ_0 é a contraflecha da viga, δ_1 é o deslocamento devido às ações permanentes, sem efeitos de longa duração, δ_2 é o deslocamento devido aos efeitos de longa duração das ações permanentes (se houver), δ_3 é o deslocamento devido às ações variáveis, incluindo, se houver, os efeitos de longa duração devidos aos valores quase permanentes dessas ações, δ_{\max} é o deslocamento máximo da viga no estágio final de carregamento levando-se em conta a contraflecha e δ_{tot} é a soma de δ_1 , δ_2 e δ_3 . A consideração dos efeitos de longa duração deve ser feita conforme ABNT NBR 8800.

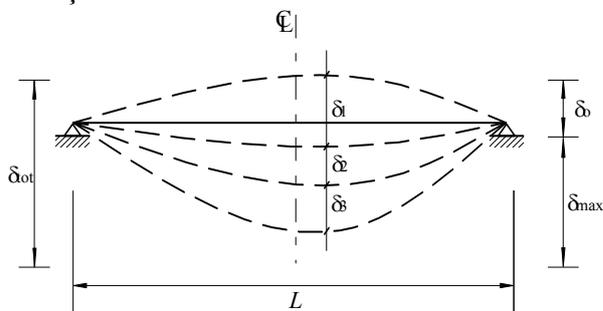


Figura 3.27 — Deslocamentos verticais a serem considerados

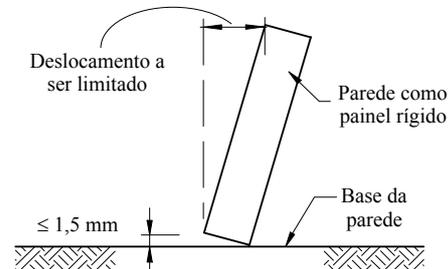


Figura 3.28 — Parede como painel rígido

No cálculo dos deslocamentos verticais a serem comparados com os valores máximos dados na Tabela 3.3, pode-se deduzir o valor da contraflecha da viga até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes (δ_1 da Figura 3.27).

Em cada situação, o responsável técnico pelo projeto deve decidir qual(is) deslocamento(s), dado(s) esquematicamente na Figura 3.27, deve(m) ser comparado(s) com os valores máximos da Tabela 3.3 e quais os carregamentos (ou parte desses) serão considerados no cálculo, levando-se em conta a sequência de construção.

Na maioria das vezes, apenas a parcela do deslocamento devida às ações variáveis δ_3 , somada à parcela (se houver) dos efeitos de longa duração das ações permanentes δ_2 , é responsável por causar danos aos elementos não estruturais. São comuns, entretanto, situações em que se deve somar também o deslocamento de parte das ações permanentes (aquela que passa a atuar somente após a construção do elemento não estrutural

considerado) ou mesmo considerar o deslocamento máximo, δ_{max} . Deve-se também avaliar, em cada situação, a probabilidade de ocorrência simultânea de duas ou mais ações variáveis.

Para galpões em geral e edifícios de um pavimento com paredes de alvenaria, deve ser limitado o deslocamento horizontal (perpendicular à parede) de maneira que a abertura da fissura que possa ocorrer na base da parede não seja superior a 1,5 mm, entendida a parede como painel rígido (Figura 3.28).

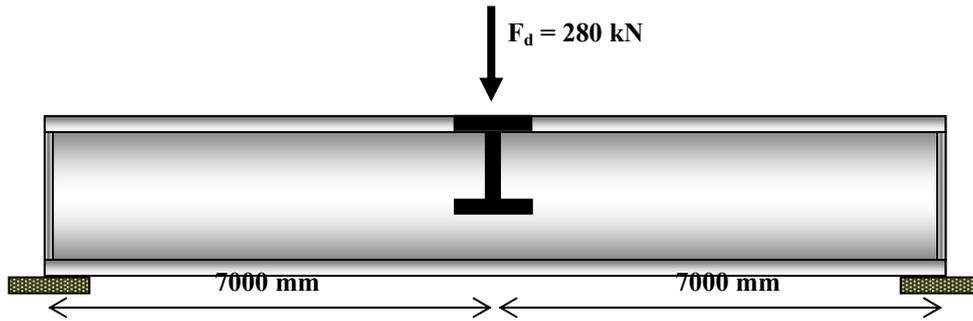
Tabela 3.3 - Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
Terças de cobertura ^g	$L/180^e$
	$L/120^f$
Vigas de cobertura ^g	$L/250^h$
Vigas de piso	$L/350^h$
Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ⁱ⁾ - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN - Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas - Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN - Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas - Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600^j$
	$L/800^j$
	$L/1000^j$
	$L/400$
	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/300$
	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos: Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$H/400$
	$H/500^m$
<p>L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).</p> <p>Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).</p> <p>Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.</p> <p>Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.</p> <p>Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.</p> <p>Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.</p> <p>Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.</p> <p>Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.</p> <p>Considerar combinações raras de serviço</p> <p>Valor não majorado pelo coeficiente de impacto</p> <p>No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não poderá ser superior a 50 mm</p> <p>O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.</p> <p>Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.</p>	

3.6 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Exemplo 1 - Dimensionar a viga abaixo esquematizada utilizando perfil tipo VS e aço ASTM A36 ($f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$, $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$) para as seguintes condições:

- viga continuamente travada lateralmente;
- viga travada nos apoios e no ponto de aplicação da carga;
- viga travada apenas nos apoios.



Valor de cálculo dos esforços solicitantes

$$M_d = 280 \times \frac{1400}{4} = 98000 \text{ kNcm}$$

$$V_d = \frac{280}{2} = 140 \text{ kN}$$

Caso a) viga continuamente travada lateralmente

Momento fletor:

$$M_d \leq M_{Rd} = \frac{Z_x f_y}{1,1} \rightarrow Z_x \geq \frac{98000 \times 1,1}{25,0} = 4312 \text{ cm}^3$$

VS 650 x 128 ($Z_x = 4348 \text{ cm}^3$)

VS 700 x 122 ($Z_x = 4395 \text{ cm}^3$, $h = 668 \text{ mm}$, $t_w = 8 \text{ mm}$) - $b/t = 84$ e 10 - OK!

Força cortante:

$$V_{pl} = 0,6 \times f_y \times A_w = 0,6 \times 25 \times 66,8 \times 0,8 = 801,9 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{668}{8} = 83,5; \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 31,1; \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 86,7$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r, \text{ portanto: } V_{Rd} = \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right) \frac{V_{pl}}{1,1} = 0,36 \times 801,9 / 1,1 = 262 \text{ kN}; V_d = 140 \text{ kN} \leq V_{Rd} \text{ (OK)}$$

Flecha:

Admitindo-se combinação rara, sem contra flecha e que $G_k = Q_k = 100 \text{ kN}$:

$$\frac{\Delta_{\text{máx}}}{\ell} \leq \frac{F_{d,\text{ser}} \ell^2}{48 E I_x} = \frac{(100 + 100) \times 1400^2}{48 \times 20000 \times 139665} \cong 0,0029 = \frac{1}{350} = \frac{\Delta_{\text{lim}}}{\ell} \text{ (OK)}$$

Caso b) travamento central

$$C_b = 1,67$$

Adotando-se, inicialmente, o perfil VS 700 x 122 ($r_y = 7,49$ cm; $r_t = 8,53$ cm):

$$\lambda_y = \frac{\ell}{r_y} = \frac{700}{7,49} = 93$$

$$M_{p\ell} = Z_x f_y = 4395 \cdot 25 = 109875 \text{ kNcm}$$

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) = 3990 \cdot (0,7 \cdot 25) = 69825 \text{ kNcm}$$

$$b = \frac{2,6 W}{EI_t} (f_y - \sigma_r)(d - t_f) = \frac{2,6 \cdot 3990}{20000 \cdot 99,1} (0,7 \cdot 25)(70 - 1,6) = 6,27$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 E \sqrt{I_y I_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + b^2}}}{W (f_y - \sigma_r) r_y} = \frac{1,38 \cdot 20000 \cdot \sqrt{8741 \cdot 99,1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,27^2}}}{3990 \cdot (0,7 \cdot 25) \cdot 7,49} = 133$$

(133,15)

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 50$$

$$\therefore \lambda_p = 50 < \lambda = 93 < \lambda_r = 133$$

portanto:

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = C_b \frac{M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}}{1,1} = 1,67 \cdot \frac{109875 - (109875 - 69825) \frac{93 - 50}{133 - 50}}{1,1} =$$

$$135310 \text{ kNcm} > M_{p\ell}/1,1 = 109875/1,1 = 99886 \text{ kNcm}, \text{ portanto: } M_{Rd} = M_{p\ell}/1,1$$

$$M_{Rd} = 99886 \text{ kNcm} > M_d = 98000 \text{ kNcm} \quad (\underline{\text{OK}})$$

Caso c) sem travamentos intermediários

$$C_b = 1,32$$

Adotando-se inicialmente o perfil VS 700 x 122 ($b/t = 10$ e $84 - \text{OK!}$)

$$\lambda_y = \frac{\ell}{r_y} = \frac{1400}{7,49} = 186$$

$$\text{Como: } \lambda = 184 > \lambda_r = 133 \quad \rightarrow \quad M_{cr} = C_b \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2}$$

$$M_{cr1} = \frac{0,65 E W_x}{\frac{\ell d}{A_f}} = \frac{0,65 \cdot 20000 \cdot 3990}{1400 \times 1,367} = 27103 \text{ kNcm}$$

$$M_{cr2} = \frac{\pi^2 E W_x}{\left(\frac{\ell_b}{r_t}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3990}{\left(\frac{1400}{8,53}\right)^2} = 29238 \text{ kNcm}$$

$$M_{cr} = 1,32 \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2} = 52625 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{1,1} = 47841 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = 47841 \text{ kNcm} < M_d = 98\ 000 \text{ kNcm} \quad (\text{n\~{a}o OK})$$

2ª tentativa

VS 900 x 177 (b/t = 8 e 107 – OK!)

$$\lambda = \frac{\ell}{r_y} = \frac{1400}{8,43} = 166$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 8342 \cdot 25 = 208550 \text{ kNcm}$$

$$b = \frac{2,6 W}{E I_t} (f_y - \sigma_r)(d - t_f) = \frac{2,6 \cdot 7665}{20000 \cdot 277,2} (0,7 \cdot 25)(90 - 0,8) = 5,61$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 E \sqrt{I_y I_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \chi^2}}}{W (f_y - \sigma_r) r_y} = \frac{1,38 \cdot 20000 \cdot \sqrt{16010 \cdot 277,2} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 5,61^2}}}{7665 \cdot (0,7 \cdot 25) \cdot 8,43} = 133$$

(133,08)

$$\therefore \lambda = 166 > \lambda_r = 133$$

$$M_{cr1} = \frac{0,65 E W_x}{\frac{\ell d}{A_f}} = \frac{0,65 \cdot 20000 \cdot 7665}{1400 \cdot 1,148} = 59138 \text{ kNcm}$$

$$M_{cr2} = \frac{\pi^2 E W_x}{\left(\frac{\ell}{r_t}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 7665}{\left(\frac{1400}{9,44}\right)^2} = 68791 \text{ kNcm}$$

$$M_{cr} = C_b \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2} = 125297 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{1,1} = 119746 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = 119746 \text{ kNcm} > M_d = 98000 \text{ kNcm} \quad (\text{acima})$$

3ª tentativa

VS 1000 x 140 (b/t = 16! e 122! ã ok!)

$$\lambda = \frac{\ell}{r_y} = \frac{1400}{8,66} = 162$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 6839 \cdot 25 = 170975 \text{ kNcm}$$

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) = 6112 (0,7 \cdot 25) = 106\ 960 \text{ kNcm}$$

$$b = \frac{2,6 W}{EI_t} (f_y - \sigma_r)(d - t_f) = \frac{2,6 \cdot 6112}{20000 \cdot 68,9} (0,7 \cdot 25)(100 - 1,25) = 20$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 E \sqrt{I_y I_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \chi^2}}}{W (f_y - \sigma_r) r_y} = \frac{1,38 \cdot 20000 \cdot \sqrt{13337 \cdot 68,9} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 20^2}}}{6112 \cdot (0,7 \cdot 25) \cdot 8,66} = 131$$

$$\lambda_y = 162 > \lambda_r = 131$$

Como: $\lambda = 143 > \lambda_r = 130 \quad \rightarrow \quad M_{cr} = C_b \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2}$

$$M_{cr1} = \frac{0,65 E W_x}{\ell \frac{d}{A_f}} = \frac{0,65 \cdot 20000 \cdot 6112}{1400 \cdot 2} = 28377 \text{ kNcm}$$

$$M_{cr2} = \frac{\pi^2 E W_x}{\left(\ell \frac{b}{r_t}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 6112}{\left(\frac{1400}{10,29}\right)^2} = 65176 \text{ kNcm}$$

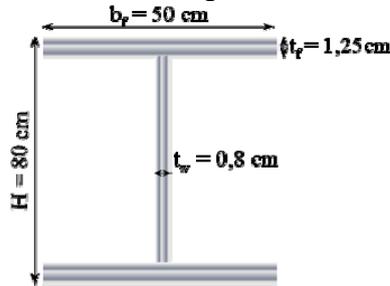
$$M_{cr} = 1,32 \sqrt{M_{cr1}^2 + M_{cr2}^2} = 93833 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{1,1} = 85303 \text{ kNcm}$$

$$M_{Rd} = 85303 \text{ kNcm} < M_d = 98\,000 \text{ kNcm} \quad (\text{n\~{a}o OK})$$

Vai-se adotar: VS 900 x 177

Exemplo 2 - Determinar o valor de cálculo do momento fletor resistente de uma viga de 12 m com seção transversal conforme esquema abaixo. Utilizar $f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$.



$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{80 - 2,5}{0,8} = 97, \quad \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,3 \rightarrow \text{Não há necessidade de verificar FLA}$$

$$\lambda_{\text{mesa}} = \frac{25}{1,25} = 20, \quad \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 11 \rightarrow \text{Há necessidade de verificar FLM}$$

$$I_x = 2 \cdot \left[\frac{b_f \cdot t_f}{12} + b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right] + \frac{t_w}{12} \cdot (h - 2 \cdot t_f)^3$$

$$W_x = \frac{I_x}{\left(\frac{h}{2} \right)}$$

$$Z_x = 2 \cdot \left[b_f \cdot t_f \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t_f}{2} \right) + t_w \cdot \left(\frac{h}{2} - t_f \right)^2 \right]$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y = 6123 \cdot 25 = 153078 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_r = W_x \cdot (f_y - \sigma_r) = 5621 \cdot (25 - 7,5) = 98367,5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{(80 - 2,5)/0,8}} = 0,41 \leq 0,76 \Rightarrow k_c = 0,41 \Rightarrow \lambda_r = 21 < \lambda_{\text{mesa}}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E k_c}{(f_y - \sigma_r)}} = 21 < \lambda_{\text{mesa}}$$

$$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r \rightarrow M_{Rk} = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} = 153078 - (153078 - 98367,5) \frac{20 - 11}{21 - 11} = 103838,55 \text{ kN cm} \rightarrow M_{Rd} = 103838/1,1 = 94400 \text{ kNcm}$$

FLT $\rightarrow M_{Rd} = 105400 \text{ kN cm (12 m)}$

FLM $\rightarrow \mathbf{M_{Rd} = 94400 \text{ kNcm}}$

FLA $\rightarrow M_{Rd} = M_p/1,1 = 136677 \text{ kN cm}$

4 FLEXÃO COMPOSTA

4.1 INTRODUÇÃO

Na figura 4.1 são mostradas algumas peças sob flexão composta.

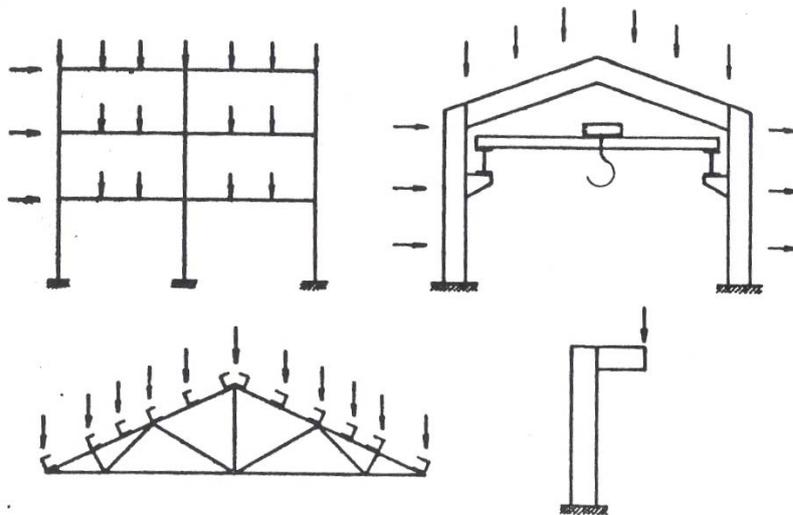


Figura 4.1 – Exemplos de peças sob flexão composta.

Ao se aplicar uma força normal de compressão em uma barra fletida, amplificam-se a flecha e o momento fletor, conforme figura 4.2. Os esforços atuantes, já amplificados devido à não linearidade geométrica, devem ser considerados no dimensionamento à flexão composta.

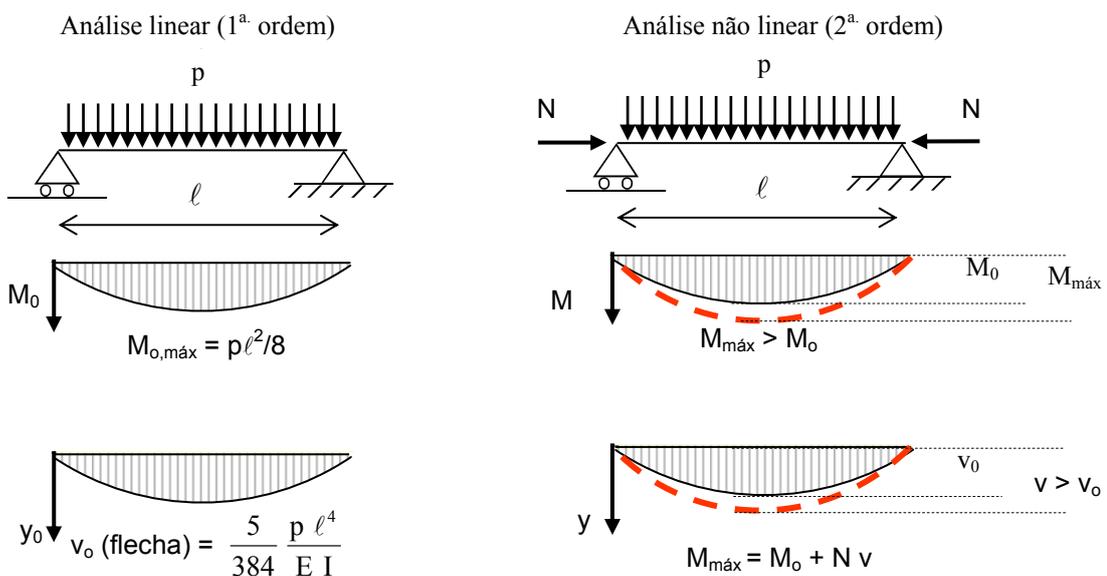


Figura 4.2 – Efeitos da não linearidade geométrica (2ª ordem)

Considerarem-se os efeitos da não linearidade geométrica significa analisar-se a estrutura na posição deformada. Uma aproximação da análise não linear exata é a análise de 2ª ordem.

4.2 EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

4.2.1 FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DE FLECHAS

Levando-se em conta o efeito da não linearidade geométrica (2ª ordem), admite-se com boa aproximação que:

$$y_0(x) = v_0 \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \text{ e } y(x) = v \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right)$$

Derivando-se duas vezes as expressões acima, vem:

$$y_0''(x) = -v_0 \frac{\pi^2}{\ell^2} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) = -\frac{M_0(x)}{EI} \text{ e } y''(x) = -v \frac{\pi^2}{\ell^2} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) = -\frac{M(x)}{EI}$$

Em que $M_0(x)$ é o momento fletor de 1ª ordem e $M(x)$ o momento fletor considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica.

$$\text{Sabendo-se que: } -\frac{M(x)}{EI} = -\frac{1}{EI}(M_0(x) + Ny) = -\frac{M_0(x)}{EI} - \frac{Ny}{EI}$$

$$\text{Tem-se: } -v \frac{\pi^2}{\ell^2} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) = -v_0 \frac{\pi^2}{\ell^2} \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) - \frac{N}{EI} v \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right)$$

Portanto:

$$v = \frac{v_0}{1 - \frac{N}{\pi^2 EI}}$$

Generalizando tem-se:

$$\mu = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Em que μ é fator de amplificação da flecha devido ao efeito da não linearidade geométrica.

Nota: Para flexotração, tem-se que $\frac{1}{1 + \frac{N}{N_{cr}}}$ é o fator de redução de flecha.

4.2.1 FATOR DE AMPLIFICAÇÃO DE MOMENTOS

4.2.1.1 Momento constante

Seja a situação da figura 4.3, em que é aplicado um momento fletor constante à barra.

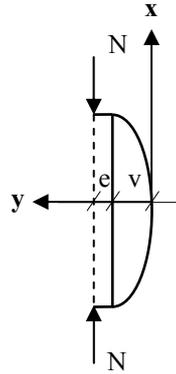


Figura 4.3 – Momento $N \cdot e$ constante ao longo da barra

Neste caso,

$$M_0(x) = cte = N e$$

$$M_{\text{máx}} = N(e + v)$$

Em que $M_0(x)$ é o momento fletor (constante ao longo do eixo da barra) de 1a. ordem e $M_{\text{máx}}$ é o máximo momento (meio do vão) considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica.

Utilizando-se a equação diferencial da linha elástica:

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI}$$

e considerando-se $M(x) = N \cdot (e + v - y(x))$, tem-se:

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} + \frac{N}{EI} (e + v - y(x)) = 0$$

Adotando-se $k^2 = \frac{N}{EI}$, resulta:

$$\frac{d^2 y(x)}{dx^2} + k^2 y(x) = k^2 (v + e)$$

cuja solução geral é:

$$y = C_1 \sin(kx) + C_2 \cos(kx) + v + e$$

Impondo-se as condições de contorno $y(0) = 0$, $y'(0) = 0$ e $y(\ell/2) = v$, tem-se:

$$y(x) = e \frac{1 - \cos(kx)}{\cos(k\ell/2)}, \text{ portanto:}$$

$$v = e \frac{1 - \cos(k\ell/2)}{\cos(k\ell/2)}$$

de onde, tem-se:

$$M_{\text{máx}} = N(e + v) = Ne \frac{1}{\cos(k\ell/2)} = Ne \sec(k\ell/2)$$

Expandindo-se em série de Taylor, tem-se

$$\sec\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right) \cong \frac{1}{1 - 1,234\frac{N}{N_{cr}} + 0,254\left(\frac{N}{N_{cr}}\right)^2 - 0,021\left(\frac{N}{N_{cr}}\right)^3 \dots}$$

No entanto, por similaridade a outras situações, tais como as apresentadas nos itens 4.2.1, 4.2.1.2 e 4.2.1.3, é costume adotar-se a seguinte aproximação:

$$\sec\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right) \cong \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Na figura 4.4 pode-se observar que essa simplificação é contra a segurança, porém, a diferença se acentua apenas para valores altos de “N/N_e”, incomuns na prática. Além disso, como se verá mais adiante, para o dimensionamento à flexão composta, emprega-se uma expressão de interação, e a aproximação citada será aplicada apenas ao termo relacionado ao momento. No final das contas, o “erro” cometido, é insignificante na prática.

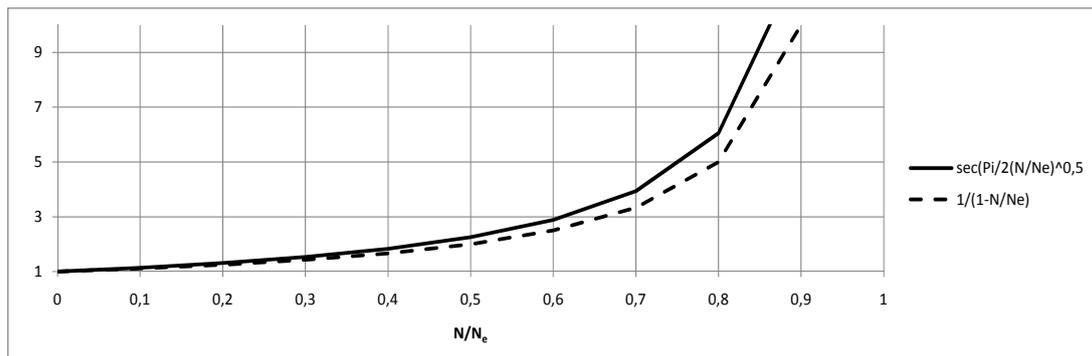


Figura 4.4 – Valores exatos e aproximados do amplificador de momentos fletores, μ

Sabendo-se que: $\frac{k\ell}{2} = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}$ e adotando-se $\cos\left(\frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right) = 1 - \frac{N}{N_{cr}}$

vem

$$v \cong e\left(\frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} - 1\right) = e(\mu - 1)$$

e $M_{\text{máx}} = N(e + v) = N \mu e$, ou seja,

$$M_{\text{máx}} = \mu M_{0,\text{máx}} = \frac{M_{0,\text{máx}}}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Para momento fletor atuante constante, o amplificador do momento, considerando-se o efeito da não linearidade, é, aproximadamente, o mesmo amplificador da flecha.

Nota: a flecha de primeira ordem desta situação é: $v_0 = \frac{Ne \ell^2}{EI} \frac{1}{8} \cong \frac{\pi^2 e N}{8 N_{cr}}$

4.2.1.2 Peças com imperfeição inicial

Seja a peça da figura 4.5, com imperfeição inicial.

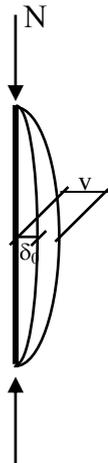


Figura 4.5 – Peça com imperfeição inicial

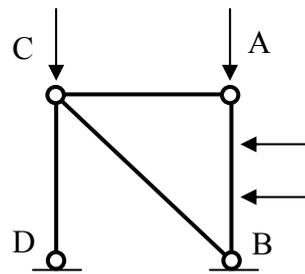


Figura 4.6 – Barra AB com carregamento transversal e nós indeslocáveis

O momento fletor de 1ª. ordem $M_0(x)$ é variável ao longo do eixo da barra e vale:
 $M_0(x) = N \cdot y_0(x)$

Seu valor máximo é:

$M_{0,máx} = N \delta_0$ ($y_0(\ell/2) = \delta_0$), em que δ_0 é uma imperfeição (curvatura inicial) conhecida.

O valor do momento fletor incluindo os efeitos da não linearidade geométrica vale:
 $M(x) = N \cdot y(x)$

Seu valor máximo é:

$M_{máx} = N v$ ($y(\ell/2) = v$)

Com as aproximações adotadas no item 4.2.1, sabe-se que:

$$v = \delta_0 \cdot \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Portanto

$M_{máx} = N v = \mu N \delta_0$, ou seja,

$$M_{máx} = \mu M_{0,máx} = \frac{M_{0,máx}}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

4.2.1.3 Peça com forças transversais e nós indeslocáveis

Seja a barra AB da figura 4.6 com carregamento transversal. Conhecido o carregamento, facilmente determinam-se os valores dos momentos fletores de 1ª. ordem ao longo do eixo da barra, $M_0(x)$, e do seu valor máximo, $M_{0,máx}$. O máximo momento, considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica, é:

$$M_{máx} = M_{0,máx} + \mu N v_0$$

Note-se que, nos itens anteriores, $M_0(x)$ era função da força axial aplicada multiplicada pela excentricidade do carregamento e pela imperfeição inicial, respectivamente. Neste caso, admite-se que a barra e a aplicação da força sejam perfeitas, assim, $M_0(x)$ não depende da força axial, mas, somente da transversal.

Escrevendo-se $M_{máx}$ sob a forma $\mu C_M M_{0,máx}$, vem

$$\mu C_M = 1 + \frac{\mu N v_0}{M_{0,máx}} = \mu \left[\frac{1}{\mu} + \frac{N v_0}{M_{0,máx}} \right] = \mu \left[\left(1 - \frac{N}{N_{cr}} \right) + \frac{N_{cr}}{N_{cr}} \frac{N v_0}{M_{0,máx}} \right] = \mu \left[1 - \frac{N}{N_{cr}} \left(1 - \frac{N_{cr} v_0}{M_{0,máx}} \right) \right]$$

logo,

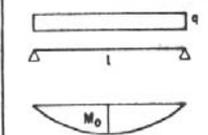
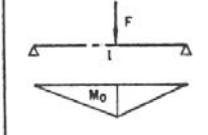
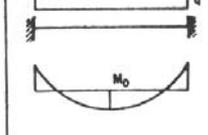
$$C_M = \left[1 + \psi \frac{N}{N_{cr}} \right]$$

Em que $\psi = \left[\frac{N_{cr} v_0}{M_{0,máx}} - 1 \right]$

C_M é o fator de equivalência de momentos, pois $C_M M_{0,máx}$ é o momento uniforme equivalente.

A tabela 4.1 relaciona, para alguns casos, valores de $M_{0,máx}$, v_0 , ψ e C_M . Para todos esses casos, por simplicidade, a NBR 8800 permite usar $C_M = 1,0$.

Tabela 4.1 – Valores de M_o , v_o , ψ e C_M para algumas peças com carregamentos transversais e nós indeslocáveis

	$M_{o,máx}$	v_o	ψ	C_M
	$\frac{q l^2}{8}$	$\frac{5 q l^4}{384 E I}$	0,028	$1 + 0,028 \frac{N}{N_{cr}} \leq 1$
	$\frac{F l}{4}$	$\frac{F l^3}{48 E I}$	- 0,178	$1 - 0,178 \frac{N}{N_{cr}}$
	$\frac{q l^2}{24}$	$\frac{q l^4}{384 E I}$	- 0,4	$1 - 0,4 \frac{N}{N_{cr}}$

4.2.1.4 Peças com momentos de extremidade e nós indeslocáveis

Em uma barra sem carregamento transversal (figura 4.7) e com momentos M_1 e M_2 nas extremidades, sendo $M_2 \geq M_1$, tem-se:

$$M_o(x) = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} x$$



Figura 4.7 – Peças com momentos de extremidade e nós indeslocáveis

Se essa barra esta sujeita a compressão centrada N , considerando-se os efeitos da não linearidade geométrica, resulta:

$$M(x) = M_1 + \frac{M_2 - M_1}{l} x + N y(x)$$

Derivando-se duas vezes em relação a x , tem-se:

$$M''(x) = N y''(x)$$

Sabendo-se que: $M(x) = -E I y''(x)$, obtém-se:

$$EI \cdot M''(x) + N \cdot M(x) = 0$$

Cuja solução é:

$$M(x) = A \sin(kx) + B \cos(kx), \text{ em que } k^2 = \frac{N}{EI} = \frac{\pi^2}{\ell^2} \frac{N}{N_{cr}}$$

Impondo-se as condições de contorno: $M(x=0) = M_1$ e $M(x=\ell) = M_2$, tem-se:

$$M(x) = \frac{M_2 - M_1 \cos(k\ell)}{\sin(k\ell)} \sin(kx) + M_1 \cos(kx), \text{ ou}$$

$$M(x) = M_2 \left[\frac{1 - \frac{M_1}{M_2} \cos(k\ell)}{\sin(k\ell)} \sin(kx) + \frac{M_1}{M_2} \cos(kx) \right]$$

A partir da expressão acima e lembrando-se que $M_{x,m\acute{a}x} \geq M_2$, constroi-se a tabela 4.2, com os valores de $M_{x,m\acute{a}x}/M_2$, em função de N/N_e e M_1/M_2 .

Tabela 4.2 – Valores de $M_{x,m\acute{a}x}/M_2$

N/N_{cr} M_1/M_2	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
-1	1	1	1	1	1
-0,5	1	1	1	1	1
0	1	1	1,011	1,086	1,256
0,5	1	1,055	1,196	1,406	1,712
1	1,137	1,310	1,533	1,832	2,252

Diversos autores (Salmon & Johnson, Austin, Massonet, Kennedy & Beaulieu, Chen & Zhou, entre outros) procuraram desacoplar os efeitos da força normal (μ) e da relação entre momentos de extremidade ($C_M M_2$), escrevendo $M_{m\acute{a}x}$ sob a forma $M_{m\acute{a}x} = \mu C_M M_2$. As expressões mais encontradas nas normas atuais, inclusive na ABNT NBR 8800:2008 são:

$$\mu = \sec\left(\frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}}\right) \cong \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

e

$$C_M = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \text{ e } \mu C_M \geq 1,0$$

Para $|M_1| \leq |M_2|$

Para curvatura simples, $M_1/M_2 > 0$

Para curvatura reversa, $M_1/M_2 < 0$

Vê-se na figura 4.8, em linha cheia, os valores exatos de $M_{x,m\acute{a}x}/M_2$ e, em linha tracejada, μC_M (impondo-se que $\mu C_M \geq 1$). Apesar de algumas imprecisões contra a segurança, as diferenças se acentuam apenas para valores altos de “ N/N_e ”, incomuns na prática. Além

disso, como se verá mais adiante, para o dimensionamento à flexão composta, emprega-se uma expressão de interação, e a aproximação citada será aplicada apenas ao termo relacionado ao momento. No final das contas, o “erro” cometido é insignificante na prática.

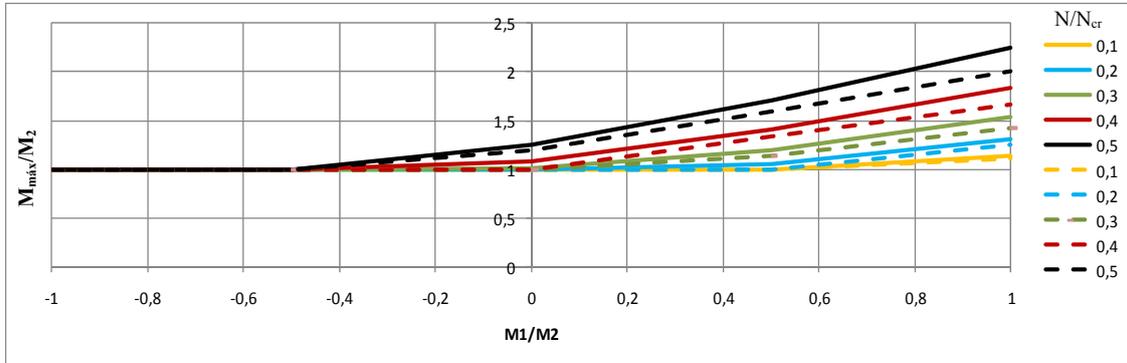


Figura 4.8 – Valores de $M_{m\acute{a}x}/M_2$ exatos (linha cheia) e aproximados (linha tracejada) ≥ 1

Na tabela 4.3 estão relacionados os valores de C_M e $M_{m\acute{a}x}$ para algumas peças com momentos de extremidade.

Tabela 4.3 – Valores de C_M e $M_{m\acute{a}x}$ para algumas peças com momentos de extremidade (sem carregamento transversal) e nós indeslocáveis.

	C_m	$M_{m\acute{a}x}$
	1,0	μM
	$0,6 + 0,4 \left(\frac{0}{M_2} \right) = 0,6$	$0,6 \mu M_2$
	$0,6 + 0,4 \left(\frac{-M_2/2}{M_2} \right) = 0,4$	$0,4 \mu M_2$

4.2.1.5 Peças com momentos de extremidade e forças transversais com nós indeslocáveis

Sejam os diagramas da figura 4.8, o $M_{\text{máx}}$ pode ocorrer nos apoios ou num ponto intermediário do vão. A maior amplificação de momentos ocorre para a seção de maior flecha v_0 (geralmente não é no centro do vão).

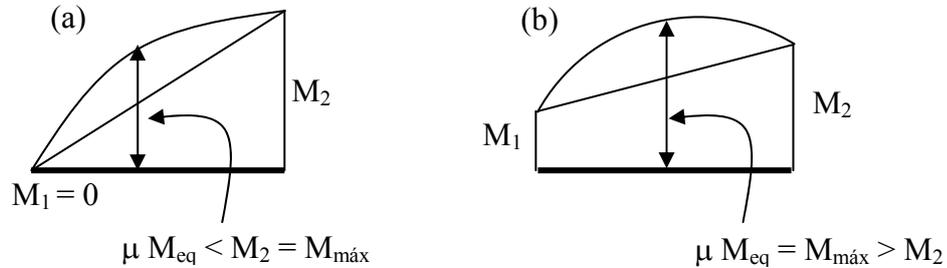


Figura 4.9 – Momento máximo (a) nos apoios (b) num ponto intermediário do vão

Na tabela 4.4 estão relacionados os valores de C_M e $M_{\text{máx}}$ em função do diagrama de momentos fletores.

Tabela 4.4 – Valores de C_M e $M_{\text{máx}}$ para diversos casos de peças com momentos de extremidade e carregamento transversal e nós indeslocáveis

	C_m	$M_{\text{máx}}$
<p>M_1 M_2 M_0 $M_0 > M_2$</p>	1,0	μM_0
<p>M_1 M_2 M_0 $M_0 < M_2$</p>	1,0 ou $0,6 + 0,4 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)$	$\mu C_m M_2$ ou M_2
<p>M_1 M_2 M_0</p>	1,0	μM_0 ou μM_2

4.2.1.5 Peças com nós deslocáveis

Em vista do procedimento de dimensionamento à flexão composta preconizado pela NBR 8800 ($B_1 \geq 1$), o valor de C_M nas barras com nós deslocáveis, pode ser o mesmo das equivalentes com nós indeslocáveis.

4.3 DIMENSIONAMENTO

4.3.1 INTRODUÇÃO. EXPRESSÕES DE INTERAÇÃO

Desconsiderando-se a não linearidade geométrica e do material, tem-se:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

Para $\sigma_{\max} \leq f_y$,

$$\frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq f_y$$

Ou

$$\frac{N}{Af_y} + \frac{M}{Wf_y} \leq 1$$

Tomando-se $Af_y = N_u$ e $Wf_y = M_u$, resulta a seguinte expressão de interação:

$$\frac{N}{N_u} + \frac{M}{M_u} \leq 1$$

Essa expressão está representada na figura 4.10, ou seja, os pares (M, N) sobre a reta conduzem ao escoamento e nos pontos internos é verificada a condição $\sigma_{\max} \leq f_y$.

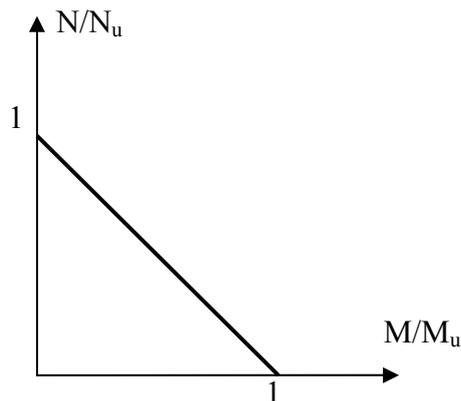


Figura 4.10 – Gráfico N/N_u x M/M_u .

Onde:

N_u é a força normal última na ausência de momento fletor

M_u é o momento fletor último na ausência de esforço normal

4.3.2 VERIFICAÇÃO CONFORME A NBR 8800

À expressão do item anterior, deve-se incluir os efeitos da não linearidade geométrica, instabilidades e a eventual flexão segundo dois planos ortogonais. Neste texto, será usada a seguinte expressão de interação:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{B_{1x} M_{0x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{B_{1y} M_{0y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{B_{1x} M_{0x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{B_{1y} M_{0y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

Onde:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_e}} \geq 1,0$$

$$N_{xe} = \frac{\pi^2 EI_x}{\ell_{fl,x}^2} \quad N_{ye} = \frac{\pi^2 EI_y}{\ell_{fl,y}^2}$$

N_{Sd} , $M_{0x,Sd}$, $M_{0y,Sd}$ - Valores de cálculo dos esforços solicitantes de primeira ordem

N_{Rd} - Valor de cálculo da força normal resistente de primeira ordem

$M_{x,Rd}$, $M_{y,Rd}$ - Valores de cálculo dos momentos resistentes

C_m – fator de equivalência de momentos na flexão composta, igual a 1 nos casos em que

houver forças transversais ao eixo da barra em estudo e igual a $0,6 + 0,4 \times \frac{M_1}{M_2}$ quando não

houver essas forças, conforme figura 4.11.

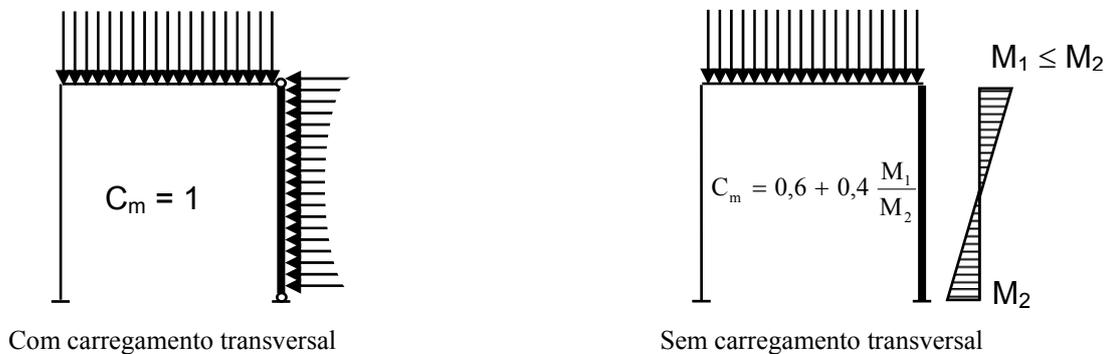


Figura 4.11 – Valores de C_m

Nota: A ABNT NBR 8800:2008 apresenta um procedimento mais preciso para a determinação dos esforços solicitantes, conforme detalhado no Capítulo 7 – 7.3.

A expressão usada neste texto pode ser entendida como um pré-dimensionamento. É uma boa aproximação para estruturas de pequena deslocabilidade ($B_2 \leq 1,1$). A ABNT NBR 8800:2008 classifica as estruturas como: pequena deslocabilidade, quando $B_2 \leq 1,1$; média deslocabilidade, quando $1,1 < B_2 \leq 1,4$ e grande deslocabilidade, quando $B_2 > 1,4$, em que

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{lh}}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{R_m \sum H_{Sd}}}, \text{ cujos termos são identificados em 7.3.}$$

4.4 EXEMPLO DE APLICAÇÃO

Exemplo 1 - Verificar o perfil CS 300 x 76 (AB) da estrutura da figura. Dados:

- aço ASTM A36;
- nós A e B travados na direção de menor inércia.

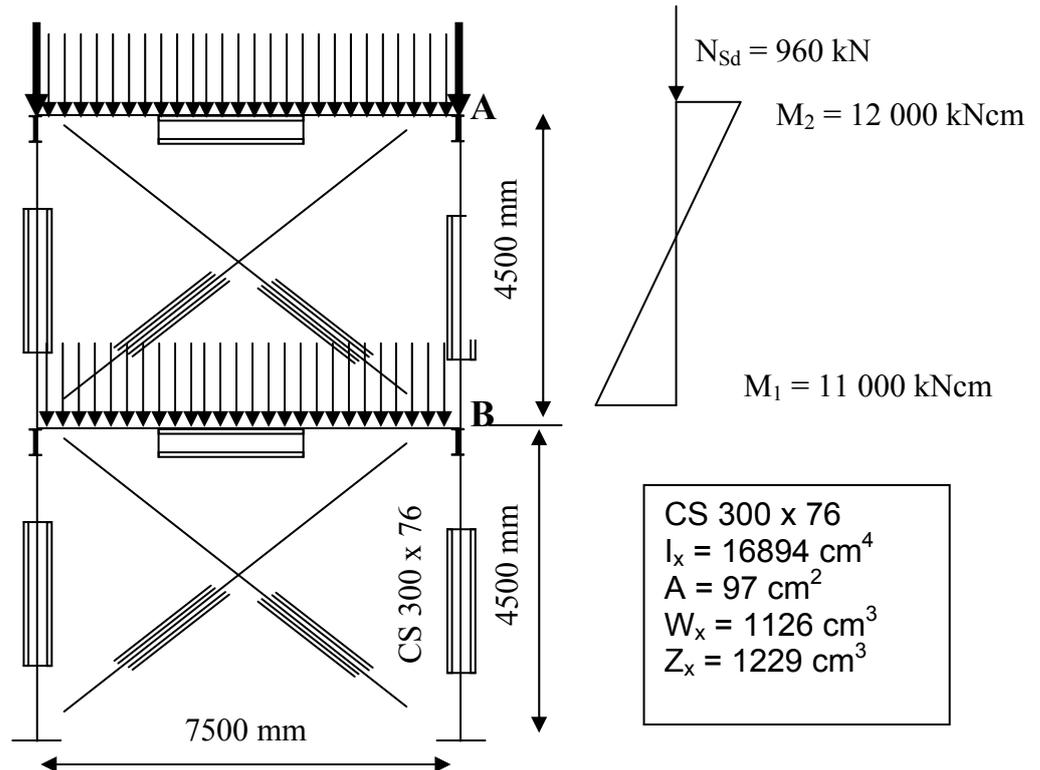


Figura - Pórtico contraventado

(compressão)

CS 300 x 76 (b/t = 12 e 34 – OK!)

$$r_y = 7,62\text{cm} \rightarrow \lambda_y = \frac{450}{7,62} = 59$$

$$\lambda_{y0} = \frac{\lambda_y}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}} = \frac{59}{89} = 0,66 \rightarrow \chi = 0,83 \therefore N_{Rd} = \frac{\chi A f_y}{1,1} = \frac{0,83 \times 97,0 \times 25,0}{1,1}$$

$$N_{Rd} = 1830 \text{ kN}$$

(flexão)

FLA

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{300 - 2 \times 12,5}{8} = 34,4$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,3 \quad \text{Não há necessidade de verificar FLA} \quad \text{OK!}$$

Portanto, pela FLA: M_p

FLM

$$\lambda_{\text{mesa}} = \frac{150}{12,5} = 12$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 11 \quad \text{Há necessidade de verificar FLM}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E k_c}{(f_y - \sigma_r)}}$$

$$0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0,76 \quad \rightarrow k_c = 0,68 \quad \rightarrow \lambda_r = 26,5$$

$$M_p = Z_x f_y = 1229 \times 35 = 30734$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = 0,7 \times 25 \times 1126 = 19705$$

$$\lambda_p \leq \lambda < \lambda_r \rightarrow M_{Rk} = M_p - (M_p - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} =$$

$$= \left(30734 - (30734 - 19705) \frac{12 - 11}{26,5 - 11} \right) = 30022$$

Portanto, pela FLM: $M_{Rd} = 30022/1,1 = 27293$

FLT

$$b = \frac{2,6W}{EI_t} (f_y - \sigma_r)(d - t_f) \qquad b = \frac{2,6 \cdot 1126}{20000 \cdot 43,8} (0,7 \cdot 25)(30 - 1,25) = 1,68$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 E \sqrt{I_y I_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + b^2}}}{W (f_y - \sigma_r) r_y} \qquad \lambda_r = \frac{1,38 \cdot 20000 \cdot \sqrt{5627 \cdot 43,8} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1,68^2}}}{1126 (0,7 \cdot 25) 7,61} = 157$$

$$\lambda_p = 50 < \lambda_y = \frac{450}{7,62} = 59 \leq \lambda_r = 157$$

$$M_p = Z_x f_y = 1229 \times 25 = 30734$$

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) = 112617,5 = 19705$$

$$M_1 = 11000; M_2 = 12000 \quad M_1/M_2 = -0,92$$

$$\left| \frac{M_1}{M_2} \right| \geq \frac{1}{3} \Rightarrow C_b = \frac{12,5}{6 + 0,5 \frac{M_1}{M_2}} = 2,25$$

$$M_{Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right]$$

$$M_{Rk} = 2,25 \left(30734 - (30734 - 19705) \frac{(59 - 50)}{(157 - 50)} \right) = 67024$$

$$M_{Rk} = 67024 > M_{pl} = 30734 \text{ portanto:} \quad M_{Rd} = M_{pl} / 1,1 \quad M_{Rd} = 27940 \text{ kN cm}$$

$$\text{FLT} \rightarrow M_{Rd} = 27940 \text{ kNcm}$$

$$\text{FLM} \rightarrow \underline{M_{Rd} = 27293 \text{ kNcm}}$$

$$\text{FLA} \rightarrow M_{Rd} = M_p / 1,1 = 27940 \text{ kN cm}$$

(flexocompressão)

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} = 0,6 + 0,4 \left(-\frac{1100}{1200} \right) = 0,23$$

$$N_{xE} = \frac{\pi^2 E I_x}{\ell^2} = \frac{\pi^2 20000 16894}{450^2} = 16468 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1 \quad B_1 = \frac{0,23}{1 - \frac{960}{16468}} = 0,24 \quad \underline{B_1 = 1}$$

$$M_{Sd} = B_1 12000 = 12000 \text{ kN cm}$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{960}{1830} = 0,53 \geq 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8 M_{Sd}}{9 M_{Rd}} = \frac{960}{1830} + \frac{8 12000}{9 27293} = 0,53 + 0,39 = 0,92 \text{ (OK)}$$

5 CONCEPÇÃO DAS CONEXÕES DE AÇO

Texto extraído do livro “Estruturas de aço de edifícios - Aspectos tecnológicos e de concepção” de Valdir Pignatta Silva e Fabio Domingos Pannoni. Editora: Edgard Blucher. 2010.

O projeto da conexão entre vigas e pilares pode influir significativamente no custo da estrutura. Deve ser concebido considerando-se: o comportamento da conexão (rígida ou articulada, por contato ou por atrito, etc.), limitações construtivas, facilidade de fabricação (padronização de soluções, facilitar automatização, acesso para soldagem, etc.) e montagem (simplicidade, acesso para o parafusamento, suportes temporários, etc.).

As conexões são executadas por meio de soldagem ou parafusamento. As ligações rebitadas deixaram de ser utilizadas há anos em razão de: utilização de mão de obra especializada, instalação lenta, pequena capacidade resistente e com grande variabilidade e dificuldade para inspeção.

5.1 Conexões parafusadas

Os parafusos são constituídos de cabeça, fuste e rosca (Figura 10.1). O parafuso é identificado pelo diâmetro do fuste (diâmetro nominal), no entanto, a resistência à tração do parafuso é função do diâmetro do fundo de rosca (diâmetro efetivo). A área efetiva vale cerca de 75% da área nominal.

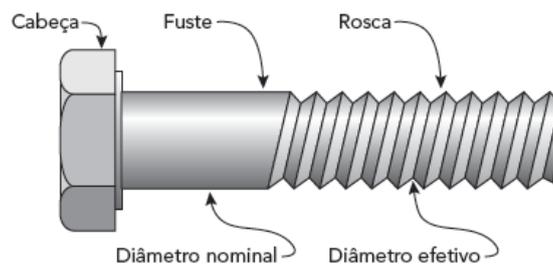


Figura 5.1- Parafuso.

Os parafusos dividem-se em: parafusos comuns e de alta resistência.

Os parafusos comuns são empregados apenas em peças secundárias, como: guarda-corpos, corrimãos, terças e longarinas de fechamento pouco solicitadas. Possuem baixa resistência mecânica. O tipo mais empregado segue a especificação norte-americana ASTM A307 com $41,5 \text{ kN/cm}^2$ (4.150 kgf/cm^2) de resistência à ruptura por tração. A instalação é feita com chave manual comum e sem controle de torque. Despreza-se a eventual resistência por atrito entre as chapas conectadas, permitindo-se, portanto, a movimentação entre elas.

Os parafusos de alta resistência são empregados nas ligações de maior responsabilidade. O tipo mais utilizado segue a especificação norte-americana ASTM A-325 com resistência à ruptura por tração de $82,5 \text{ kN/cm}^2$ para parafusos com diâmetro inferior ou igual a 25,4 mm e $72,5 \text{ kN/cm}^2$ para parafusos com maior diâmetro. Por causa da maior resistência, usam-se menos parafusos por ligação e, por decorrência, menores chapas de ligação. O parafuso de alta resistência deve ter torque controlado. Após um aperto inicial empregando chave comum, aplica-se o torque, cujo controle pode ser feito por torquímetro ou chave pneumática. Esses equipamentos devem ser calibrados diariamente conforme prescrições normativas. Alternativamente, o torque pode ser avaliado controlando-se a rotação da porca.

O torque aplicado causa uma força normal entre as chapas, permitindo, assim, considerar o

atrito entre elas. Na Figura 5.2 apresenta-se uma ligação por atrito submetida a força cortante. Nesse caso, a força aplicada não causa deslocamentos entre as chapas e, portanto, não há contato entre elas e o parafuso. A ligação por atrito proporciona maior rigidez à ligação e impede a movimentação das partes conectadas. São de particular importância em conexões submetidas a esforços alternados.

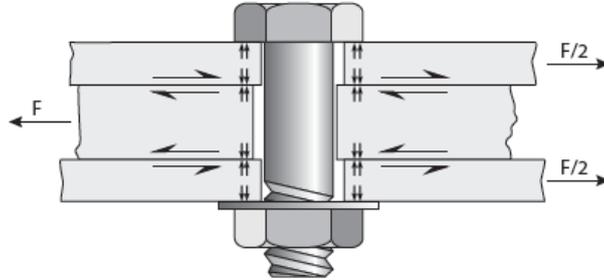


Figura 5.2 - Ligação à força cortante, por atrito.

Caso, no dimensionamento à força cortante, se desconsidere o atrito entre as chapas, elas sofrerão deslocamento relativo e haverá contato com o parafuso – como se observa na Figura 5.3, ao qual será transferido o esforço externo. Esse tipo de ligação é conhecido como *ligação por contato*.

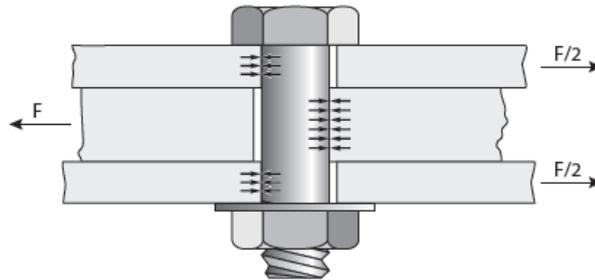


Figura 5.3 - Ligação à força cortante, por contato.

Além das *ligações à força cortante*, têm-se as *ligações à tração* (Figura 5.4) e as sujeitas aos esforços combinados de tração e força cortante.

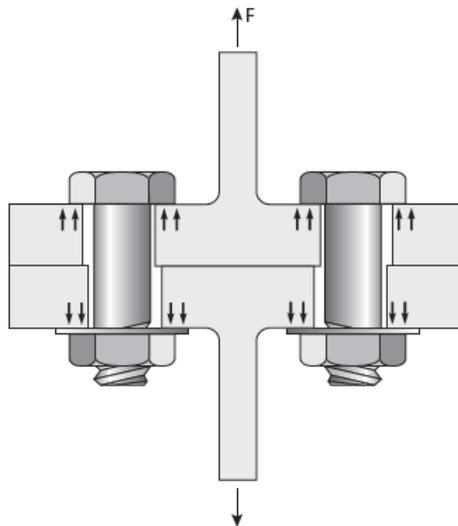


Figura 5.4 - Ligação à tração.

Os parafusos devem ser compatíveis com os aços dos elementos ligados. É o caso dos aços resistentes à corrosão atmosférica, em que se deve especificar os parafusos conforme a ASTM A325 Tipo 3, ou similar. Esses parafusos têm a mesma resistência dos ASTM A325, porém, com resistência à corrosão atmosférica.

5.2 Conexões soldadas

As conexões soldadas são mais rígidas. A ausência das reentrâncias de parafusos e porcas facilita a limpeza e a pintura, além de melhorar o acabamento final. São mais simples de serem executadas em estruturas existentes. O custo de fabricação é menor, pois não há furações e emprega-se menos material do que nas parafusadas, em vista de as dimensões serem reduzidas.

Por outro lado, a desmontagem é mais difícil e o controle de qualidade na obra torna-se mais complicado de ser aplicado.

5.3 Comportamento das Conexões

Modela-se uma conexão como *flexível* (articulação) ou *rígida* (engastamento). Ao se aplicar um momento fletor, uma ligação rígida não permite rotação, ou seja, o ângulo de rotação entre as partes conectadas é zero. Na ligação flexível, ao contrário, esse ângulo seria infinito, ou seja, a rotação é livre. É claro que, na prática, esses limites são inatingíveis. Por análise experimental, pode-se determinar o valor do ângulo de rotação entre as partes conectadas, isto é, o grau de rigidez da ligação. Para efeito de projeto, as ligações “mais rígidas” são admitidas rígidas, e as ligações “menos rígidas”, flexíveis (Figura 5.5). Atualmente, é possível considerar, via programas de computador, a semirrigidez das ligações.

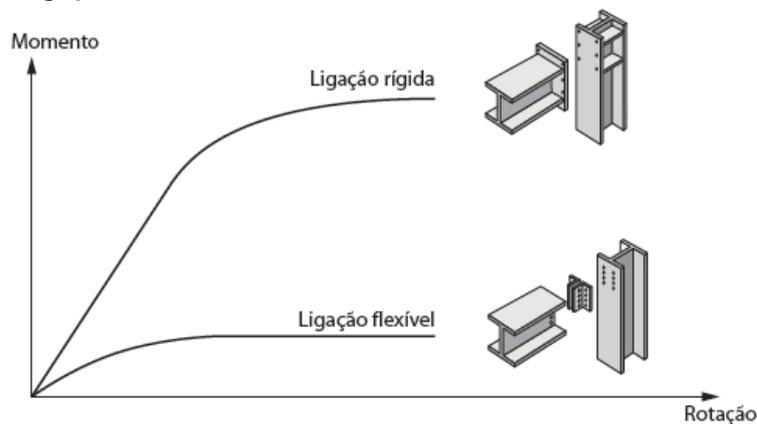


Figura 5.5 - Ligação rígida e flexível.

As conexões rígidas ou as flexíveis podem ser concebidas utilizando-se tanto parafusos quanto solda (Figura 5.6). É a concepção da ligação que traduz o seu funcionamento, e não o conector empregado. Tendo em vista o controle de qualidade exigido em conexões soldadas, é comum empregar parte das conexões soldadas, em fábrica, e parte parafusada, em obra.

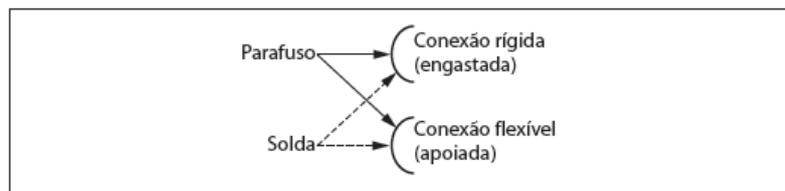


Figura 5.6 - Combinação de conectores.

Apresentam-se a seguir exemplos de projetos de conexões.

5.3.1 CONEXÕES FLEXÍVEIS

As conexões flexíveis devem ser concebidas de maneira a garantir: que as reações de apoio sejam transmitidas ao pilar ou viga que as recebem; a rotação de uma peça em relação à outra no plano da flexão (plano da alma no caso de uma viga com seção em forma de “I” ou “U” fletida em torno do eixo de maior inércia); e que a rotação em torno do eixo longitudinal seja impedida.

A seguir são apresentados alguns tipos padronizados de conexões que se comportam como flexíveis.

5.3.1.1 Conexão com cantoneira de alma

As Figuras 5.7 e 5.8 apresentam as ligações flexíveis com dupla cantoneira de alma (uma cantoneira em cada face da alma). A reação de apoio é transmitida ao pilar diretamente pelas cantoneiras. A rotação em torno do eixo longitudinal é impedida pelas cantoneiras, que, para isso, devem ter uma altura mínima, padronizada. A rotação da viga no plano da alma é permitida por causa da flexibilidade das cantoneiras.

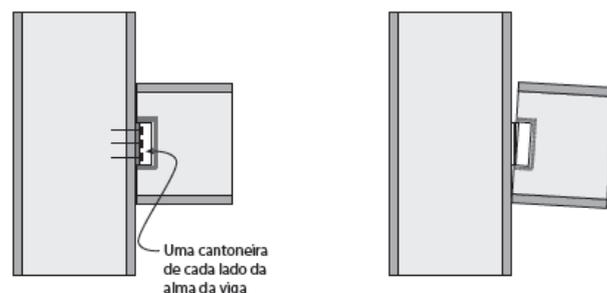


Figura 5.7 - Ligação flexível com cantoneiras de alma, na direção de maior inércia.

No caso apresentado na Figura 5.8, se a largura da viga interferir com as mesas do pilar, a mesa da viga pode ser cortada, pois, por ser uma ligação articulada, não há momento fletor e, por consequência, forças nas mesas junto ao apoio.

O ideal nesse tipo de conexão é que as cantoneiras venham, de fábrica, soldadas na viga, e, em obra, seja feito o parafusamento.

Caso seja necessário usar solda em obra, a aba da cantoneira em contato com o pilar deve receber somente solda vertical. Soldagem horizontal prejudicaria o movimento da cantoneira que permite a rotação no plano da alma da viga. As cantoneiras jamais devem vir de fábrica soldadas no pilar, pois isso pode inviabilizar a montagem da viga, em virtude de ela não se encaixar no espaço entre cantoneiras.

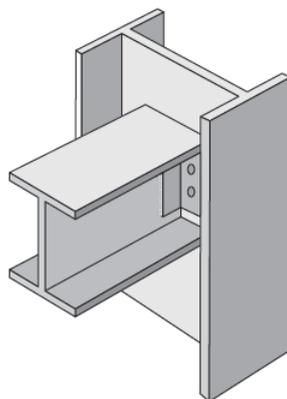


Figura 5.8 - Ligação flexível com cantoneiras de alma na direção de menor inércia.

5.3.1.2 Conexão com cantoneira de assento

A conexão flexível que emprega cantoneiras ligadas às mesas é apresentada na Figura 5.9. A reação de apoio é transmitida ao pilar pela cantoneira inferior. A cantoneira superior é prevista para evitar o deslocamento lateral e a rotação da viga em relação ao eixo longitudinal. Essas cantoneiras devem ser suficientemente flexíveis para permitir a rotação da viga em relação ao pilar. Uma desvantagem de tal esquema é que essa cantoneira pode interferir com as placas de piso. No caso, a cantoneira superior pode ser colocada na alma da viga.

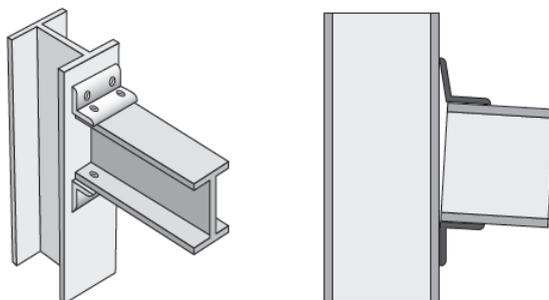


Figura 5.9 - Ligação flexível com cantoneiras nas mesas.

Caso seja utilizada solda, deve ser evitada a soldagem vertical no contato entre cantoneira superior e pilar para não prejudicar a rotação da viga no plano de flexão. Mas é aconselhável usar solda vertical na fixação entre cantoneira inferior e pilar. Solda horizontal causa transferência de esforços transversais ao pilar (Figura 5.10).

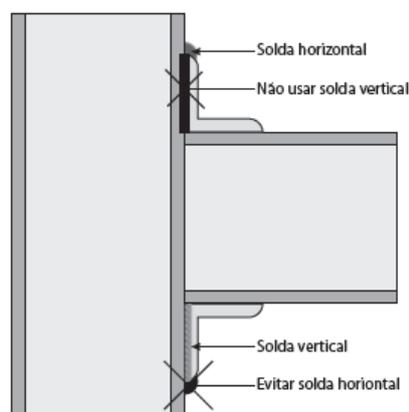


Figura 5.10 - Ligação com cantoneiras soldadas a viga e pilar.

5.3.1.3 Conexão com chapa de extremidade

Na Figura 5.11 é apresentada a conexão flexível com chapa de extremidade. A reação de apoio é transmitida ao pilar por meio da chapa. Essa chapa deve ter dimensões suficientes para evitar a rotação da viga em relação ao seu eixo longitudinal. E deve ter suficiente flexibilidade para permitir, por flexão entre parafusos, a rotação da viga em relação ao pilar.

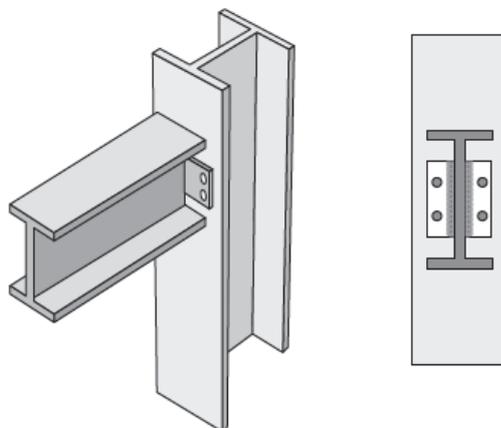


Figura 5.11 - Ligação flexível com chapa de extremidade.

5.3.1.4 Conexão com chapa de alma

Na Figura 5.12 é apresentada a conexão flexível com chapa de alma. A reação de apoio é transmitida ao pilar por meio da chapa. Essa chapa deve ter dimensões suficientes para evitar a rotação da viga em relação ao seu eixo longitudinal. A rotação da viga em relação ao pilar é conseguida pela elasticidade da chapa e pelas folgas dos parafusos.

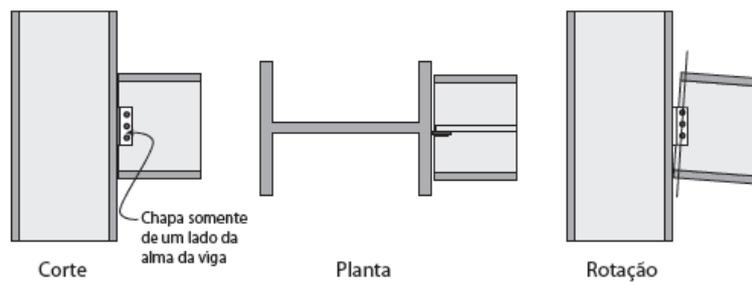


Figura 5.12 - Ligação flexível com chapa de alma.

5.3.2 Conexões rígidas

As conexões rígidas devem ser concebidas de forma a garantir: que as reações de apoio sejam transmitidas ao pilar ou viga que as recebem; e que a rotação em torno do eixo longitudinal e a rotação de uma peça em relação à outra no plano da flexão sejam impedidas.

Os esforços externos são transferidos através dos pilares e vigas, por meio de momento fletor, força cortante e força normal de compressão ou de tração. Para facilitar o entendimento do comportamento de uma conexão rígida, admite-se que o binário que compõe o momento fletor atue somente nas mesas da viga (Figura 5.13). Então, o momento fletor é transferido da viga ao pilar ao se ligar às mesas. Como a alma também deve ser ligada para a transmissão da força cortante, tem-se que toda a seção transversal é ligada. Assim, a rotação em torno do eixo longitudinal da viga é, naturalmente, impedida.

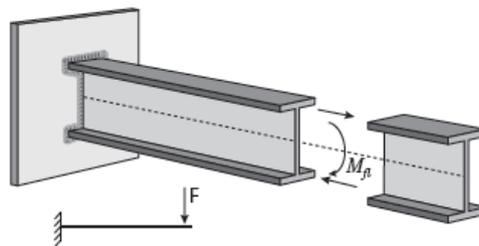


Figura 5.13 - Transmissão do momento fletor.

5.3.2.1 Conexões com chapa de extremidade

Na Figura 5.14, vê-se uma conexão rígida com chapa de extremidade com todos os elementos necessários ao desempenho da ligação.

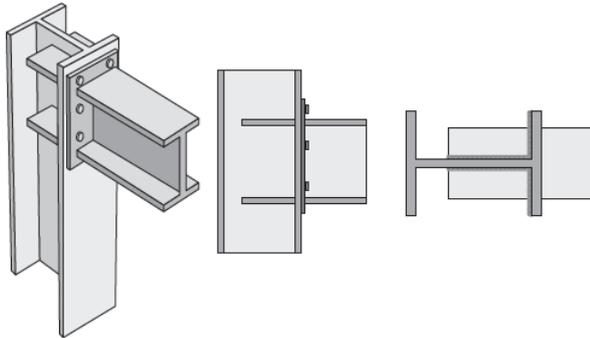
Admitindo-se que a mesa superior da viga é tracionada, a transmissão dos esforços da viga ao pilar (Figura 5.15) é feita na sequência apresentada a seguir.

A força axial à mesa tracionada provoca flexão da chapa de extremidade entre os parafusos que a ligam ao pilar. Os parafusos, por tração, transmitem o esforço à mesa do pilar, que tende a deformar-se por flexão. Essa flexão é impedida pela colocação de uma chapa (nervura) soldada à mesa e à alma do pilar, ao nível da mesa superior (tracionada) da viga. Essa chapa, por sua vez, transmite o esforço, por força cortante, através das soldas, à alma do pilar.

A força axial à mesa comprimida da viga é transmitida à mesa do pilar, por contato direto, sem que haja tendência de flexão da mesa. A alma do pilar é protegida contra enrugamento

por intermédio de uma chapa (nervura) ao nível da mesa inferior (comprimida) da viga. Essa chapa, soldada à mesa e à alma do pilar, transmite o esforço, por força cortante, à alma do pilar.

A reação de apoio é transmitida ao pilar por intermédio dos parafusos submetidos à força cortante. Dessa forma, há parafusos submetidos apenas à cortante (inferiores, no caso descrito) e simultaneamente à cortante e à tração (superiores). Essa é a causa de haver mais parafusos na parte de cima da ligação.



- Figura 5.14 - Ligação rígida entre viga e pilar com chapa de extremidade na direção de maior inércia.

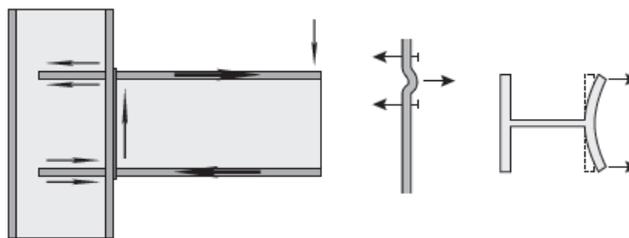


Figura 5.15 - Caminhamento de esforços em uma ligação rígida.

Na Figura 5.16, vê-se um esquema de ligação rígida nas duas direções do pilar. Pode haver dificuldade na ligação na direção de menor inércia do pilar em virtude das dimensões e de interferência das nervuras. Nesse caso, não se pode cortar a mesa superior da viga, pois é a região de maiores momentos fletores. Aproveitam-se as nervuras existentes, acrescenta-se mais chapa vertical e “desloca-se” a ligação para fora do pilar.

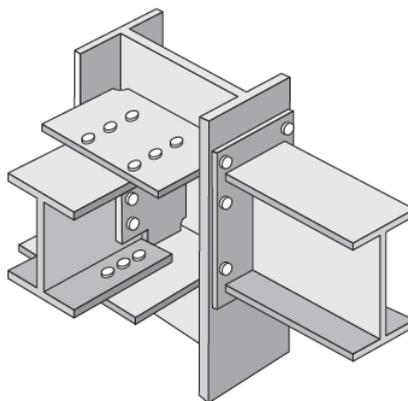


Figura 5.16 - Ligação rígida entre viga e pilar com chapas de mesa e alma na direção de menor inércia.

A conexão rígida pode ser conseguida também ligando-se todas as partes da viga por meio de solda (Figura 5.17), porém valem as mesmas observações sobre a inclusão das nervuras internas ao pilar.

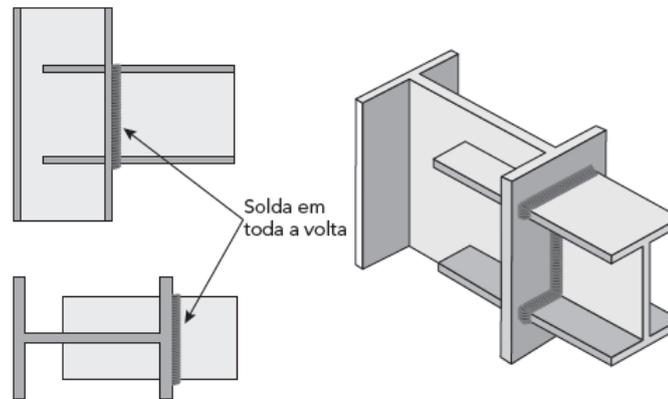


Figura 5.17 - Ligação rígida soldada.

5.3.3 Ligação de travamentos

Na figura 5.18 vê-se a ligação entre um travamento vertical e um pilar e na figura 5.19 entre um travamento horizontal e uma viga.

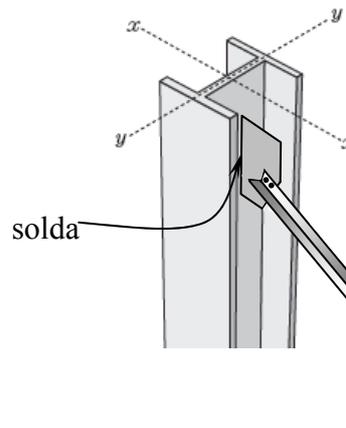


Figura 5.18 - Ligação entre travamento vertical e pilar

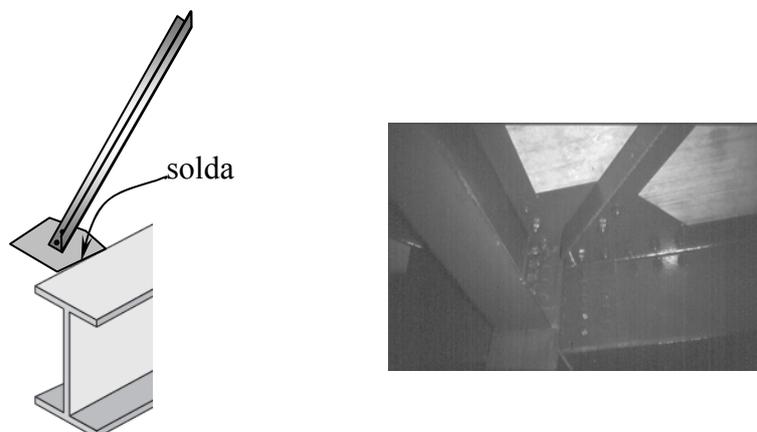


Figura 5.19 - Ligação entre travamento horizontal e viga

5.3.4 Ligação de pilares às fundações

Os pilares podem ser engastados ou articulados às fundações. É possível, também, articular num plano e engastar em outro. Os engastes de fundação conduzem a uma economia de aço nos pilares, mas transferem mais esforços às fundações. Exatamente o contrário ocorre nos pilares articulados nas fundações. Portanto, para a escolha mais adequada, é conveniente conhecer as características do solo.

5.3.4.1 Conexão articulada

Um pilar pode se ligar à fundação por meio de uma articulação. Nesse caso, o momento (binário) resistente deve ser, idealmente, nulo. Nos casos reais, reduz-se ao máximo o momento, aproximando-se os chumbadores (barras redondas rosqueadas) que servem de ligação entre o pilar e a fundação de concreto (Figura 5.20). A conexão não consegue absorver momento fletor em torno do eixo x-x. Em torno do eixo y-y, consegue absorver uma pequena parcela do momento, que pode ser desprezada.

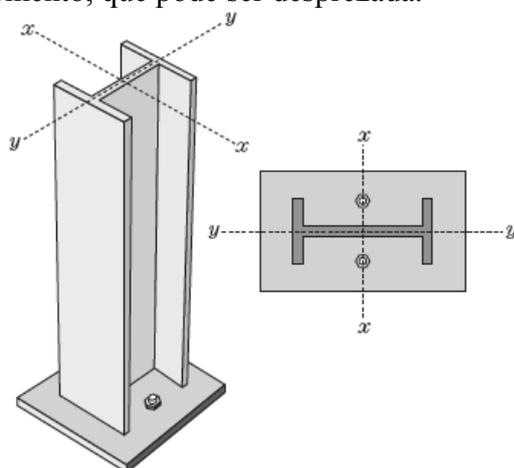


Figura 5.20 - Ligação articulada de pilares à fundação.

5.3.4.2 Conexão engastada

O engaste do pilar à fundação ocorre se os momentos fletores puderem ser transferidos integralmente; portanto, deve haver um momento (binário) resistente. A força de tração do binário corresponde ao chumbador, e a de compressão, ao concreto. Para enrijecer a chapa de ligação, é comum incluir nervuras verticais (figura 5.21).

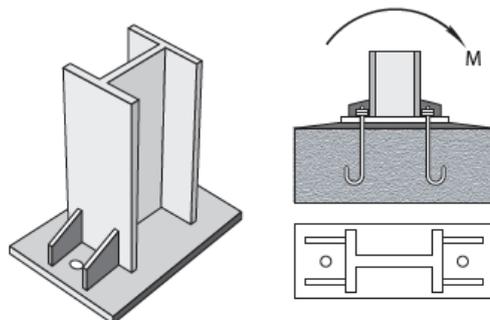


Figura 5.21 - Ligação engastada de pilares à fundação.

6 PROJETO

Entende-se por projeto o conjunto de cálculos, desenhos e especificações de fabricação e de montagem da estrutura. Para as edificações de grande porte construídas com estruturas de aço o conjunto de desenhos que compõe o projeto é formado por três tipos, cada um contendo determinadas informações e objetivando um determinado fim:

- desenhos de projeto ou de engenharia – desenhos simples que fornecem a solução de concepção e dimensionamento da estrutura;
- desenhos de fabricação – desenhos em que tudo é detalhado propiciando a fabricação dos elementos de aço;
- desenhos de montagem – desenhos simples em que os elementos estruturais são marcados a fim de viabilizar a montagem.

6.1 DESENHOS DE PROJETO

Os desenhos de projeto são elaborados sob responsabilidade do engenheiro estruturista e devem ser executados em escala adequada para o nível das informações desejadas. Devem conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de montagem e para o projeto das fundações. Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas complementares que foram usadas e dar as especificações de todos os materiais estruturais empregados. Devem indicar também os dados relativos às ações adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para a preparação adequada dos desenhos de fabricação.

Nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto será normal ou com protensão inicial e, nesse último caso, se os parafusos trabalharão a cisalhamento, se a ligação é por atrito ou por contato.

As ligações soldadas devem ser caracterizadas por simbologia adequada que contenha informações completas para sua execução, de acordo com a AWS A2.4.

No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto ou memorial de cálculo o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela estrutura, os valores dessas ações e, quando for o caso, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.

Quando o método construtivo for condicionante, tendo feito parte dos procedimentos do cálculo estrutural, devem ser indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura, além de outras informações similares relevantes. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de equipamento que será utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que serão ocupadas temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, incluindo posição de amarração de cabos ou espinas. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser consideradas.

Nos casos onde os comprimentos das peças da estrutura possam ser influenciados por variações de temperatura durante a montagem, devem ser indicadas as faixas de variação consideradas. Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas e treliças.

A figura 6.1 ilustra um desenho de projeto.

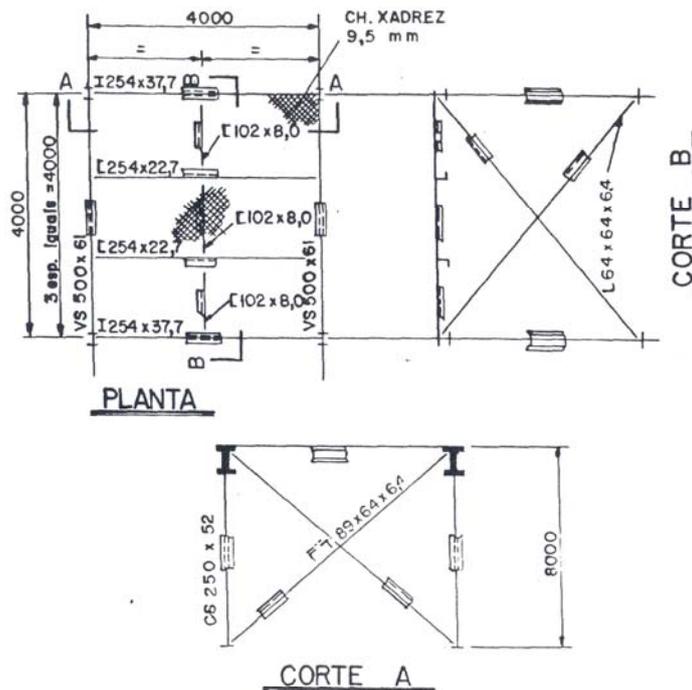


Figura 6.1 – Exemplo de um desenho de projeto.

6.2 DESENHOS DE FABRICAÇÃO

Os desenhos de fabricação, geralmente elaborados sob a responsabilidade dos fabricantes, devem traduzir fielmente as informações contidas nos desenhos de projeto, fornecendo informações completas para a produção de todos os elementos componentes da estrutura, incluindo materiais utilizados e suas especificações, locação, tipo e dimensão de todos os parafusos e soldas de fábrica e de campo. Sempre que necessário, deve-se indicar nos desenhos a sequência de execução de ligações importantes, para evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivos. As figuras 6.2 e 6.3 ilustram desenhos de fabricação.

6.3 DESENHOS DE MONTAGEM

Os desenhos de montagem devem indicar as dimensões principais da estrutura, marcas das peças, dimensões de barras (quando necessárias à aprovação), elevações das faces inferiores de placas de base de pilares, todas as dimensões e detalhes para colocação de chumbadores, locação, tipo e dimensão dos parafusos, soldas de campo, posições de montagem e outras informações necessárias à montagem da estrutura. Devem ser claramente indicados todos os elementos permanentes ou temporários essenciais à integridade da estrutura parcialmente construída.

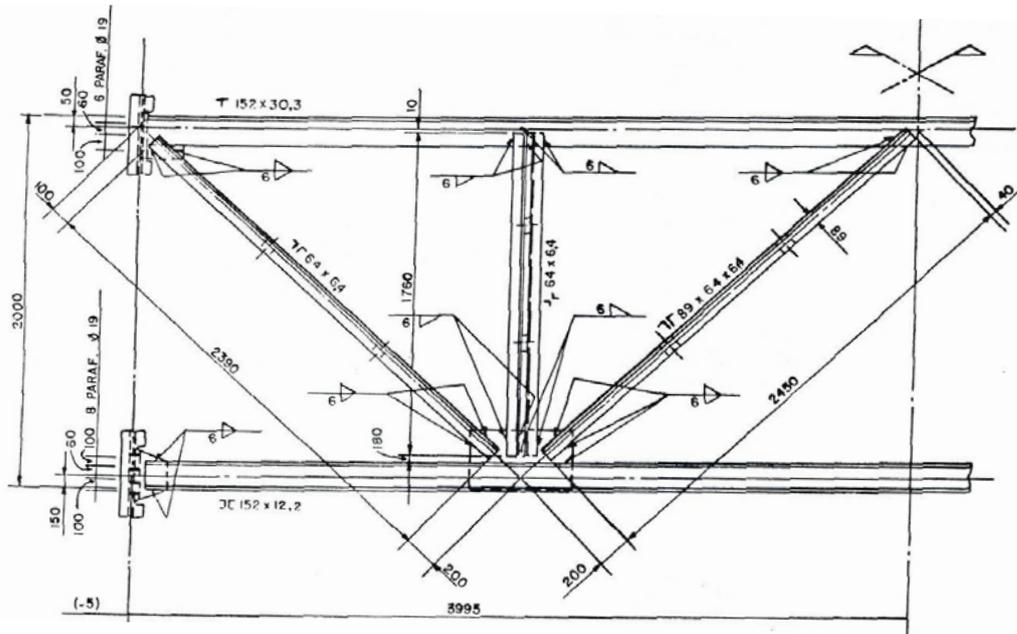


Figura 6.2 – Exemplo de um desenho de fabricação

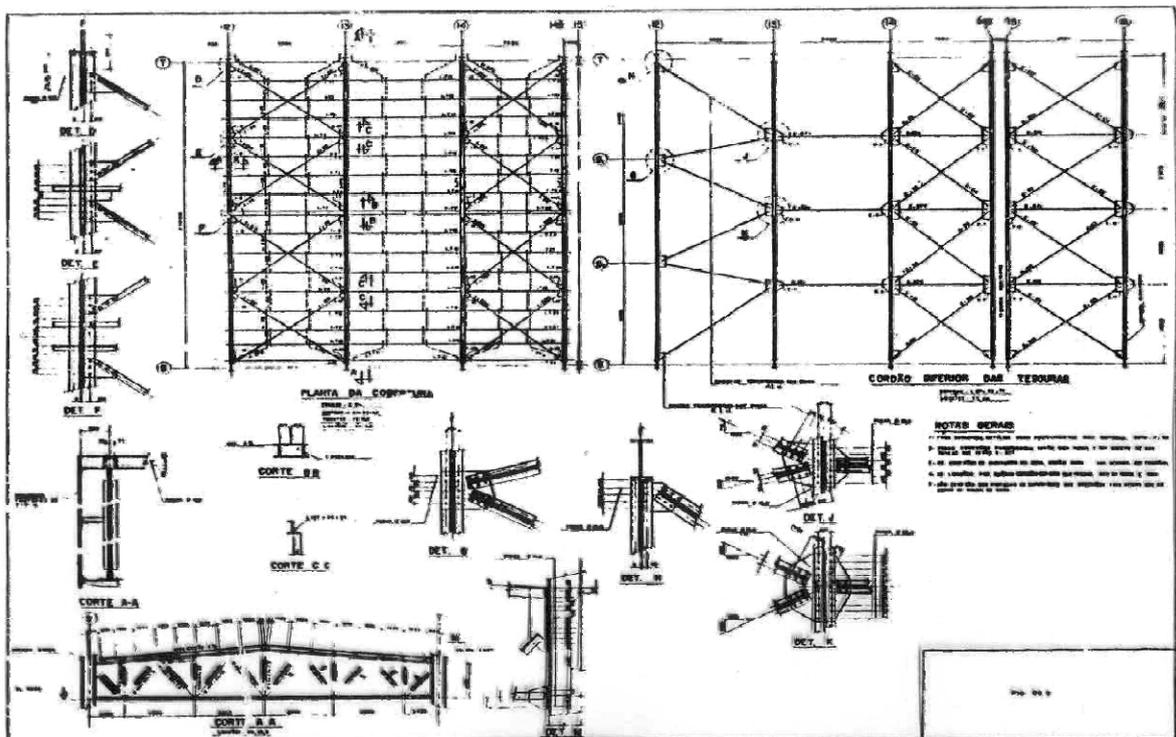


Figura 6.3 – Exemplo de um desenho de fabricação de uma cobertura

7 ANÁLISE ESTRUTURAL

O texto referente aos itens 7.1, 7.2 e 7.4 foi extraído do livro “Estruturas de aço de edifícios - Aspectos tecnológicos e de concepção” de Valdir Pignatta Silva e Fabio Domingos Pannoni. Editora: Edgard Blucher. 2010.

7.1 DESLOCABILIDADE DE PÓRTICOS

- *Deformação* é a mudança de forma do elemento estrutural quando submetido a um conjunto de forças. Os elementos das subestruturas diferenciam-se quanto ao tipo de deformação sofrida (Figuras 7.1 a 7.3).

- *Pórtico plano* – as vigas e os pilares que o compõem sofrem deformações axiais (extensão ou redução) e por flexão. Não ocorre deformação por torção.

- *Treliça plana ou tridimensional* – os elementos que as compõem sofrem apenas deformações axiais.

- *Grelha* – as vigas que a compõem sofrem deformações axiais, por flexão e por torção.



Figura 7.1 - Deformação axial

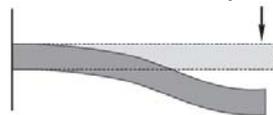


Figura 7.2 - Deformação por flexão



Figura 7.3- Deformação por torção

Deslocamento é o valor da distância entre a posição original e a final de um ponto da estrutura.

Nos elementos estruturais correntemente empregados na construção civil, o deslocamento de pontos devido à deformação axial, quer por tração ou compressão, é muito menor do que o deslocamento provocado pela flexão. As treliças são estruturas de grande rigidez, pois o deslocamento de seus nós dependem somente da deformação axial. No caso dos pórticos, os deslocamentos nodais podem ser função tão somente de deformação axial, mas também de deformação por flexão. Assim, classificam-se, de forma qualitativa, os pórticos em deslocáveis e indeslocáveis.

Pórticos indeslocáveis – pórticos em que o deslocamento de todos os nós depende apenas da deformação axial de barras. Na Figura 7.5 a indeslocabilidade é conseguida por meio da barra inclinada ou travamento.

Pórticos deslocáveis – pórticos em que o deslocamento de pelo menos um de seus nós depende da deformação por flexão de pilares (Figura 7.6). Não se deve confundir estruturas deslocáveis em equilíbrio estável com estruturas hipostáticas.

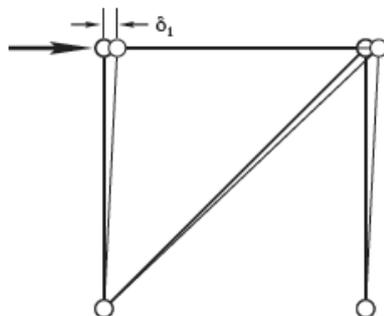


Figura 7.5 - Pórtico indeslocável

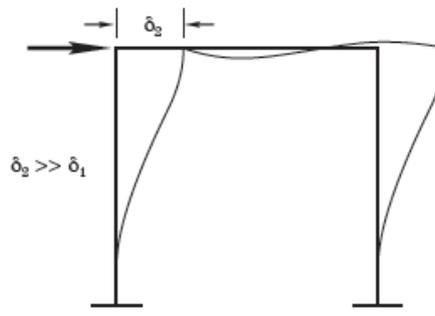


Figura 7.6 - Pórtico deslocável

Na Figura 7.7, veem-se diversos tipos de pórticos deslocáveis, que se diferenciam quanto ao número e à posição das ligações rígidas (“engastes”).

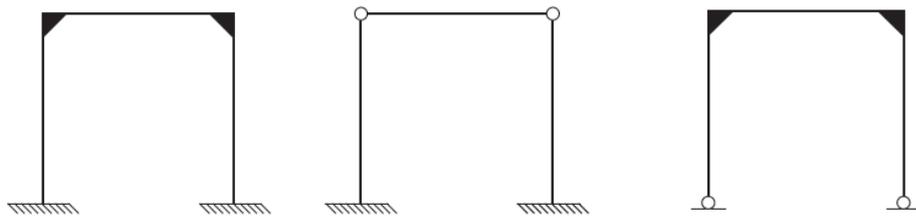


Figura 7.7 - Pórticos deslocáveis com diferentes concepções

Os pórticos deslocáveis, geralmente, são menos econômicos do que os indeslocáveis, em vista de a ligação rígida exigir maior quantidade de material (parafusos ou soldas e chapas de ligação) e mais trabalho de fabricação e de montagem da conexão. Além disso, podem ser necessários pilares mais robustos com o objetivo de limitar os deslocamentos. No entanto, os pórticos indeslocáveis, pela adição de travamentos, prejudicam eventuais passagens sob eles e exigem adequações à arquitetura do edifício.

Os pórticos indeslocáveis podem ser concebidos das seguintes maneiras:

Apoio direto no plano – ligando-se o pórtico, no seu plano, a uma estrutura estável; se esta for indeslocável, o pórtico também será (Figura 7.8). No contexto da estrutura, esses pórticos são chamados de pórticos contraventados, e a estrutura que os apoia, estrutura de contravento.

Travamentos no plano – acrescentando-se um ou mais elementos (travamentos) no plano do pórtico (item 7.2).

Travamentos fora do plano – ligando-se o pórtico, por meio de travamentos pertencentes a um plano ortogonal ao pórtico (Figura 7.9), a uma estrutura estável, se esta for indeslocável, o pórtico também será. No contexto da estrutura, esses pórticos são chamados de pórticos contraventados, e a estrutura que os apoia, estrutura de contravento. Se houver uma laje maciça que consiga transferir os esforços horizontais, ela faz o papel do travamento horizontal, que pode ser prescindido.

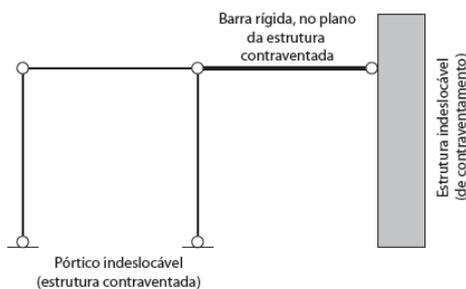


Figura 7.8 - Pórtico indeslocável por apoio direto no plano

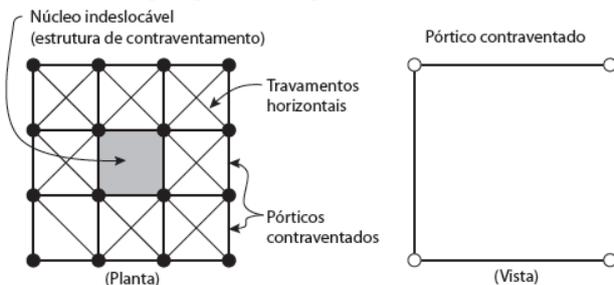


Figura 7.9 - Pórtico indeslocável contraventado fora do plano

7.2 SISTEMAS DE TRAVAMENTOS

Quando não for possível apoiar diretamente o pórtico, a solução mais econômica, para um pórtico plano, é o travamento em forma de “X”, tornando-o indeslocável. Ele pode ser calculado como isostático, mais simples, e as ligações são articuladas, mais simples de serem fabricadas e montadas.

Embora, do ponto de vista estático, bastasse colocar uma barra diagonal, ela seria solicitada ora à tração ora à compressão (Figura 7.10), pois as forças horizontais alternam o sentido conforme o vento. Dessa forma, a barra deveria ser dimensionada à compressão considerando o fenômeno da instabilidade. No entanto, utilizando-se o travamento em forma de “X” com as duas barras dimensionadas somente à tração, portanto mais esbeltas,

e conectadas entre si (Figura 7.11), é possível conseguir o equilíbrio. Essa solução conduz a menor consumo de material.

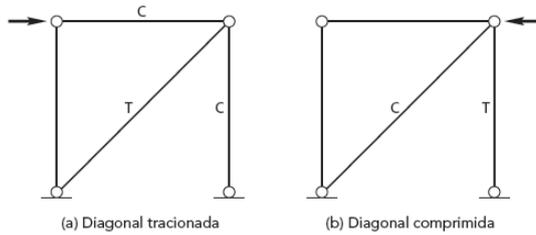


Figura 7.10 - Pórtico travado por uma diagonal

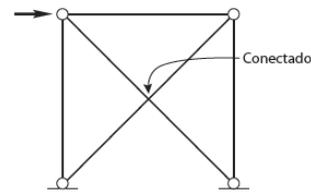


Figura 7.11 - Travamento em "X" com diagonais conectadas entre si

Entende-se melhor o comportamento de uma estrutura travada em "X", supondo que as diagonais nada resistam à compressão, por exemplo, que sejam fios. Quando a força do vento atua para a direita, conforme a Figura 7.12a, a diagonal que seria comprimida sai do esquema, e a diagonal tracionada é suficiente para o equilíbrio. Quando a força atua para a esquerda, conforme a Figura 7.12b, o esquema se inverte. A diagonal tracionada é suficiente para garantir o equilíbrio.

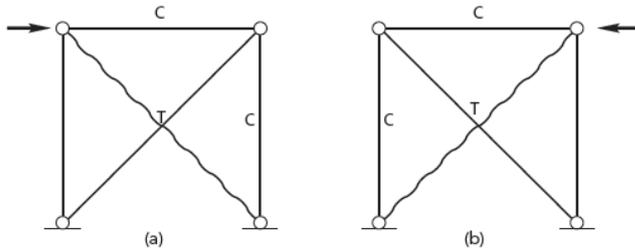


Figura 7.12 - Comportamento do travamento em "X"

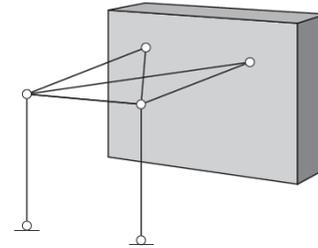


Figura 7.13 - Pórtico contraventado por meio de travamento horizontal

O mesmo procedimento pode ser empregado no travamento em planos horizontais, como pode ser visto nas Figuras 7.9 e 7.13.

A forma de travamento em "X" é a mais comum, por ser a mais econômica, mas outras podem ser adotadas, dependendo das necessidades de uso da edificação.

O travamento em "Y" com barras somente dimensionadas à tração (Figura 7.14) tem comportamento similar ao "X". Para ventos para a direita, o conjunto "Y" da esquerda é tracionado e o conjunto da direita é comprimido e desconsiderado. Para ventos para a esquerda, inverte-se o esquema.

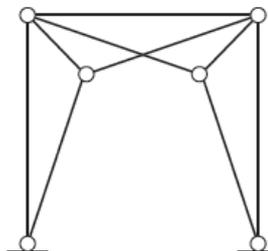


Figura 7.14 - Pórtico contraventado em "Y".

Há dois tipos de travamento em "K". No primeiro, com as duas barras inclinadas resistindo apenas à tração (Figura 7.15), consegue-se o equilíbrio à custa de uma força transversal atuando na barra horizontal, provocando flexão adicional. Assim, a viga deverá ser dimensionada incluindo o momento fletor adicional e com vão total.

No segundo tipo de travamento, com as duas barras inclinadas dimensionadas à

compressão (Figura 7.16), o equilíbrio é conseguido apenas com as duas barras. Além disso, nessa segunda alternativa, a viga poderá ser dimensionada com "meio" vão, pois as barras diagonais podem servir de apoio à viga.

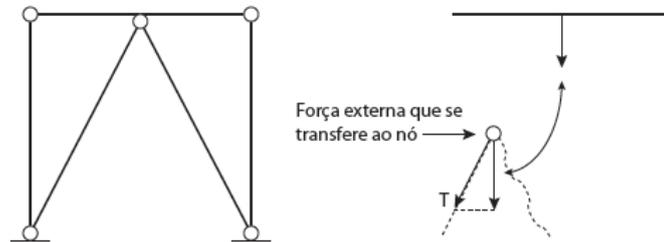


Figura 7.15 - Travamento em "K" com barras dimensionadas à tração

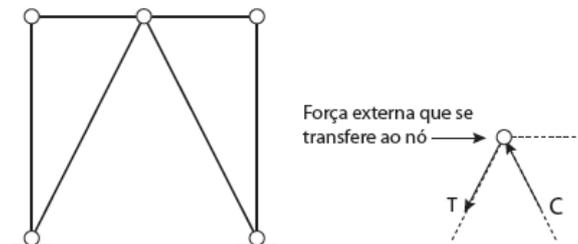


Figura 7.16 - Travamento em "K" com barras dimensionadas à compressão.

7.3 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

O comportamento linear das estruturas é uma simplificação da realidade, no entanto, conduz a bons resultados em muitos casos, por exemplo, para as vigas apresentada na figura 7.17. Em pilares, especialmente nas barras sob flexocompressão, entretanto, desconsiderar o efeito da não linearidade pode levar a erros consideráveis contra a segurança. Nesses casos, deve ser feita uma análise não linear geométrica ou análise geometricamente não linear.

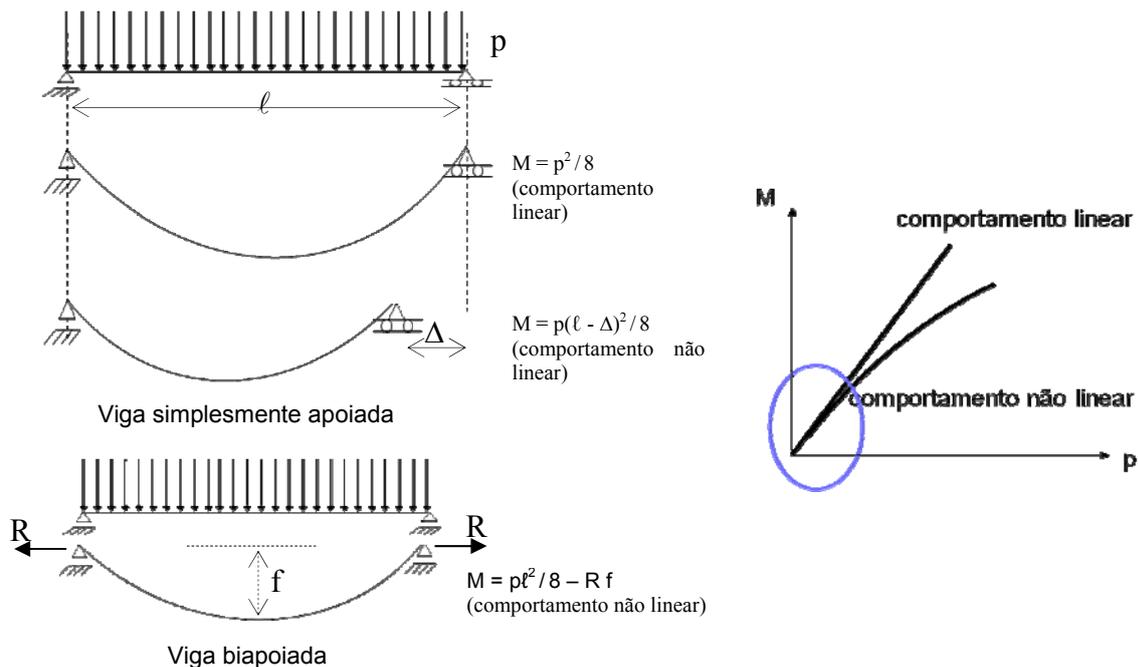
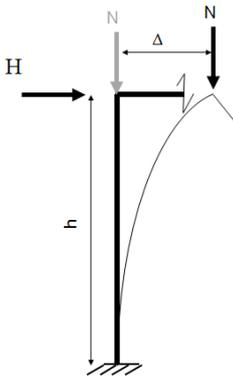


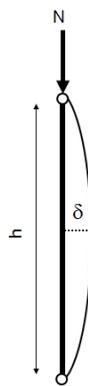
Figura 7.17 – Comportamento das vigas

Por simplicidade, divide-se a não linearidade em não linearidade global e local. A primeira considera a deslocabilidade dos nós da estrutura e a segunda a deslocabilidade entre os nós, conforme figura 7.18 e 7.19.

O efeito da não linearidade global pode ser avaliado por meio do fato B_2 que será visto mais adiante. O efeito da não linearidade local pode ser avaliado por meio do fator B_1 que é visto com mais detalhes no item referente à flexão composta.



7.18 – Não linearidade global: $P \Delta$



7.19 – Não linearidade local: $P \delta$

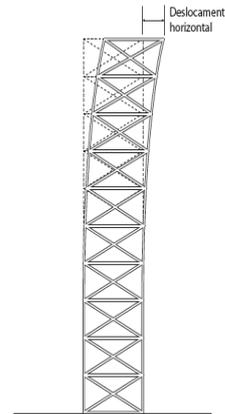


Figura 7.20 - Pórtico de grande altura

A classificação “deslocável – indeslocável” é bastante prática para a concepção da estrutura; no entanto, para o cálculo estrutural, é necessário avaliar a sensibilidade da estrutura ao deslocamento lateral. Por exemplo, um pórtico deslocável, conforme a definição apresentada, formado por pilares muito robustos, terá um deslocamento nodal pequeno. Por sua vez, o deslocamento nodal de uma torre ou de um edifício alto (Figura 7.20) formado por pórticos indeslocáveis será a soma dos pequenos deslocamentos de cada nível e poderá ser grande.

Há maneiras quantitativas de se analisar as estruturas em função da sensibilidade a deslocamentos laterais. Elas são classificadas em estruturas de pequena, média ou grande deslocabilidade. Quanto maior a deslocabilidade, mais trabalhoso será o cálculo estrutural. As estruturas são classificadas em função dos deslocamentos horizontais de seus nós (Figura 7.21) em:

pequena deslocabilidade quando $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,1$

média deslocabilidade quando $1,1 < \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \leq 1,4$

grande deslocabilidade quando $\frac{\Delta_2}{\Delta_1} > 1,4$

em que Δ_1 é o deslocamento linear ou de 1ª. ordem e Δ_2 é o deslocamento incluindo os efeitos da não linearidade.

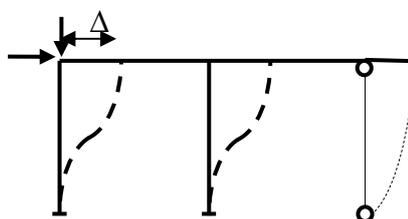


Figura 7.21 – Deslocamento do nó

Uma forma simplificada de se determinar a relação $\frac{\Delta_2}{\Delta_1}$ é aproximá-la por B_2 , em que

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{1h}}{h} \frac{\sum N_{sd}}{R_m \sum H_{sd}}}$$

onde:

$\sum N_{sd}$ - somatório das forças axiais solicitantes de cálculo em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais (inclusive nos pilares e outros elementos que não pertençam ao sistema resistente a ações horizontais), no andar considerado

R_m - coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraventamento formadas por pórticos nos quais a estabilidade lateral é assegurada pela rigidez à flexão das barras e pela capacidade de transmissão de momentos das ligações e igual a 1,0 para todas as outras estruturas

Δ_{1h} - deslocamento horizontal relativo (entre andares), obtido da análise de primeira ordem

$\sum H_{sd}$ - força cortante no andar, produzida pelas forças horizontais atuantes, usadas para determinar Δ_{1h}

h - altura do andar (distância entre eixos de vigas)

O efeito da deslocabilidade dos pórticos nos esforços solicitantes pode ser determinado por meio de programas de computador que consideram a não linearidade geométrica. Uma maneira de levar-se em conta a não linearidade geométrica empregando-se apenas programas lineares é fornecido pela ABNT NBR 8800:2008 e descrito a seguir.

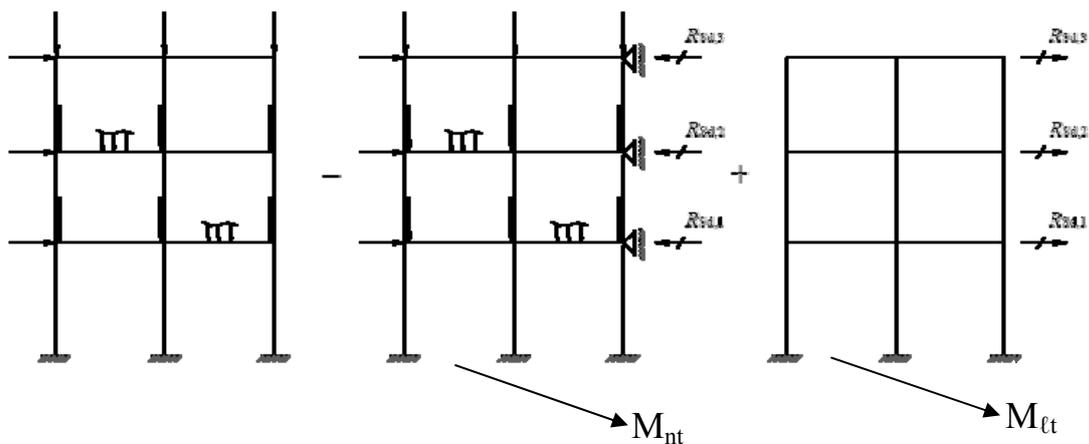
A NBR 8800 aceita a aproximação no cálculo dos S_d , por meio da aplicação dos amplificadores B_1 e B_2 , conforme figura 7.22 ou as seguintes equações:

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t} \quad \text{e} \quad N_{sd} = B_1 N_{nt} + B_2 N_{\ell t}$$

Onde:

M_{nt} e N_{nt} - valores de cálculo dos esforços solicitantes, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente (usando-se, na análise, contenções horizontais fictícias em cada andar)

$M_{\ell t}$ e $N_{\ell t}$ - momento fletor e força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas)



$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1 \quad B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{0,85} \frac{\Delta_{lh}}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \geq 1$$

N_e é a força crítica da barra calculada com nós impedidos de se deslocar horizontalmente ($K=1$)
 N_{Sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra de primeira ordem
 C_m é um coeficiente de equivalência de momentos para o pórtico travado

Figura 7.22 – Consideração da não linearidade geométrica de forma simplificada

É importante ressaltar que as imperfeições geométricas iniciais devem ser consideradas por meio de forças horizontais fictícias (também chamadas nocionais) no valor de $0,3 \% \sum N_{Sc}$.

A determinação dos esforços solicitantes deve ser feito em função do grau de deslocabilidade da estrutura, da seguinte forma:

- Estruturas de pequena deslocabilidade:

$$\text{Se } N_{Sd} \leq \frac{A f_y}{2}$$

modo a) somam-se as forças horizontais reais e nocionais e os esforços solicitantes serão multiplicados por B_1 , sem necessidade de se dividir as estruturas como mostrado na figura 7.22

ou

modo b) consideram-se os maiores valores entre as forças horizontais reais e nocionais e determinam-se os esforços solicitantes da forma indicada na figura 7.22

$$\text{Se } N_{Sd} > \frac{A f_y}{2} \text{ emprega-se o modo b anterior}$$

- Estruturas de média deslocabilidade:

consideram-se os maiores valores entre as forças horizontais reais e nocionais e determinam-se os esforços solicitantes da forma indicada na figura 7.22, entretanto, com redução da rigidez a $0,8 \times (EI)$ e $0,8 \times (EA)$

- Estruturas de grande deslocabilidade:

somam-se as forças horizontais reais e nocionais e determinam-se os esforços solicitantes da forma indicada na figura 7.22, com redução da rigidez a $0,8 \times (EI)$ e $0,8 \times (EA)$.

7.4 O CAMINHO DAS FORÇAS

Ao se fazer a análise global da estrutura da edificação, é necessário garantir que todos os esforços caminhem para a fundação. É imediato entender o caminhamento das forças verticais, através das lajes, vigas e pilares. Merece mais atenção a concepção da estrutura para a transferência das forças horizontais, por meio da combinação de pórticos deslocáveis ou indeslocáveis e travamentos horizontais ou lajes maciças. Para edificações regulares, em cada um dos três planos deve haver uma estrutura principal de estabilidade que recebe o conjunto de forças e as transfere à outra de outro plano.

Será apresentado a seguir, como exemplo, o caminhamento das forças horizontais decorrentes do vento, através da estrutura do edifício cuja planta e vistas são apresentadas, respectivamente, nas Figuras 7.23 a 7.25.

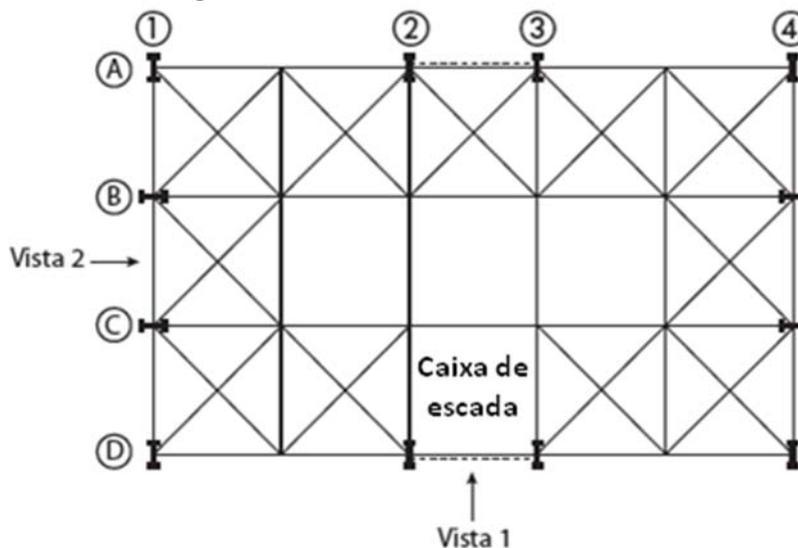


Figura 7.23 – Planta do edifício

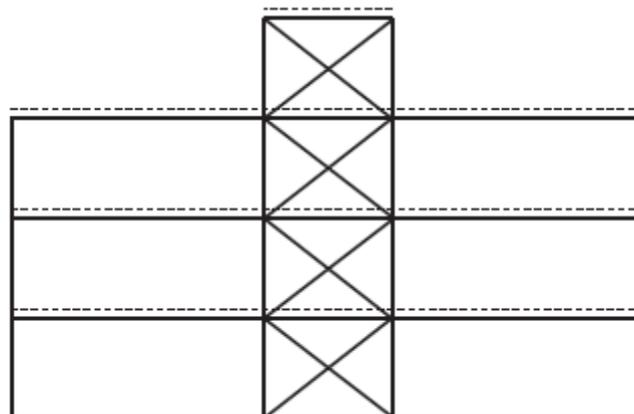


Figura 7.24 – Vista 1

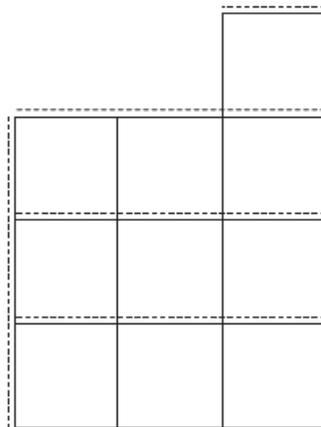


Figura 7.25 – Vista 2

No plano horizontal, há uma laje pré-moldada que se admite incapaz de transferir esforços horizontais, então foi previsto um “anel” rígido composto de travamentos em “X” em que banzos e montantes são formados pelas vigas de piso (ou cobertura). Se laje fosse maciça e ligada às vigas, esses travamentos seriam desnecessários.

Nos planos longitudinais, há pórticos indeslocáveis nos eixos A e D, cujos banzos são os pilares, e os montantes, tramos das vigas longitudinais. Todas as ligações são articuladas.

A despeito de as vigas que compõem os travamentos, verticais e horizontais, estarem submetidas à flexão por causa das cargas verticais dos pisos (ou cobertura), para as cargas horizontais de vento elas podem ser consideradas como elementos de treliça.

No plano transversal, há dois pórticos deslocáveis hiperestáticos nos eixos 2 e 3 formados por pilares e vigas ligados rigidamente entre si. O conjunto de pilares e vigas articulados entre si dos eixos 1 e 4 não tem estabilidade própria. Os esforços que chegam a ele são transferidos por meio do anel horizontal aos pórticos dos eixos 2 e 3.

As forças transversais do vento, indicadas na figura 7.26, atuam sobre as alvenarias do edifício, de onde se transferem aos pilares de fachada (podem ser transmitidas também para as vigas dependendo do sistema de ligação que houver entre alvenaria e estrutura).

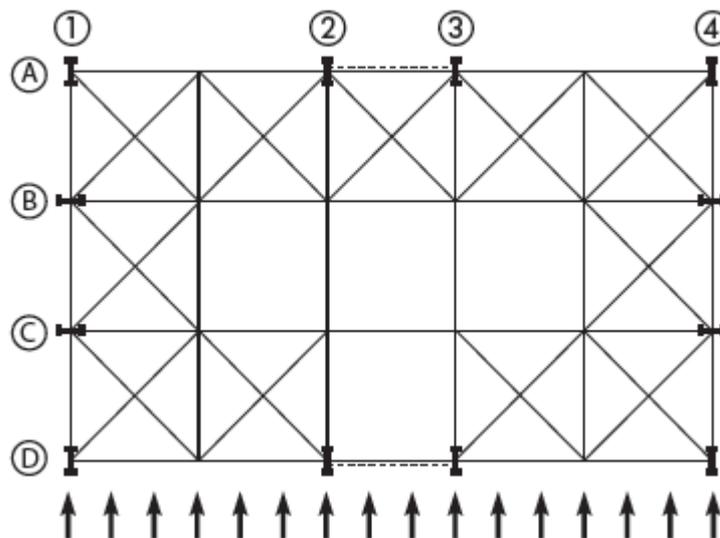


Figura 7.26 – forças de vento na fachada longitudinal

Para as forças horizontais, os pilares de fachada trabalham como vigas apoiadas nas fundações e, em cada pavimento, nos travamentos horizontais longitudinais (figura 7.27).

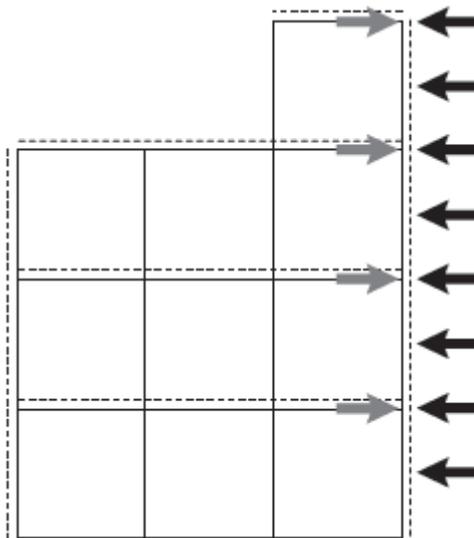


Figura 7.27 – Forças de vento nos pilares apoiados nos travamentos horizontais

Esses travamentos, ou treliças, apesar de serem projetados com diagonais em “X” e, portanto, hiperestáticos, podem ser calculados como isostáticos considerando-se para cada “X” apenas a diagonal tracionada, escolhida em função do sentido do vento. Na figura 7.28, indicam-se essas diagonais e demais barras sujeitas a esforços.

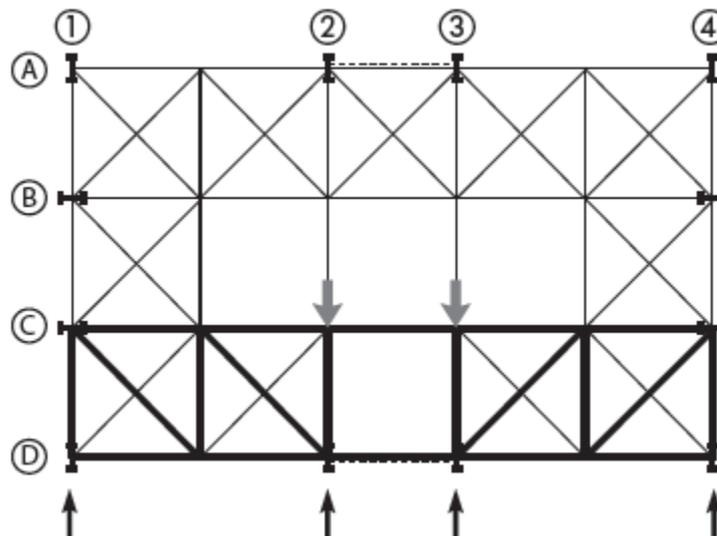


Figura 7.28 - Forças de vento aplicadas nos travamentos horizontais mais próximos

A treliça (em cada andar) é calculada considerando-se apoiada nos pórticos transversais centrais. Alternativamente, pode-se considerar que a treliça junto à fachada sujeita ao vento se deforme e acione a treliça da outra fachada longitudinal (Figura 7.29), dividindo-se os esforços internos. De qualquer forma, as reações de apoio de ambas as treliças serão ações nos pórticos transversais.

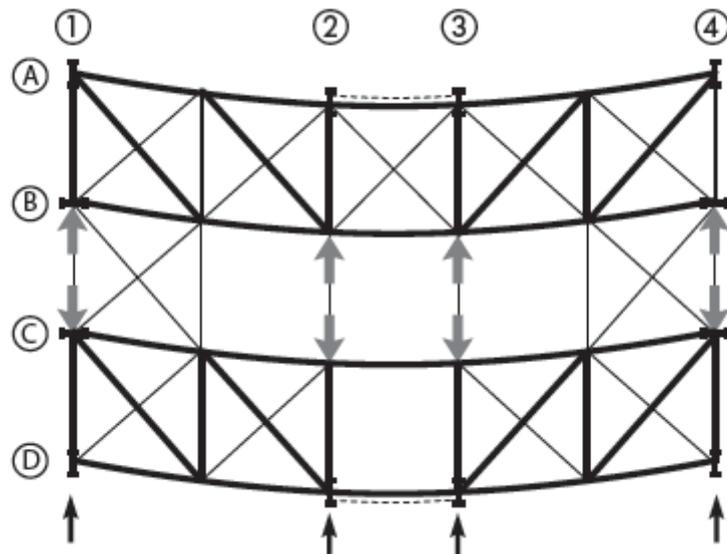


Figura 29 - Esforços de vento aplicados nos dois travamentos horizontais

Os pórticos transversais deslocáveis recebem os esforços transversais e os transferem à fundação (figuras 7.30 e 7.31).

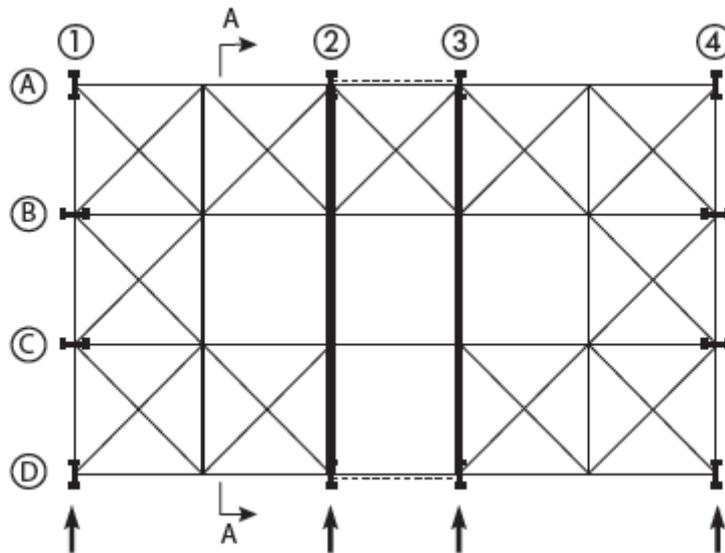


Figura 7.30 - Pórtico transversal deslocável acionado devido às forças de vento

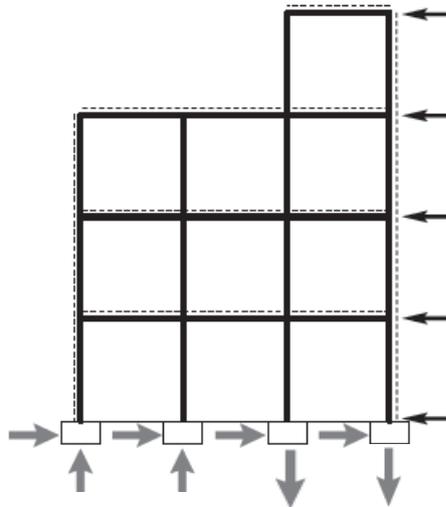


Figura 7.31- Pórtico transversal deslocável acionado devido às forças de vento e reações nas fundações

As forças longitudinais do vento, indicadas na figura 7.32, atuam sobre as alvenarias do edifício, de onde se transferem aos pilares de fachada.

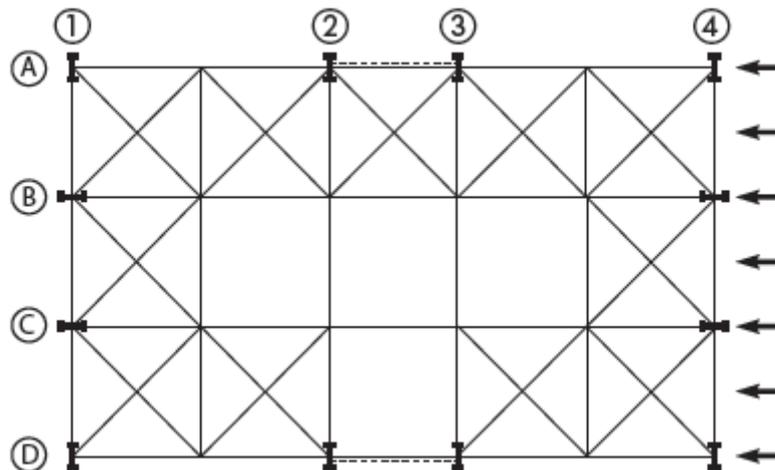


Figura 7.323 - Esforços de vento na fachada transversal.

Os pilares de extremidade se apoiam nas fundações e, via vigas longitudinais da fachada, nos travamentos verticais (figura 7.33).

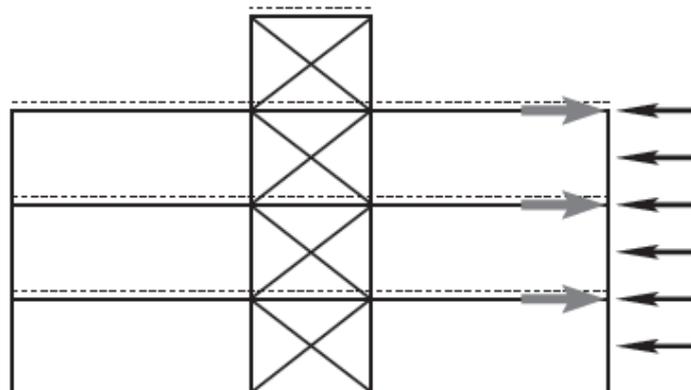


Figura 7.33 - Esforços de vento nos pilares apoiados nos travamentos horizontais

Os pilares internos da fachada se apoiam nas fundações e nas treliças horizontais transversais de cada pavimento, que, por sua vez, para forças horizontais, se apoiam nos mesmos travamentos verticais atrás referidos.

Da mesma forma que sugerido anteriormente, todas as treliças podem ser calculadas como isostáticas considerando-se, para cada "X", apenas a diagonal tracionada (Figura 7.34).

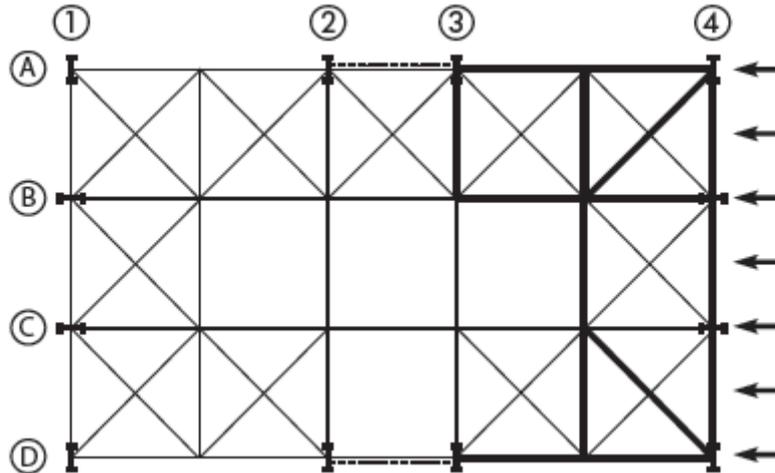


Figura 7.34 - Esforços de vento aplicados nos travamentos horizontais.

Na figura 7.35, ilustra-se a transferência de esforços às fundações por meio do travamento vertical.

Deve ser lembrado que o vento pode atuar no sentido oposto ao aqui assumido, O caminhamento das forças segue processo análogo ao descrito, invertendo-se o sentido de todas as forças.

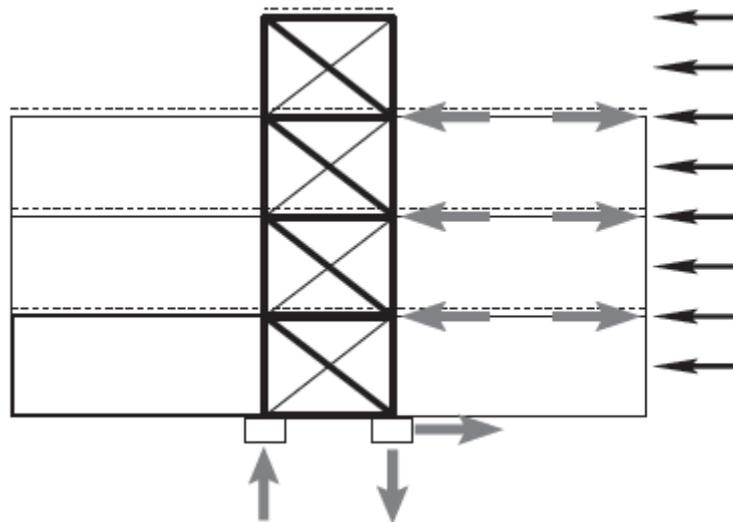


Figura 7.34 - Esforços de vento nos travamentos verticais e fundações.

ANEXO A
Complementos sobre tração

A.1 Cálculo da área líquida A_n em chapas ou cantoneiras com furação alternada

A área líquida é calculada por: $b_n = b - \sum \phi + \sum \frac{s^2}{4g}$

$$A_n = b_n t$$

Onde (figuras A.1 e A.2)

g - gabarito de furação

s - espaçamento longitudinal de quaisquer dois furos consecutivos

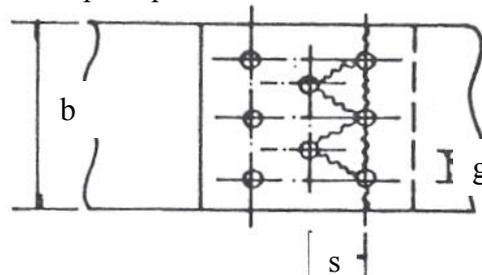


Figura A.1 - Chapa com furação alternada

Obs.: Para cantoneiras considerar o perfil desenvolvido (ver figura A.2).

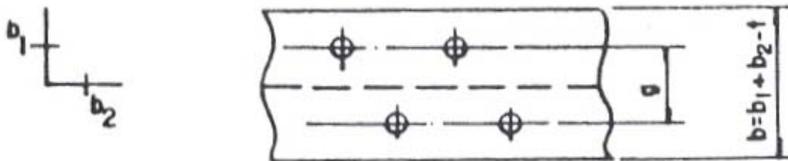


Figura A.2 - Cantoneira (com perfil desenvolvido)

A.2 Cálculo da área líquida em perfis

A área líquida de perfis (formado por elementos com espessuras diferentes) pode ser

calculada por: $A_n = A - \sum \phi t + \sum \frac{ts^2}{4g}$

A.3 Valores de C_t

a) Quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos: $C_t = 1,0$

b) Quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais (figura A.3):

$$C_t = A_c/A_g$$

Onde

A_c - área da seção transversal dos elementos conectados

A_g - área bruta da seção transversal da barra.

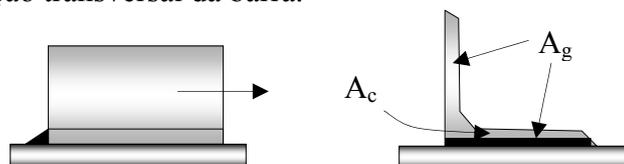


Figura A.3 - Força de tração transmitida somente por soldas transversais

c) Nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou somente por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns, mas não todos os elementos da seção transversal, tem-se:

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} \leq 0,90$$

Neste caso, C_t não pode ser inferior a 0,60.

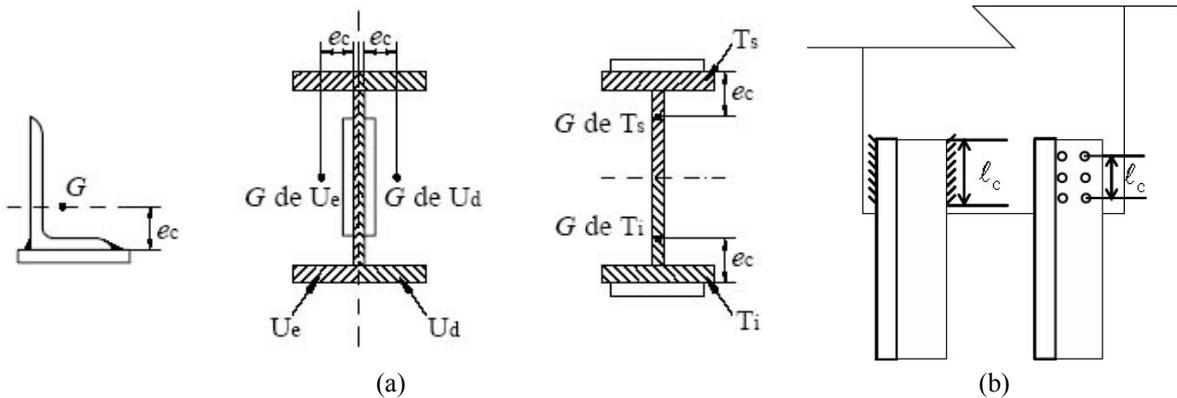


Figura A.4 - Ilustração dos valores de e_c (a) e l_c (b)

Onde (figura A.4):

e_c - excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra, G , ao plano de cisalhamento da ligação (em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação ao mesmo e são consideradas, para cálculo de C_t , duas barras separadas e simétricas, cada uma correspondente a um plano de cisalhamento da ligação, por exemplo, duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas ou duas seções U no caso desses perfis serem ligados pela alma);

l_c , - nas ligações soldadas, é o comprimento da ligação, igual ao comprimento da solda e nas ligações parafusadas é a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força axial;

d) Nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas, conforme figura A.5:

$$C_t = 1,00, \text{ para } l_w \geq 2b$$

$$C_t = 0,87, \text{ para } 2b > l_w \geq 1,5b$$

$$C_t = 0,75, \text{ para } 1,5b > l_w \geq b$$

Onde

l_w - comprimento dos cordões de solda;

b - largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas)

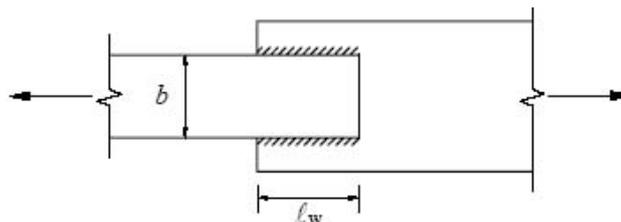


Figura A.5 - Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal

ANEXO B

Ações e segurança

B.1 Condições de segurança

A função de uma estrutura é suportar as ações que lhe são aplicadas e transferir o seu efeito, os esforços solicitantes, às fundações. A estrutura deve ser verificada para condições normatizadas de segurança referentes aos estados-limites últimos e de serviço.

As condições usuais de segurança das estruturas referentes aos estados-limites últimos (ELU) são expressas por desigualdades do tipo:

$$\theta (S_d, R_d) \geq 0$$

onde:

S_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes;

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a forma simplificada.

$$R_d \geq S_d$$

As condições usuais de verificação da segurança das estruturas relativas aos estados-limites de serviço (ELS) são expressas por desigualdade do tipo:

$$S_d \leq S_{lim}$$

onde:

S_d representa os valores de cálculo dos efeitos estruturais de interesse, calculados com $\gamma_f = 1,0$;

S_{lim} representa os valores-limites adotados para esses efeitos.

B.2 Estados-limites

Os estados-limites de uma estrutura são os estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção. Dividem-se em estados-limites últimos (ELU) e de serviço (ELS). O ELU é aquele que, pela sua simples ocorrência, determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção. O ELS é aquele que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causa efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;

- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- a) combinações quase permanentes: combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período;
- b) combinações frequentes: combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte desse período, da ordem de 5%;
- c) combinações raras: combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

B.3 Ações

B.3.1 Classificação

As ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações.

As ações são classificadas segundo sua variabilidade no tempo em três categorias: permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes são as ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. Consideram-se como ações permanentes:

- a) ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- b) ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

As ações variáveis são as ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção. Consideram-se como ações variáveis as sobrecargas nas construções, os efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio bem como efeitos, tais como forças de frenagem, de impacto e centrífugas, e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas.

Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais:

a) ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam, obrigatoriamente, consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;

b) ações variáveis especiais: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis.

As ações excepcionais são aquelas que têm duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como incêndios, explosões, choques de veículos, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais também pode ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

B.3.2 Valores representativos das ações

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser valores característicos, valores reduzidos de combinação e valores convencionais excepcionais.

Os valores característicos das ações, designados por F_k , são determinados a partir de valores normalizados (por exemplo, conforme ABNT NBR 6120 para carregamentos e NBR 6123 para efeito do vento) ou por meio de medições (por exemplo, em depósitos).

Os valores reduzidos de F_k , em função da combinação de ações, são utilizados quando:

- nas verificações de estados-limites últimos, quando a ação considerada se combina com a ação principal. Aquela é determinada a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes (entende-se por ações variáveis de naturezas diferentes aquelas originadas por agentes distintos; por exemplo, ação do vento, sobrecarga de cobertura, carga acidental de piso e carga de equipamento são de naturezas diferentes);

- nas verificações de estados-limites de serviço, a ação considerada é determinada a pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam, respectivamente, os valores frequentes e quase permanentes de uma ação que acompanha a ação principal.

Os valores dos fatores ψ_0 , conhecidos como fatores de combinação, e dos ψ_1 e ψ_2 , conhecidos como fatores de redução, que devem ser empregados em projetos de edifícios, são apresentados na tabela 1.

Tabela 5 – Valores dos fatores de combinação e de redução

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecargas			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas (edificações residenciais, de acesso restrito)	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas (edificações comerciais, de escritórios e de acesso público)	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0

Os valores convencionais excepcionais são valores arbitrados para as ações excepcionais, por meio de legislação específica ou Normas ou, na falta deles, por consenso com o proprietário da construção.

B.3.3 Valores de cálculo das ações

Os valores de cálculo das ações, designados por F_d , são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

Os valores dos coeficientes de ponderação γ_f a serem empregados nas combinações normais de ações são fornecidos nas tabelas 2 a 5. Os valores fornecidos são aqueles que provocam efeitos desfavoráveis à segurança. Quando os efeitos forem favoráveis, $\gamma_f = 1,0$. As tabelas 2 e 3 para as ações permanentes e as tabelas 4 e 5 para as ações variáveis são alternativas de livre escolha do engenheiro estruturista. Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas.

Tabela 2 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente

Tipo de ação	γ_f
Peso próprio de estruturas metálicas	1,25
Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30
Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35
Elementos construtivos industrializados (por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado)	1,35
Elementos construtivos industrializados com adições in loco	1,40
Elementos construtivos em geral e equipamentos (por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos)	1,50

Tabela 3 – Ações permanentes diretas agrupadas

Tipo de ação	γ_f
Grandes pontes (aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes)	1,30
Edificações tipo 1 (aquelas onde as sobrecargas superam 5 kN/m ²) e pontes em geral	1,35
Edificações tipo 2 (aquelas onde as sobrecargas não superam 5 kN/m ²)	1,40

Tabela 4 – Ações variáveis consideradas separadamente

Tipo de ação	γ_f
Ações truncadas (Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente)	1,2
Ação do vento	1,4
Ações variáveis em geral	1,5

Tabela 5 – Ações variáveis consideradas conjuntamente

Tipo de ação	γ_f
Pontes e edificações tipo 1	1,5
Edificações tipo 2	1,4

B.4 Combinação de ações

B.4.1 Combinação última

Uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional. Neste texto será abordada apenas a combinação normal.

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação. Devem ser consideradas tantas combinações de ações quantas forem necessárias para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados-limites últimos aplicáveis. Em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação. Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \right)$$

Onde:

$F_{Gi,k}$ é o valor característico da ação permanente i ;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ é o valor característico da ação variável j que pode atuar concomitantemente com a ação variável principal.

B.4.2 Combinação de serviço

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_k$:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Nas combinações frequentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente, $\psi_1 F_{Q1,k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

Nas combinações raras, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor característico, $F_{Q1,k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_k$:

$$F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \cdot F_{Qj,k}$$

B.5 Resistências

B.5.1 Valores representativos

A resistência média f_m é dada pela média aritmética das resistências dos elementos que compõe o lote considerado de material.

Os valores característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior $f_{k,inf}$, cujo valor é menor que a resistência média f_m , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior $f_{k,sup}$, cujo valor é maior que f_m . A resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.

Salvo exigência expressa em norma referente a determinado material ou tipo de construção, o valor representativo deve ser tomado como o da resistência característica inferior, sempre que a segurança dependa das porções menos resistentes do material da estrutura.

B.5.2 Valores de cálculo

A resistência de cálculo f_d é dada pela seguinte expressão:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

onde:

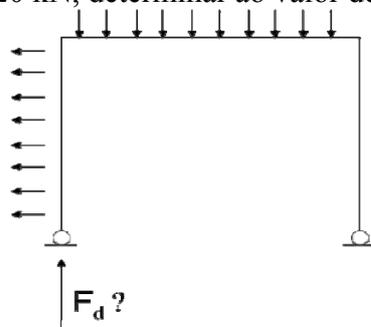
f_k é resistência característica inferior;

γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências.

Salvo informação em contrário apresentada pela ABNT NBR 8800 ou nesta apostila os coeficientes de ponderação das resistências empregados para o aço são 1,10 na verificação ao escoamento ou instabilidades e 1,35 na verificação à ruptura.

Exemplo

Sabendo-se que a força normal no pilar do pórtico esquematizado a seguir é formada pelas seguintes componentes: peso-próprio igual a $F_{G1} = 100$ kN, sobrecarga igual a $F_{Q1} = 50$ kN e efeito do vento igual a $F_{Q2} = 20$ kN, determinar o valor de cálculo da força normal.



Tomando-se $\gamma_g = 1,4$, $\gamma_q = 1,4$, $\psi_{01} = 0,7$, $\psi_{02} = 0,6$, resulta:

Admitindo-se a sobrecarga como ação variável principal:

$$F_d = 1,4 F_G + 1,4 (F_{Q1} + 0,6 F_{Q2}) = 226,80 \text{ kN}$$

Admitindo-se a sobrecarga como ação variável secundária:

$$1,4 F_G + 1,4 (F_{Q2} + 0,7 F_{Q1}) = 217 \text{ kN}$$

Portanto, $F_d = 226,80$ kN

ANEXO C

NOÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE PERFIS FORMADOS A FRIO

(para aplicação em projeto, a ABNT NBR 14762 ou outras bibliografias devem ser consultadas a fim de completar as verificações necessárias ao correto dimensionamento)

C.1 INSTABILIDADE DE CHAPAS

Os deslocamentos transversais pós-críticos de uma chapa sob esforços em seu plano, conforme figura C.1, respeita a seguinte equação de Germain-Lagrange:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot t^3} \cdot \left(-n_x \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2n_{xy} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} - n_y \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

sendo:

w - deslocamento perpendicular ao plano da chapa no ponto de coordenadas x e y

ν - coeficiente de Poisson

E - módulo de elasticidade do aço

t - espessura da chapa

n - força por unidade de comprimento no plano da chapa

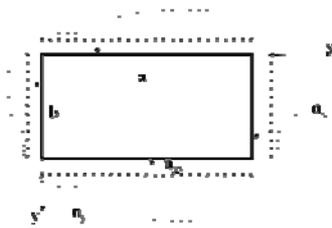


Figura C.1 – Chapa sob esforços

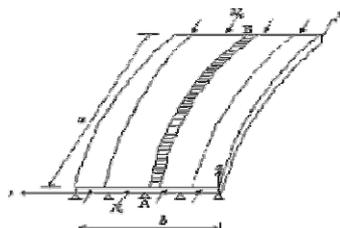


Figura C.2 - Chapa apoiada em duas bordas e sujeita a forças longitudinais

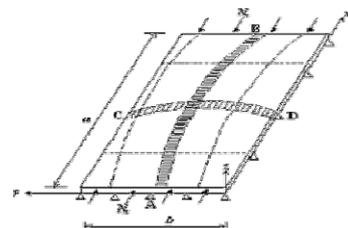


Figura C.3 - Chapa apoiada nas quatro bordas e sujeita a forças longitudinais

Uma chapa sujeita apenas a forças longitudinais e simplesmente apoiada em dois lados conforme a figura C.2 se comportará em termos de instabilidade como uma barra axialmente comprimida. No entanto, se houver apoios em uma ou duas outras extremidades o comportamento será diferente, pois as fibras paralelas à CD (figura C.3) restringirão a deformação das fibras paralelas à AB, aumentando a força crítica.

Estudando-se o caso de uma chapa retangular igualmente apoiada nas quatro extremidades a equação de Germain-Lagrange se modifica para a seguinte:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot t^3} \cdot \left(-n_x \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)$$

Substituindo-se w pela seguinte série, que respeita condições de contorno de placa com quatro apoios:

$$w = \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,2,3,\dots}^{\infty} w_{m,n} \cdot \text{sen} \left(m \cdot \pi \cdot \frac{x}{a} \right) \cdot \text{sen} \left(n \cdot \pi \cdot \frac{y}{b} \right)$$

em que m e n são o número de semi-ondas da configuração pós-crítica (modo de flambagem – figura C.4) da chapa e a e b são os lados da chapa, resulta:

$$n_x = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{m}{a} + \frac{n^2 \cdot a}{m \cdot b^2} \right)^2$$

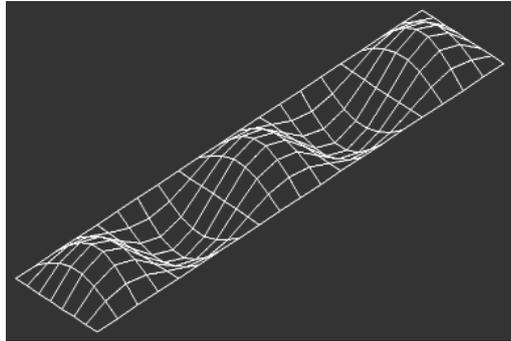


Figura C.4 – Modo de flambagem de uma chapa

Tomando-se n igual a 1, ou seja, uma semi-onda na direção paralela ao menor lado da chapa, tem-se o menor valor de n_x para o qual existe w . Assim tem-se:

$$n_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot b^2} \cdot \left(m \cdot \frac{b}{a} + \frac{1}{m} \cdot \frac{a}{b} \right)^2$$

ou, dividindo-se n_{cr} por t , encontra-se a tensão crítica de flambagem da chapa:

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

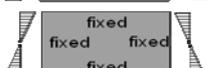
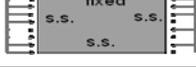
em que $k = \left(m \cdot \frac{b}{a} + \frac{1}{m} \cdot \frac{a}{b} \right)^2$ é o parâmetro de flambagem

<p>Figura C.5 – Variação do parâmetro de flambagem, k, em função da a/b para $m=1$</p>	<p>Figura C.6 – Variação de k em função da a/b para diversos valores de m</p>	<p>Figura C.7 – Variação dos mínimos k em função da a/b</p>

Analisando-se k para $m = 1$ tem-se o gráfico apresentado na figura C.5, ou seja, há um mínimo valor de k para $a = b$. Variando-se o valor de m , encontram-se os gráficos da figura C.6 e por consequência o da figura C.7. Conclui-se que para chapas longas o valor de k tende a $k_{\min} = 4$. Esse é o valor do parâmetro de flambagem, k , para chapas retangulares com os quatro lados simplesmente apoiados. Valores de k para outras situações podem ser vistos na tabela 1.

Dessa forma é possível determinar-se a tensão crítica de chapas com condições de contorno ideais.

Tabela C.1 – Valores do parâmetro de flambagem de chapa em função das condições de contorno ideais e tipo de esforço aplicado

Tipos de tensão	Condições de contorno	k	Tipos de tensão	Condições de contorno	k
Compressão		4,0	cisalhamento		5.34
		6,97			8.98
		0,425	flexão		23.9
		1,277			41.8
		5,42			

Tendo em vista o que foi comentado junto à figura C.3, há uma reserva pós-crítica e, diferentemente das barras, as chapas podem estar sob tensões além das críticas sem grandes deformações (figura C.8), entretanto, a distribuição de tensões deixa de ser uniforme (figura C.9).

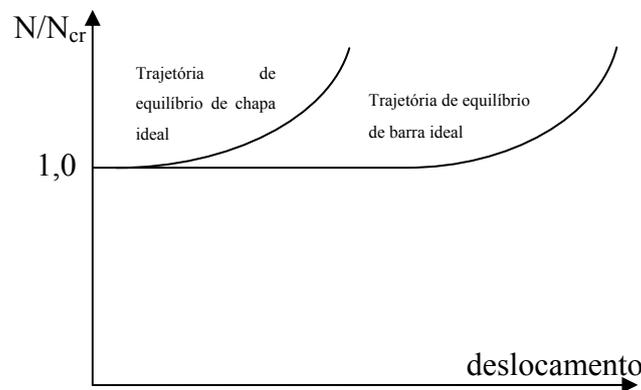


Figura C.8 – Trajetória de equilíbrio de elementos estruturais ideais

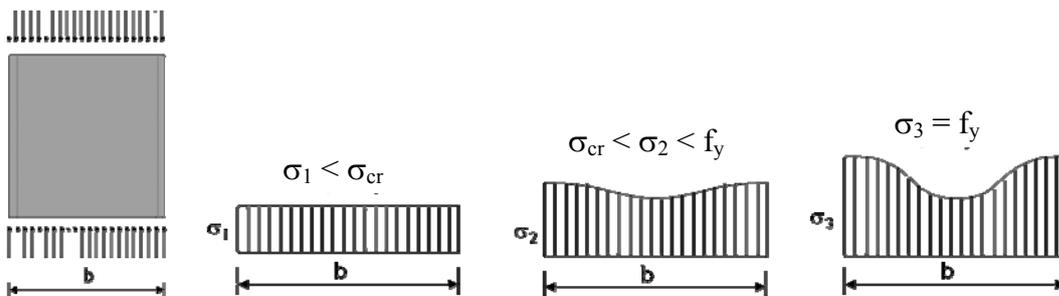


Figura C.9 – Distribuição de tensões numa chapa

Para tensões subcríticas a distribuição é uniforme. Para tensões crescentes, ao atingir a tensão crítica, a distribuição de tensões deixa de ser uniforme e o estado limite último é alcançado ao atingir a resistência ao escoamento.

C.2 DIMENSIONAMENTO DE CHAPAS

O dimensionamento das chapas pode ser feito por três métodos: método das larguras efetivas, método direto de determinação dos esforços resistentes e método da seção efetiva

C.2.1 Método das larguras efetivas

Neste método, admite-se que a tensão seja uniforme aplicada a uma largura da chapa menor do que a real, de tal forma que $\int_0^b \sigma dx = b_{ef} \sigma_{m\acute{a}x}$, conforme figura C.10.

Na década de 30, Von Karman propôs determinar a largura efetiva a partir da equação da tensão crítica:

$$\sigma_{cr} = \frac{k \cdot \pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{b}{t}\right)^2} = \frac{0,9038 \cdot k \cdot E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

escrevendo-se a esbeltez em função da tensão crítica:

$$\frac{b}{t} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma_{cr}}}$$

e extrapolando-se para uma largura efetiva em função de uma tensão superior à crítica (σ):

$$\frac{b_{ef}}{t} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}$$

Anos mais tarde, Winter corrigiu a equação de Von Karman para a seguinte forma:

$$\frac{b_{ef}}{t} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}} \cdot \left(1 - 0,207 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}\right)$$

que pode ser reescrita da forma:

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

onde $\lambda_p = \frac{b}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}}$ é a esbeltez reduzida de chapa

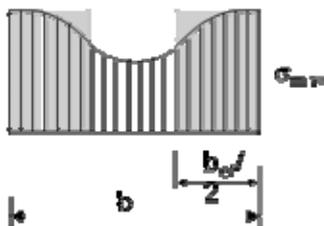


Figura C.10 – Largura efetiva de uma chapa

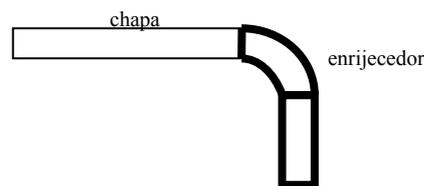


Figura C.11 – Chapa com enrijecedor de extremidade

Para determinar o valor da largura efetiva, b_{ef} , é necessário conhecer os valores de k e σ . O valor de k depende das condições de contorno da chapa. A fim de melhorar a capacidade resistente da chapa em vista da instabilidade local, é comum enrijecer-se a chapa (figura C.11). A tabela 1 apresenta os valores de k para apoios perfeitos. No caso do uso de enrijecedor, o valor de k dependerá das dimensões do enrijecedor.

A tensão também é de determinação trabalhosa, pois ao se calcular uma largura efetiva, a seção do perfil se altera e, por consequência, as propriedades geométricas e as tensões. A determinação precisa da tensão aplicada deve ser feita de forma iterativa.

Este método foi empregado por muitos anos e ainda consta da ABNT NBR 14762:2010, no entanto, apesar de a solução poder ser manual é bastante trabalhosa. Não faz parte do escopo deste texto.

C.2.2 Método de determinação direta dos esforços resistentes

Este método usa a distribuição real de tensões e somente pode ser aplicado via computacional.

C.2.3 Método das seções efetivas

Este método é uma aplicação do método de determinação direta dos esforços resistentes a algumas seções de perfis formados a frio mais comumente encontradas na prática e será detalhado no item seguinte.

C.3 DIMENSIONAMENTO DE PERFIS FORMADOS A FRIO

O dimensionamento dos perfis formados a frio é similar ao dos perfis laminados/soldados, no entanto, como são, geralmente, formados por chapas de pequena espessura, o efeito da instabilidade local é preponderante, portanto, a consideração desse fenômeno é fundamental. Por essa mesma razão, raramente as seções atingem a plastificação. Por simplicidade, a ABNR NBR 14762:2010, desconsidera a plastificação e admite que os perfis trabalhem apenas no regime elástico.

C.3.1 Compressão centrada

O valor de cálculo da força normal resistente à compressão é:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{1,2}$$

Onde

χ - fator redutor de capacidade resistente, determinado da seguinte forma:

para $\lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_0^2}$

para $\lambda_0 > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}}$$

N_e – menor força crítica entre aquelas associadas à flambagem por flexão, torção ou flexotorção conforme figura C.12.

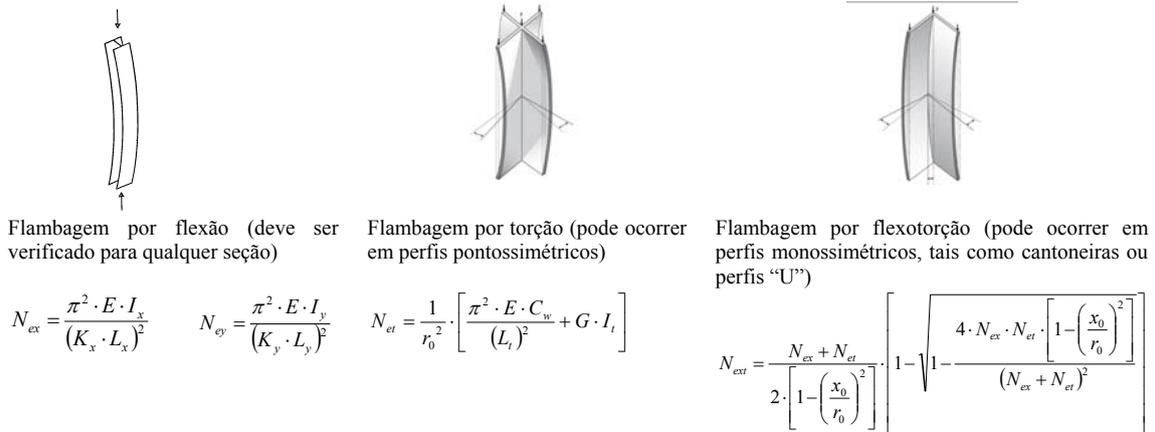


Figura C.12 – Forças críticas para barras sob compressão centrada

onde:

C_w — constante de empenamento da seção

E — módulo de elasticidade

G — módulo de elasticidade transversal

I_t — momento de inércia à torção uniforme

$K_x L_x, K_y L_y$ -comprimentos efetivos de flambagem por flexão

r_0 — $[\Gamma_x^2 + \Gamma_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{1/2}$ - raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção

r_x e r_y — raios de giração da seção bruta

x_0 e y_0 — coordenadas do centro de torção, em relação ao centróide da seção.

Obs. No caso da flambagem por flexão, λ_0 transforma-se em $\lambda_0 = \frac{\lambda}{\sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}}}$

$$A_{ef} = \frac{A}{\lambda_p^{0,8}} \cdot \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_p^{0,8}} \right) \leq A \quad \lambda_p = \sqrt{\frac{\chi A f_y}{N_\ell}} \quad N_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{b}{t} \right)^2} A$$

k_ℓ - Coeficiente de flambagem local na compressão calculado conforme tabela 3 ou 4

Tabela C.3 - Coeficiente de flambagem local k_ℓ para a seção completa em barras sob compressão centrada

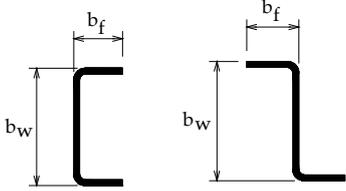
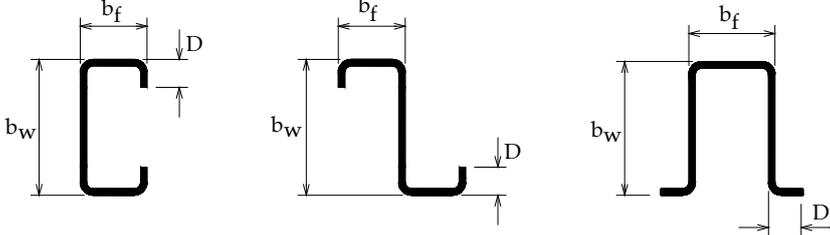
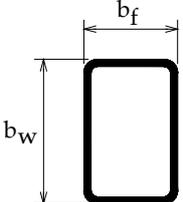
<p>Caso a</p>	<p>Seção U simples e Seção Z simples</p>  $k_\ell = 4,0 + 3,4 \eta + 21,8 \eta^2 - 174,3 \eta^3 + 319,9 \eta^4 - 237,6 \eta^5 + 563,6 \eta^6$ <p>($0,1 \leq \eta \leq 1,0$)</p>
<p>Caso b</p>	<p>Seção U enrijecido, Seção Z enrijecido e Seção cartola</p>  $k_\ell = 6,8 - 5,8 \eta + 9,2 \eta^2 - 6,0 \eta^3$ <p>($0,1 \leq \eta \leq 1,0$ e $0,1 \leq D/b_w \leq 0,3$)</p>
<p>Caso c</p>	<p>Seção tubular retangular com solda de costura contínua (para seção tubular retangular formada por dois perfis U simples ou U enrijecido com solda de costura intermitente, k_ℓ deve ser calculado para cada perfil isoladamente).</p>  $k_\ell = 6,6 - 5,8 \eta + 8,6 \eta^2 - 5,4 \eta^3$ <p>($0,1 \leq \eta \leq 1,0$)</p>
<p>NOTA 1 b_f, b_w, b_s e D são as dimensões nominais dos elementos, conforme indicado na figura correspondente. NOTA 2 $\eta = b_f / b_w$.</p>	

Tabela C.4 – Valores do coeficiente de flambagem local k_f para barras sob compressão centrada

$\eta = b_f / b_w$	Caso a	Caso b	Caso c
	Seção U simples e Seção Z simples	Seção U enrijecido, Seção Z enrijecido e Seção cartola	Seção tubular retangular (solda de costura contínua)
0,1	4,25	-	-
0,2	4,52	6,04	5,67
0,3	4,33	5,73	5,44
0,4	3,71	5,55	5,29
0,5	2,88	5,40	5,16
0,6	2,17	5,26	5,03
0,7	1,67	5,11	4,87
0,8	1,32	4,89	4,66
0,9	1,06	4,56	4,37
1,0	0,88	4,10	4,00

NOTA 1 b_f , b_w , b_s e D são as dimensões nominais dos elementos, conforme indicado nas figuras da tabela 2.
NOTA 2 Para o caso b, os valores são válidos para $0,1 \leq D/b_w \leq 0,3$.
NOTA 3 Para valores intermediários interpolar linearmente.

C.3.2 Flexão simples

O valor de cálculo do momento fletor resistente é:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{c,ef} \cdot f_y}{1,1}$$

onde:

χ_{FLT} - fator redutor de capacidade resistente à instabilidade lateral, determinado da seguinte forma:

$$\lambda_0 \leq 0,6 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,0$$

$$0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11 \cdot (1 - 0,278 \cdot \lambda_0^2)$$

$$\lambda_0 \geq 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_e}}$$

M_e – momento crítico à flambagem lateral

$$M_e = C_b \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{\ell^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left(1 + \frac{G \cdot I_t}{E \cdot C_w} \cdot \frac{\ell^2}{\pi^2} \right)}$$
 para barras com seção duplamente simétrica

ou monossimétrica sujeitas à flexão em torno do eixo x (“I”, “U”)

$$M_e = C_b \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot G \cdot I_t}$$
 para barras com seção fechada (caixão), sujeitas à flexão em torno do eixo x

C_b – fator de equivalência de momentos na flexão determinado como para perfis laminados/soldados

$$W_{c,ef} = \frac{W_c}{\lambda_p} \cdot \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \leq W_c \quad \lambda_p = \sqrt{\frac{\chi_{FLT} W_c f_y}{M_\ell}} \quad M_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \left(\frac{b_w}{t} \right)^2 W_c$$

k_ℓ - Coeficiente de flambagem local na compressão calculado conforme tabela C.5 ou C.6

Tabela C.5 — Coeficiente de flambagem local k_ℓ para a seção completa em barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia

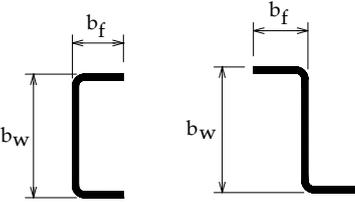
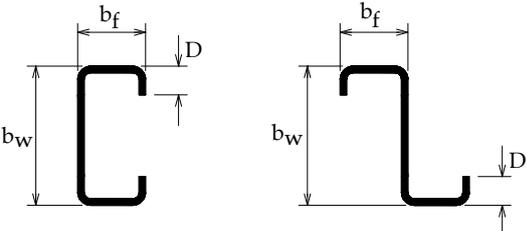
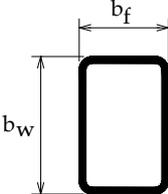
<p>Caso a</p>	<p>Seção U simples e Seção Z simples</p>  <p>$k_\ell = \eta^{-1,843}$ ($0,1 \leq \eta \leq 1,0$)</p>
<p>Caso b</p>	<p>Seção U enrijecido e Seção Z enrijecido</p>  <p>As expressões a seguir são válidas para $0,2 \leq \eta \leq 1,0$ e para os valores de μ indicados</p> <p>$k_\ell = a - b (\mu - 0,2)$ $a = 81 - 730 \eta + 4 261 \eta^2 - 12 304 \eta^3 + 17 919 \eta^4 - 12 796 \eta^5 + 3 574 \eta^6$ $b = 0$ para $0,1 \leq \mu \leq 0,2$ e $0,2 \leq \eta \leq 1,0$ $b = 0$ para $0,2 < \mu \leq 0,3$ e $0,6 < \eta \leq 1,0$ $b = 320 - 2 788 \eta + 13 458 \eta^2 - 27 667 \eta^3 + 19 167 \eta^4$ para $0,2 < \mu \leq 0,3$ e $0,2 \leq \eta \leq 0,6$</p>
<p>Caso c</p>	<p>Seção tubular retangular com solda de costura contínua (para seção tubular retangular formada por dois perfis U simples ou U enrijecido com solda de costura intermitente, k_ℓ deve ser calculado para cada perfil isoladamente).</p>  <p>$k_\ell = 14,5 + 178 \eta - 602 \eta^2 + 649 \eta^3 - 234 \eta^4$ ($0,1 \leq \eta \leq 1,0$)</p>
<p>NOTA 1 b_f, b_w e D são as dimensões nominais dos elementos, conforme indicado na figura correspondente. NOTA 2 $\eta = b_f / b_w$. NOTA 3 $\mu = D / b_w$.</p>	

Tabela C.6 — Valores do coeficiente de flambagem local k_t da seção completa em barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia

$\eta = b_f / b_w$	Caso a	Caso b			Caso c
	Seção U simples e Seção Z simples	Seção U enrijecido e Seção Z enrijecido			Seção tubular retangular (solda de costura contínua)
		$\mu \leq 0,2$	$\mu = 0,25$	$\mu = 0,3$	
0,2	18,4	32,0	25,8	21,2	31,0
0,3	9,6	29,3	23,8	19,7	28,9
0,4	5,6	24,8	20,7	18,2	25,6
0,5	3,6	18,7	17,6	16,0	19,5
0,6	2,6	13,6	13,3	13,0	14,2
0,7	1,9	10,2	10,1	10,1	10,6
0,8	1,5	7,9	7,9	7,9	8,2
0,9	1,2	6,2	6,3	6,3	6,6
1,0	1,0	5,1	5,1	5,1	5,3

NOTA 1 b_f , b_w e D são a largura nominal da mesa, da alma e do enrijecedor de borda, respectivamente.
NOTA 2 $\mu = D/b_w$.
NOTA 3 Para valores intermediários interpolar linearmente.

C.3.3 Flexão composta

Na flexão composta a seguinte inequação deve ser respeitada:

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

Onde:

N_{Sd} — valor de cálculo da força normal solicitante de compressão ou tração, considerada constante na barra, conforme considerações sobre análise estrutural da ABNT NBR 8800:2008

$M_{x,Sd}$; $M_{y,Sd}$ — valores de cálculo dos momentos fletores solicitantes, na seção considerada, conforme considerações sobre análise estrutural da ABNT NBR 8800:2008

N_{Rd} — valor de cálculo da força normal de compressão ou tração resistente

$M_{x,Rd}$; $M_{y,Rd}$ — valores de cálculo dos momentos fletores resistentes

C.3.4 Distorção

Outro fenômeno a ser evitado nos perfis formados a frio é a instabilidade distorcional (figura C.13). Uma forma simplificada de evitá-la é respeitar as dimensões recomendadas nas tabelas C.7 e C.8.

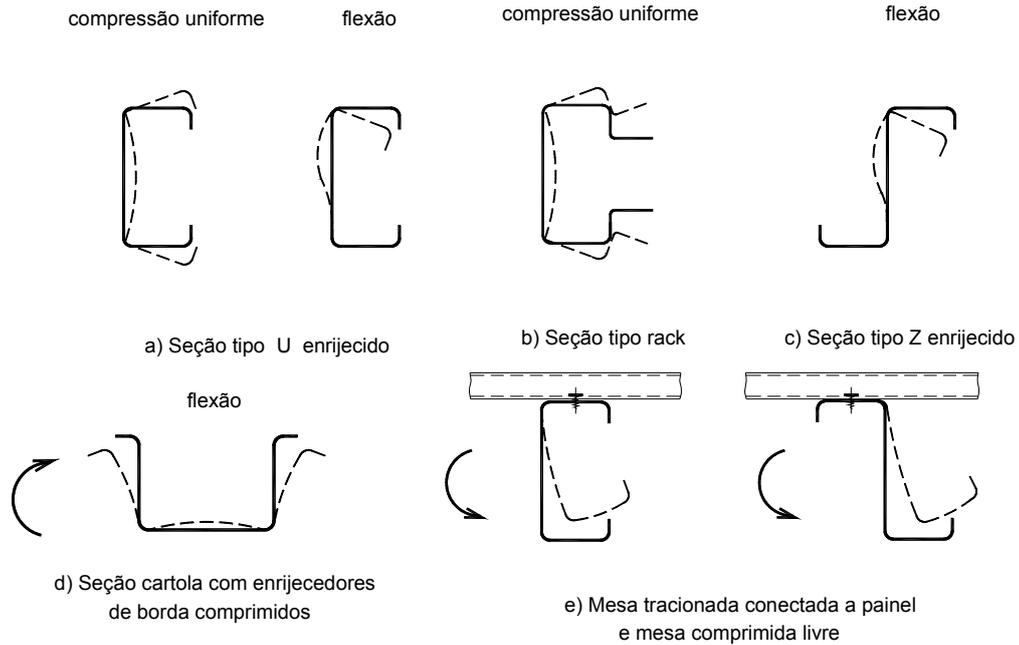


Figura C.13 — Exemplos de instabilidade distorcional da seção transversal

Tabela C.7 — Valores mínimos da relação D/b_w de barras com seção U enrijecido e seção Z enrijecido submetidas à compressão centrada, para dispensar a verificação da flambagem distorcional

b_f/b_w	b_w/t				
	250	200	125	100	50
0,4	0,02	0,03	0,04	0,04	0,08
0,6	0,03	0,04	0,06	0,06	0,15
0,8	0,05	0,06	0,08	0,10	0,22
1,0	0,06	0,07	0,10	0,12	0,27
1,2	0,06	0,07	0,12	0,15	0,27
1,4	0,06	0,08	0,12	0,15	0,27
1,6	0,07	0,08	0,12	0,15	0,27
1,8	0,07	0,08	0,12	0,15	0,27
2,0	0,07	0,08	0,12	0,15	0,27

NOTA 1 b_f , b_w , e D são as dimensões nominais dos elementos, conforme indicado nas figuras da Tabela C.3.

NOTA 2 Para valores intermediários interpolar linearmente.

Tabela C.8 — Valores mínimos da relação D/b_w de seções do tipo U enrijecido e Z enrijecido sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia, para dispensar a verificação da flambagem distorcional

b_f/b_w	b_w/t				
	250	200	125	100	50
0,4	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,6	0,05	0,06	0,10	0,12	0,25
0,8	0,05	0,06	0,09	0,12	0,22
1,0	0,05	0,06	0,09	0,11	0,22
1,2	0,05	0,06	0,09	0,11	0,20
1,4	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,6	0,05	0,06	0,09	0,10	0,20
1,8	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19
2,0	0,05	0,06	0,09	0,10	0,19

NOTA 1 b_f , b_w , e D são as dimensões nominais dos elementos, conforme indicado nas figuras da Tabela C.5.

NOTA 2 Para valores intermediários interpolar linearmente.

C.3.4 Tração

O valor de cálculo da força normal resistente à tração é:

Escoamento na seção bruta:
$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{1,1}$$

Ruptura na seção líquida na região da ligação:
$$N_{t,Rd} = \frac{C_t \cdot A_n \cdot f_u}{1,65}$$

Onde:

A — área bruta da seção transversal da barra;

A_n — área líquida da seção transversal da barra, dada por:

Ligações parafusadas: $A_n = 0,9 \cdot (A - n_f \cdot d_f \cdot t)$ $d < 12,5$ d_f
 $d > 12,5$ $d + 0,8$

Ligações soldadas: $A_n = A$ $d \geq 12,5$ $d + 1,5$

n_f — quantidade de furos contidos na linha de ruptura analisada

t — espessura da parte conectada analisada

C_t — coeficiente de redução da área líquida

LIGAÇÕES PARAFUSADAS	
chapas	
todos os parafusos da ligação contidos em uma única seção transversal	$C_t = 2,5(d/g) \leq 1,0$
dois parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag	$C_t = 0,5 + 1,25(d/g) \leq 1,0$
três parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag	$C_t = 0,67 + 0,83(d/g) \leq 1,0$
quatro ou mais parafusos na direção da solicitação, alinhados ou em zig-zag	$C_t = 0,75 + 0,625(d/g) \leq 1,0$
<p>a) Nos casos em que o espaçamento entre furos g for inferior à soma das distâncias entre os centros dos furos de extremidade às respectivas bordas, na direção perpendicular à solicitação ($e_1 + e_2$), C_t deve ser calculado substituindo g por $e_1 + e_2$.</p> <p>b) Havendo um único parafuso na seção analisada, C_t deve ser calculado tomando-se g como a própria largura bruta da chapa.</p> <p>c) Nos casos de furos com disposição em zig-zag, com g inferior a $3d$, C_t deve ser calculado tomando-se g igual ao maior valor entre $3d$ e a soma $e_1 + e_2$.</p>	
perfis	
todos os elementos conectados, com dois ou mais parafusos na direção da solicitação	$C_t = 1,0$
cantoneiras com dois ou mais parafusos na direção da solicitação	$0,4 \leq C_t = 1 - 1,2(x/L) < 0,9$
perfis U com dois ou mais parafusos na direção da solicitação	$0,5 \leq C_t = 1 - 0,36(x/L) < 0,9$

LIGAÇÕES SOLDADAS	
chapas	
soldas longitudinais associadas a soldas transversais	$C_t = 1,0$
somente soldas longitudinais ao longo de ambas as bordas	para $b \leq L < 1,5b$: $C_t = 0,75$ para $1,5b \leq L < 2b$: $C_t = 0,87$ para $L \geq 2b$: $C_t = 1,0$
perfis	
todos os elementos conectados	$C_t = 1,0$
cantoneiras com soldas longitudinais	$0,4 \leq C_t = 1 - 1,2(x/L) < 0,9$
perfis U com soldas longitudinais	$0,5 \leq C_t = 1 - 0,36(x/L) < 0,9$

Limitação de esbelteza para barras tracionadas: $KL/r \leq 300$

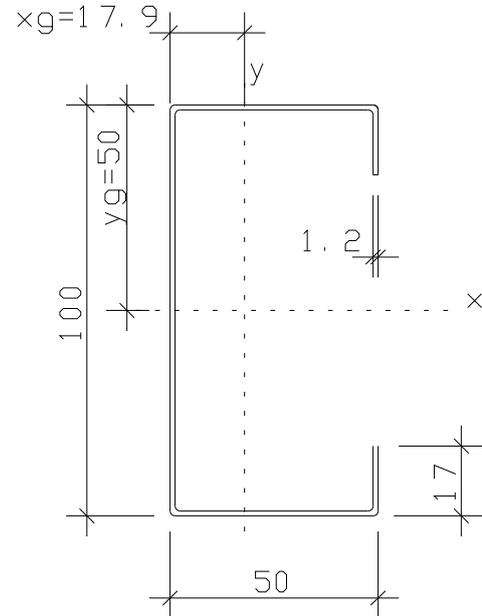
Exemplos de aplicação

(colaboração: Igor Pierin)

Exemplo 1 - Determinar a força normal resistente do pilar de aço formado a frio com seção transversal Ue 100x50x17x1,20 pelo Método da Seção Efetiva. Adotar nós indesejáveis e $K_1 = 400 \text{ cm}$.

Características geométricas do perfil

$A = 2,71 \text{ cm}^2$	
$I_x = 44,15 \text{ cm}^4$	$I_y = 10,12 \text{ cm}^4$
$W_x = 8,83 \text{ cm}^3$	$W_y = 3,15 \text{ cm}^3$
$r_x = 4,03 \text{ cm}$	$r_y = 1,93 \text{ cm}$
$I_t = 0,013 \text{ cm}^4$	
$I_w = 246,61 \text{ cm}^6$	
$r_0 = 6,19 \text{ cm}$	$x_0 = 4,28 \text{ cm}$
$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$	
$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$	$r_i = t = 1,2 \text{ mm}$



A força axial de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser a menor força normal calculada devido a: (i) instabilidade distorcional ($N_{c,Rd}^{FD}$) e (ii) a instabilidade global ($N_{c,Rd}^{FG}$).

Para os perfis de seção Ue submetidos a compressão centrada, a ABNT NBR 14762:2010 dispensa da verificação da instabilidade distorcional, se a relação D/b_w for igual ou superior aos valores indicados na Tabela 11 da referida norma.

Neste exemplo, tem-se que:

$\frac{D}{b_w} = \frac{17}{100} = 0,17 > \left(\frac{D}{b_w}\right)_{\min} = 0,115$, logo a instabilidade distorcional não precisa ser verificada.

Calculo da força normal devido à instabilidade global por flexão, torção ou flexo-torção

- Determinação da força axial de instabilidade elástica N_e

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 20000 \cdot 44,15}{(400)^2} = 56,47 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 \cdot 10,12}{(400)^2} = 12,49 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] = \frac{1}{6,19^2} \left[\frac{\pi^2 20000 \cdot 246,61}{(400)^2} + 7700 \cdot 0,013 \right] = 10,55 \text{ kN}$$

$$N_{exz} = \frac{56,47 + 10,55}{2[1 - (4,28/6,19)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4.56,47.10,55.[1 - (4,28/6,19)^2]}{(56,47 + 10,55)^2}} \right] = 9,58kN$$

$$N_e = \text{mínimo}(N_{ey}; N_{exz}) = 9,58kN$$

- Índice de esbeltez reduzido devido à instabilidade global

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} = \left(\frac{2,71.2500}{958} \right)^{0,5} = 2,659$$

Como $\lambda_0 > 1,5$, o fator de redução é dado por: $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$, ou pela tabela 8 da ABNT NBR

14762:2010. Assim, tem-se que $\chi = 0,124$.

Calculo da área efetiva pelo Método da Seção Efetiva

Da tabela 10 da norma, vem $kl=5,40$

$$N_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} A = 5,40 \frac{\pi^2 20000}{12(1-0,3^2)(100/1,2)^2} 2,71 = 38,09kN$$

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi Af_y}{N_\ell} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,124.2,71.25}{38,09} \right)^{0,5} = 0,47$$

$$A_{ef} = A \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_p^{0,8}} \right) \frac{1}{\lambda_p^{0,8}} \leq A$$

$$A_{ef} = 2,71 \left(1 - \frac{0,15}{0,47^{0,8}} \right) \frac{1}{0,47^{0,8}} = 3,6cm^2$$

Adotado $A_{ef} = A = 2,71cm^2$

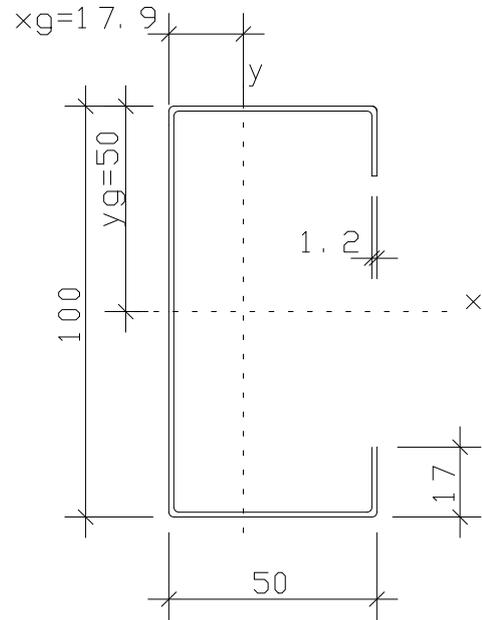
Portanto, a força normal resistente de calculo devido à instabilidade global é dada por

$$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma = \frac{0,124.2,71.2500}{1,2} = 700kgf = 7,0kN$$

Exemplo 2 - Determinar o momento fletor resistente do pilar de aço formado a frio com seção transversal Ue 100x50x17x1,20 em relação ao eixo x pelo Método da Seção Efetiva. Adotar nós indisolúveis e $K I = 400 \text{ cm}$.

Características geométricas do perfil

$A = 2,71 \text{ cm}^2$	
$I_x = 44,15 \text{ cm}^4$	$I_y = 10,12 \text{ cm}^4$
$W_x = 8,83 \text{ cm}^3$	$W_y = 3,15 \text{ cm}^3$
$r_x = 4,03 \text{ cm}$	$r_y = 1,93 \text{ cm}$
$I_t = 0,013 \text{ cm}^4$	
$I_w = 246,61 \text{ cm}^6$	
$r_0 = 6,19 \text{ cm}$	$x_0 = 4,28 \text{ cm}$
$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$	
$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$	$r_i = t = 1,2 \text{ mm}$



O momento fletor resistente de cálculo deve ser o menor entre os momentos resistentes (i) no início do escoamento, (ii) no estado limite de instabilidade lateral com torção e (iii) no estado limite de instabilidade distorcional.

(i) **Início do escoamento** $M_{Rd} = \frac{W_{ef} f_y}{1,1}$

O módulo elástico efetivo do perfil obtido pelo Método da Seção Efetiva é dado por

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

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

Onde M_ℓ é o momento fletor de instabilidade local elástica, dado por

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

Da tabela 12 – caso b, tem-se que

$$\eta = \frac{b_f}{b_w} = 0,5 \text{ e } \mu = \frac{D}{b_w} = 0,17 \quad \therefore b = 0$$

$$a = 81 - 730\eta + 4\,261\eta^2 - 12\,304\eta^3 + 17\,919\eta^4 - 12\,796\eta^5 + 3\,574\eta^6 = 19,156$$

$$k_\ell = a - b(\mu - 0,2) = 19,156$$

$$M_\ell = k_\ell \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b_w/t)^2} W_c = 19,156 \frac{\pi^2 \cdot 20000}{12(1-0,3^2)(100/1,2)^2} 8,83 = 440,29 \text{ kN.cm}$$

$$\lambda_p = \left(\frac{Wf_y}{M_\ell} \right)^{0,5} = \left(\frac{8,83.25}{440,29} \right)^{0,5} = 0,71$$

Portanto

$$W_{ef} = W \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \frac{1}{\lambda_p} = 8,83 \left(1 - \frac{0,22}{0,71} \right) \frac{1}{0,71} = 8,58 \text{ cm}^3$$

Logo

$$M_{Rd} = \frac{8,58.25}{1,1} = 195,0 \text{ kN.cm}$$

(ii) Estado limite de instabilidade lateral com torção

O fator de redução devido à instabilidade lateral com torção foi determinado no exercício 3 - $\chi_{FLT} = 0,322$.

$$\lambda_p = \left(\frac{\chi_{FLT} W_c f_y}{M_\ell} \right)^{0,5} = \left(\frac{0,322.8,83.25}{440,29} \right)^{0,5} = 0,4$$

$$W_{ef} = W \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right) \frac{1}{\lambda_p}$$

$$W_{ef} = 8,83 \left(1 - \frac{0,22}{0,4} \right) \frac{1}{0,4} = 9,93 \text{ cm}^3 > W$$

Adotado $W_{ef} = W = 8,83 \text{ cm}^3$

$$M_{Rd} = \frac{0,322.8,83.25}{1,1} = 64,6 \text{ kN.cm}$$

(iii) Estado limite de instabilidade distorcional

De acordo com a tabela 14 da NBR 14762:2010, instabilidade distorcional é dispensada para enrijecedores maiores do que $D=16,33 \text{ mm}$.

Logo o momento resistente de calculo desse perfil é **64,6 kN.cm**

(iv) Deslocamentos

Para o calculo dos deslocamentos será considerado a viga biapoiada de 4,0 m de vão, com carga uniformemente distribuída cujo momento solicitante máximo seja igual ao momento resistente calculado no item anterior.

$$M = \frac{1,4.q.l^2}{8} \therefore q = \frac{8.64,6}{1,4.400^2} = 0,231 \text{ kN / m}$$

Calculo da tensão de serviço - como 1ª iteração considera-se a seção bruta

$$M_{\max} = \frac{0,231.4^2}{8} = 0,462 \text{ kN.m} = 46,2 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_n = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{46,2}{8,83} = 5,23 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$\lambda_{pd} = \left(\frac{M_n}{M_l} \right)^{0,5} = \left(\frac{46,2}{440,29} \right)^{0,5} = 0,32$$

$$I_{ef} = I_g \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{pd}} \right) \frac{1}{\lambda_{pd}} \leq I_g$$

$$I_{ef} = 44,15 \left(1 - \frac{0,22}{0,32} \right) \frac{1}{0,32} = 43,11 \text{ cm}^4$$

Calculo da flecha em serviço

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 0,231 \cdot 400^4}{384 \cdot 100.20000 \cdot 43,11} = 0,89 \text{ cm}$$

Figuras da parte 1: 1.2; 1.3; 1.6 a 1.10; 4.2; 4.3;

Figuras da parte 2: 2.18; 3.9; 5.1 a 5.18; 7.1 a 7.16;

Figura B.12

Fonte: Estruturas de aço de edifícios - Aspectos tecnológicos e de concepção (Valdir Pignatta Silva; Fabio Domingos Pannoni. Editora: Edgard Blucher. 2010)