

Introdução

1.1 | DEFINIÇÕES

As formas mais usuais de metais ferrosos são o aço, o ferro fundido e o ferro forjado, sendo o aço, atualmente, o mais importante dos três.

O aço e o ferro fundido são ligas de ferro e carbono, com outros elementos de dois tipos: elementos residuais decorrentes do processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos adicionados com o intuito de melhorar as características físicas e mecânicas do material denominados elementos de liga.

O aço é a liga ferro-carbono em que o teor de carbono varia desde 0,008% até 2,11% (Chiaverini, 1996). O carbono aumenta a resistência do aço, porém o torna mais frágil. Os aços com baixo teor de carbono têm menor resistência à tração, porém são mais dúcteis. As resistências à ruptura por tração ou compressão dos aços utilizados em estruturas são iguais, variando entre amplos limites, desde 300 MPa até valores acima de 1200 MPa (ver Tabelas A1.1 e A1.4, Anexo A).

Em função da presença, na composição química, de elementos de liga e do teor de elementos residuais, os aços são classificados em *aços-carbono*, que contêm teores normais de elementos residuais, e em *aços-liga*, que são aços-carbono acrescidos de elementos de liga ou apresentando altos teores de elementos residuais.

Do ponto de vista de suas aplicações, os aços podem ser classificados em diversas categorias, cada qual com suas características (Chiaverini, 1996). Por exemplo, dos aços para estruturas são requeridas propriedades de boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento. A resistência à corrosão é também importante só sendo, entretanto, alcançada com pequenas adições de cobre. Para atender a estes requisitos, utilizam-se em estruturas os aços-carbono e os aços em baixo teor de liga ou microligados, ambos os tipos com baixo e médio teores de carbono. A elevada resistência de alguns aços estruturais é obtida por processos de conformação ou tratamentos térmicos.

O ferro fundido comercial contém 2,0% a 4,3% de carbono. Tem boa resistência à compressão (mínimo de 500 MPa), porém a resistência à tração é apenas cerca de 30% da primeira. Sob efeito de choques, mostra-se quebradiço (frágil).

Existem quatro modalidades principais de ferro fundido: cinza, branco, maleável e nodular. O ferro fundido é utilizado em peças de máquinas de forma irregular, bases de motores etc. As peças fundidas com ferro branco, que são duras e quebradiças, podem transformar-se por tratamento térmico em ferro fundido maleável, que apresenta melhor resistência ao impacto e maior trabalhabilidade.

O ferro forjado (*wrought iron*), cuja produção comercial inexistente atualmente, é praticamente um aço de baixo carbono. As pequenas partículas de escória espalhadas na massa do metal se apresentam em forma de fibras, devido às operações de laminação. Estas fibras de escória permitem distinguir o ferro forjado do aço com o mesmo teor de carbono.

1.2 | NOTÍCIA HISTÓRICA

O primeiro material siderúrgico empregado na construção foi o ferro fundido. Entre 1780 e 1820 construíram-se pontes em arco ou treliçadas, com elementos em ferro fundido trabalhando em compressão.

A primeira ponte em ferro fundido foi a de Coalbrookdale, sobre o rio Severn, na Inglaterra. Trata-se de um arco com vão de 30 metros, construído em 1779 (Fig. 1.1).

O ferro forjado já fora utilizado em fins do século XVIII em correntes de barras, formando os elementos portantes das pontes suspensas. Um exemplo notável de emprego de barras de ferro forjado foi a ponte suspensa de Menai, no País de Gales, construída em 1819-1826, com um vão de 175 metros. Devido à boa resistência à corrosão desse metal, várias obras desse tipo ainda hoje se encontram em perfeito estado.

No Brasil, a ponte sobre o rio Paraíba do Sul, Estado do Rio de Janeiro (Figs. 1.2a e 1.2b), foi inaugurada em 1857. Os vãos de 30 metros são vencidos por arcos atirantados, sendo os arcos constituídos de peças de ferro fundido montadas por encaixe e o tirante em ferro forjado.

Em meados do século XIX declinou o uso do ferro fundido em favor do ferro forjado, que oferecia maior segurança. As obras mais importantes construídas entre 1850 e 1880 foram pontes ferroviárias em treliças de ferro forjado. Entretanto, o grande número de acidentes com estas obras tornou patente a necessidade de estudos mais aprofundados e de material de melhores características.

O aço já era conhecido desde a Antiguidade. Não estava, porém, disponível a preços competitivos por falta de um processo industrial de fabricação. O inglês Henry Bessemer inventou, em 1856, um forno que permitiu a produção do aço em larga escala, a partir das décadas de 1860/70. Em 1864, os irmãos Martin desenvolveram um outro tipo de forno de maior capacidade. Desde então, o aço rapidamente substituiu o ferro fundido e o forjado na indústria da construção. O processo Siemens-Martin apareceu em 1867. Por volta de 1880, foram introduzidos os laminadores para barras.

Duas obras típicas dessa época estão mostradas nas Figs. 1.3 e 1.4: o Viaduc de Garabit, no Sul da França, ponte em arco biarticulado, com 165 m de vão e construída por G. Eiffel em 1884, e a Estação Ferroviária Quai d'Orsay, em Paris, inaugurada em 1900. A ponte Firth of Forth, na Escócia, construída em 1890, com seus 521 m de vão, constituiu um recorde mundial (Fig. 1.5).

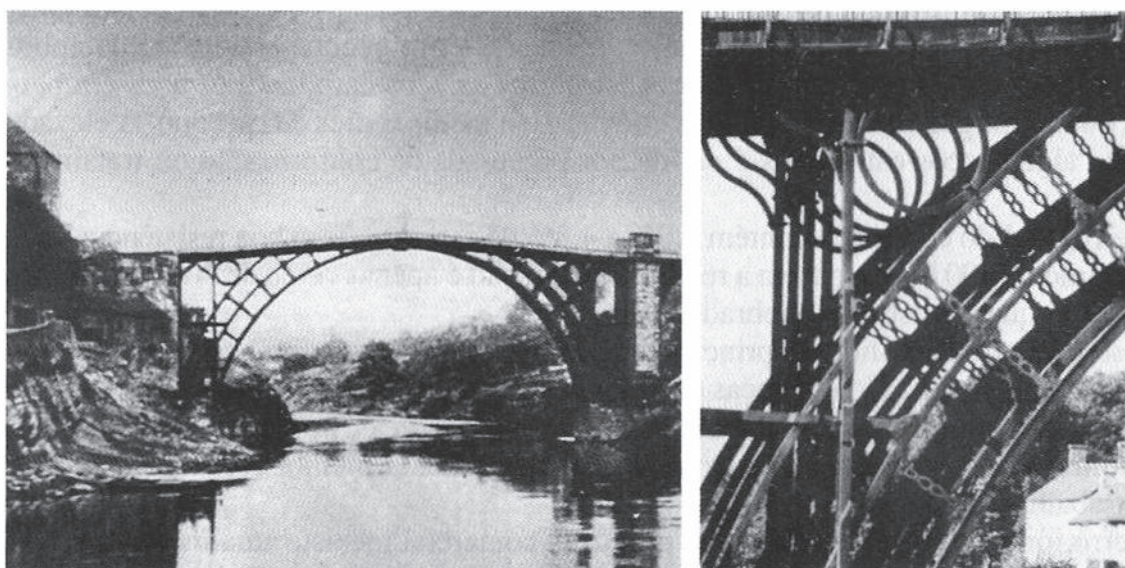


Fig. 1.1 Ponte de Coalbrookdale, sobre o rio Severn na Inglaterra, 1779. Fonte: Petero, T., *The Development of Long-Span Bridge Building*, ETH, 1981.

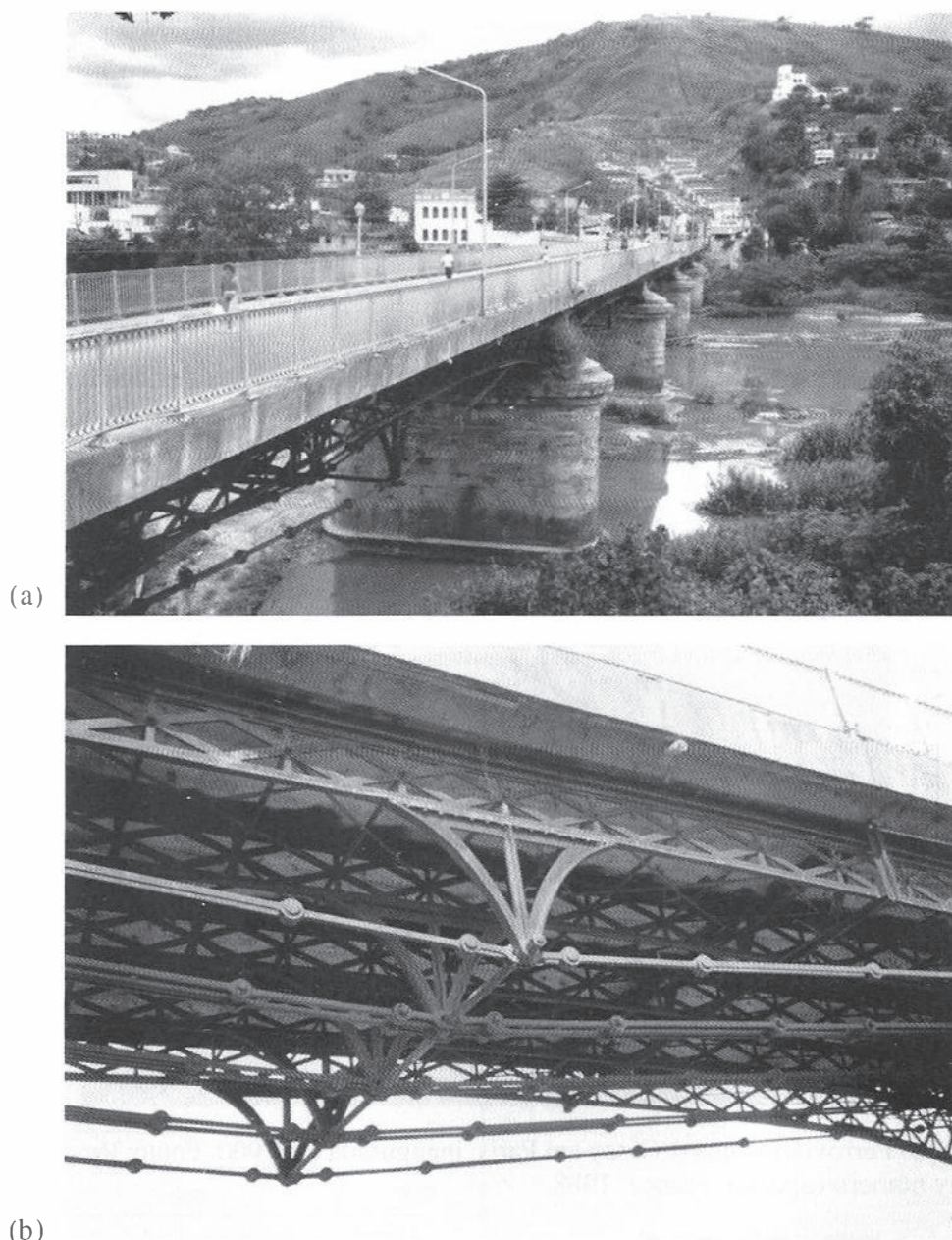


Fig. 1.2 Ponte sobre o rio Paraíba do Sul, Estado do Rio de Janeiro. (a) Vista geral; (b) Detalhe do meio do vão dos arcos atirantados. (Fotos do Autor.)

Até meados do século XX, utilizou-se nas construções quase exclusivamente o aço-carbono com resistência à ruptura de cerca de 370 MPa. Os aços de maior resistência começaram a ser empregados em escala crescente a partir de 1950. Nas décadas de 1960/70, difundiu-se o emprego de aços de baixa liga, sem ou com tratamento térmico. As modernas estruturas de grande porte incorporam aços de diversas categorias, colocando-se materiais mais resistentes nos pontos de maiores tensões.

No Brasil, a indústria siderúrgica foi implantada após a Segunda Guerra Mundial, com a construção da Usina Presidente Vargas da CSN – Companhia Siderúrgica Nacional, em Volta Redonda, no Estado do Rio de Janeiro. O parque industrial brasileiro dispõe atualmente de diversas usinas siderúrgicas, com capacidade de fabricar produtos para estruturas de grande porte. Uma coletânea de edificações metálicas no Brasil, fartamente ilustrada com fotos e desenhos, é apresentada na obra de Dias (1993). Um exemplo histórico é o Edifício Avenida Central, no



Fig. 1.3 Viaduc de Garabit, Sul da França, com 165 m de vão, construída por G. Eiffel em 1884. (Foto do Autor.)



Fig. 1.4 Estação Ferroviária Quai d'Orsay em Paris, inaugurada em 1900. Fonte: Revista *Connaissance des Arts*, Orsay número especial, França, 1988.



Fig. 1.5 Ponte Firth of Forth, na Escócia, construída em 1890, foi recorde mundial de vão livre: 521 m. (Foto do Autor.)

Rio de Janeiro, primeiro edifício alto em estrutura metálica do Brasil, fabricado e montado pela extinta FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas da CSN, em 1961.

Com o desenvolvimento da ciência das construções e da metalurgia, as estruturas metálicas adquiriram formas funcionais e arrojadas, constituindo-se em verdadeiros trunfos da tecnologia. No Brasil podemos citar os vãos metálicos da Ponte Rio-Niterói (Fig. 1.6), com vãos laterais

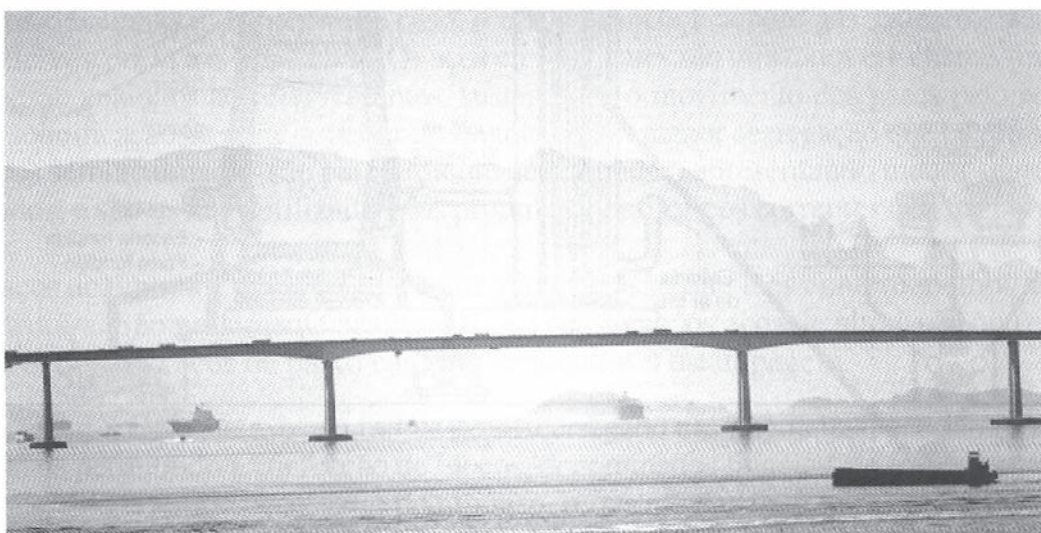
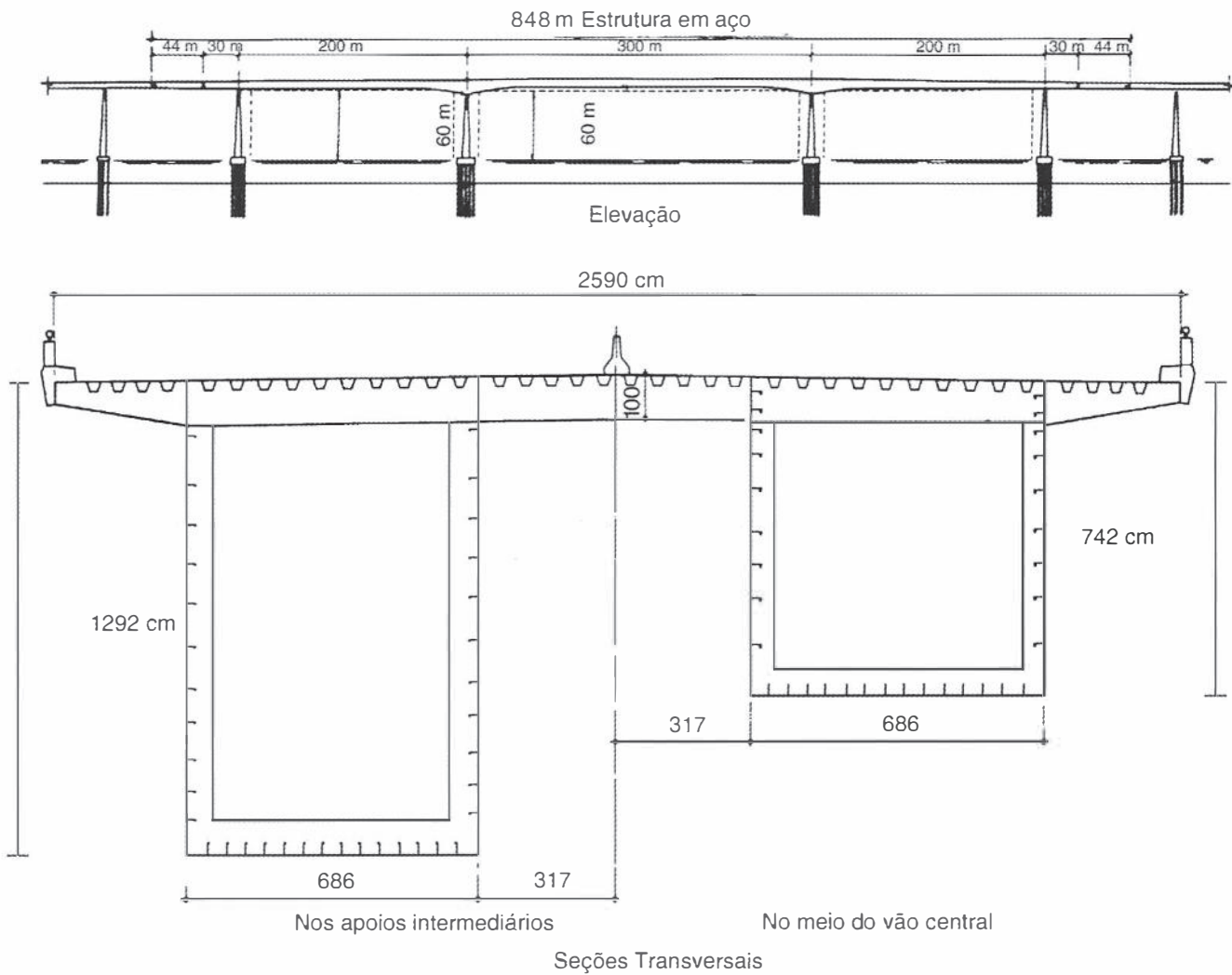


Fig. 1.6 Ponte Rio-Niterói, sobre a Baía da Guanabara, Rio de Janeiro.

de 200 m e vão central de 300 m, recorde mundial em viga reta. Belas ilustrações de importantes pontes de grandes vãos podem ser apreciadas no trabalho de Meyer (1999).

1.3 | PROCESSO DE FABRICAÇÃO

O principal processo de fabricação do aço consiste na produção de ferro fundido no alto-forno e posterior refinamento em aço no conversor de oxigênio. O outro processo utilizado consiste em fundir sucata de ferro em forno elétrico cuja energia é fornecida por arcos voltaicos entre o ferro fundido e os eletrodos.

Em ambos os processos, o objetivo é o refinamento do ferro fundido, ao qual são adicionados elementos de liga para produzir o aço especificado.

Alto-forno. Os metais ferrosos são obtidos por redução dos minérios de ferro nos altos-fornos (Fig. 1.7). Pela parte superior do alto-forno, são carregados minério, calcário e coque. Pela parte inferior do forno, insufla-se ar quente. O coque queima produzindo calor e monóxido de carbono, que reduzem o óxido de ferro a ferro liquefeito, com excesso de carbono. O calcário converte o pó do coque e a ganga (minerais terrosos do minério) em escória fundida.

Pela parte inferior do forno são drenadas periodicamente a liga ferro-carbono e a escória. O forno funciona continuamente. O produto de alto-forno chama-se ferro fundido ou gusa. É uma liga de ferro com alto teor de carbono e diversas impurezas. Uma pequena parte da gusa é re-fundida para se obter ferro fundido comercial. Porém, a maior parte é transformada em aço.

Conversor de oxigênio. O refinamento do ferro fundido em aço é feito no conversor de oxigênio e consiste em remover o excesso de carbono e reduzir a quantidade de impurezas a limites prefixados.

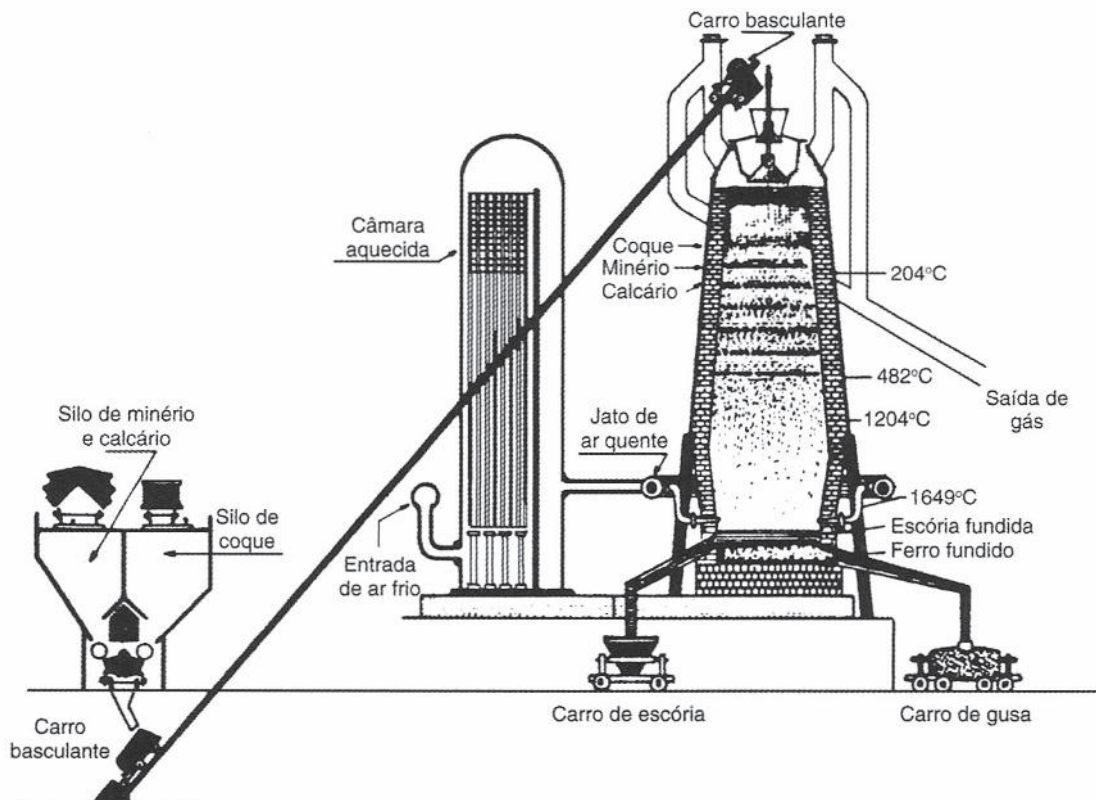


Fig. 1.7 Esquema de funcionamento do alto-forno.

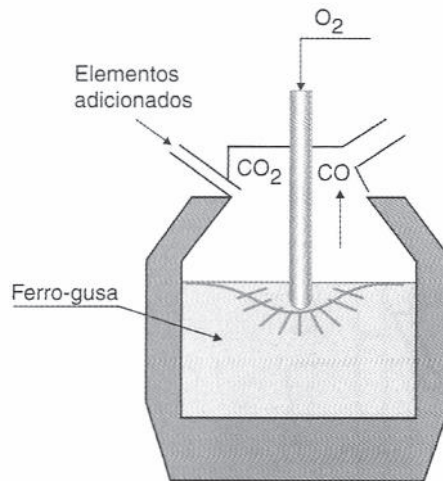


Fig. 1.8 Esquema do conversor de oxigênio. O ar injetado queima o excesso de carbono na forma de monóxido de carbono e dióxido de carbono.

O conversor de oxigênio baseia-se na injeção de oxigênio dentro da massa líquida de ferro fundido. O ar injetado queima o carbono na forma de monóxido de carbono (CO) e dióxido de carbono (CO_2), em um processo que dura de 15 a 20 minutos (Fig. 1.8). Elementos como manganês, silício e fósforo são oxidados e combinados com cal e óxido de ferro, formando a escória que sobrenada o aço liquefeito.

O aço líquido é analisado, podendo modificar-se a mistura até se obter a composição desejada. Desse modo, obtém-se aço de qualidade uniforme. Quando as reações estão acabadas, o produto é lançado numa *panela*, e a escória é descarregada em outro recipiente.

Tratamento do aço na panela. O aço líquido superaquecido absorve gases da atmosfera e oxigênio da escória. O gás é expelido lentamente com o resfriamento da massa líquida, porém, ao se aproximar da temperatura de solidificação, o aço ferve e os gases escapam rapidamente. A consequência desse fato é a formação de grandes vazios no aço. Para evitar isso, os gases devem ser absorvidos, adicionando-se elementos como alumínio e silício na panela, em um processo conhecido por desgaseificação.

Após a desgaseificação, grande parte dos óxidos insolúveis formados deve ser removida para não prejudicar as características mecânicas do aço. Esse processo é conhecido por refinamento.

Quanto ao grau de desgaseificação, os aços se classificam em efervescentes, capeados, semiacalmados e acalmados. No primeiro caso, o aço da panela fica com gás suficiente para provocar alguma efervescência nas lingoteiras. Os aços efervescentes são utilizados em chapas finas. Os aços capeados são análogos aos efervescentes, sustando-se o movimento dos gases pelo resfriamento rápido e solidificação da parte superior do lingote, e têm menor segregação que os primeiros.

Os aços semiacalmados são parcialmente desoxidados, apresentando menor segregação que os capeados, e são os mais utilizados nos produtos siderúrgicos correntes (perfis, barras, chapas grossas).

Nos aços acalmados, todos os gases são eliminados, o que lhes confere melhor uniformidade de estrutura. São geralmente acalmados os aços-ligas, os aços de alto carbono (trilhos, barras etc.), bem como aços de baixo carbono destinados à estampagem.

Lingoteamento. Da panela, o aço fundido é descarregado nas lingoteiras, que são fôrmas metálicas especiais permitindo a confecção de blocos, denominados lingotes, de forma troncocônica.

Transcorrido o tempo necessário de repouso, os carros das lingoteiras são transferidos para a seção de desmoldagem, onde os lingotes são extraídos e colocados em vagões especiais, para transporte até os fornos de regularização de temperatura, preparatórios da laminação.

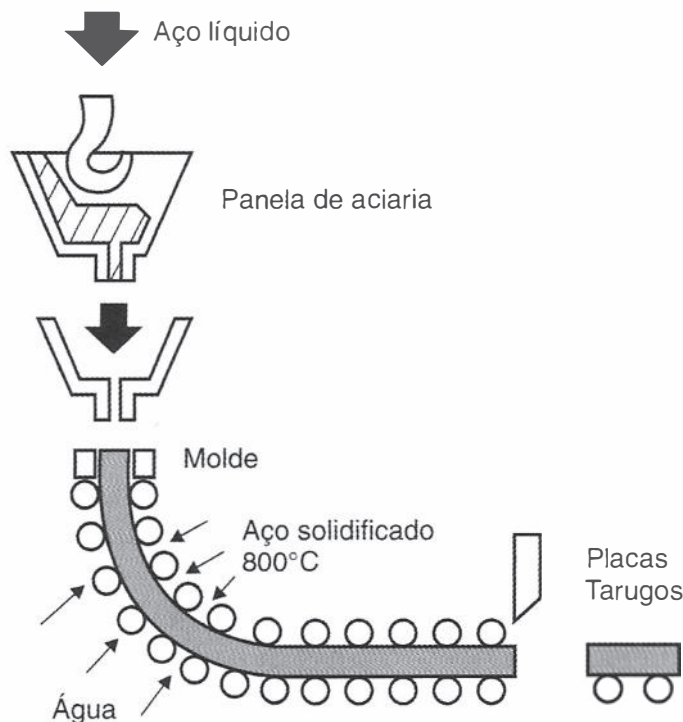


Fig. 1.9 Lingoteamento contínuo.

Lingoteamento contínuo. As usinas mais modernas possuem instalações de lingoteamento contínuo, nos quais os lingotes são moldados continuamente (ver Fig. 1.9), chegando aos laminadores em forma de placas com seção retangular ou tarugos, cortadas em segmentos de comprimento adequado, por meio de maçaricos.

Laminação. A laminação é o processo pelo qual o aço é transformado nos principais produtos siderúrgicos utilizados pela indústria de construção, a saber, chapas e perfis laminados.

As placas são inicialmente aquecidas ao rubro e introduzidas em laminadores desbastadores, nos quais dois rolos giratórios comprimem a placa, reduzindo sua seção e aumentando seu comprimento. São necessárias diversas passagens no laminador, nas quais a distância entre os rolos é progressivamente reduzida.

Dos laminadores desbastadores, o aço passa para os laminadores propriamente ditos, onde são confeccionados os produtos siderúrgicos utilizados na indústria.

A Fig. 1.10a mostra o esquema dos rolos de um laminador. A peça metálica, aquecida ao rubro, é comprimida entre dois rolos giratórios, saindo no outro lado com espessura reduzida. Os laminadores dos produtos acabados têm seus rolos com as superfícies cortadas nas formas adequadas (Fig. 1.10b). A Fig. 1.10c mostra as sucessivas fases de laminação do perfil I a partir do perfil retangular produzido no laminador desbastador.

Tratamento térmico. Os tratamentos térmicos são recursos auxiliares utilizados para melhorar as propriedades dos aços. Eles se dividem em dois grupos:

- Tratamentos destinados principalmente a reduzir tensões internas provocadas por laminação etc. (normalização, recozimento).
- Tratamentos destinados a modificar a estrutura cristalina, com alteração da resistência e de outras propriedades (têmpera e revenido).

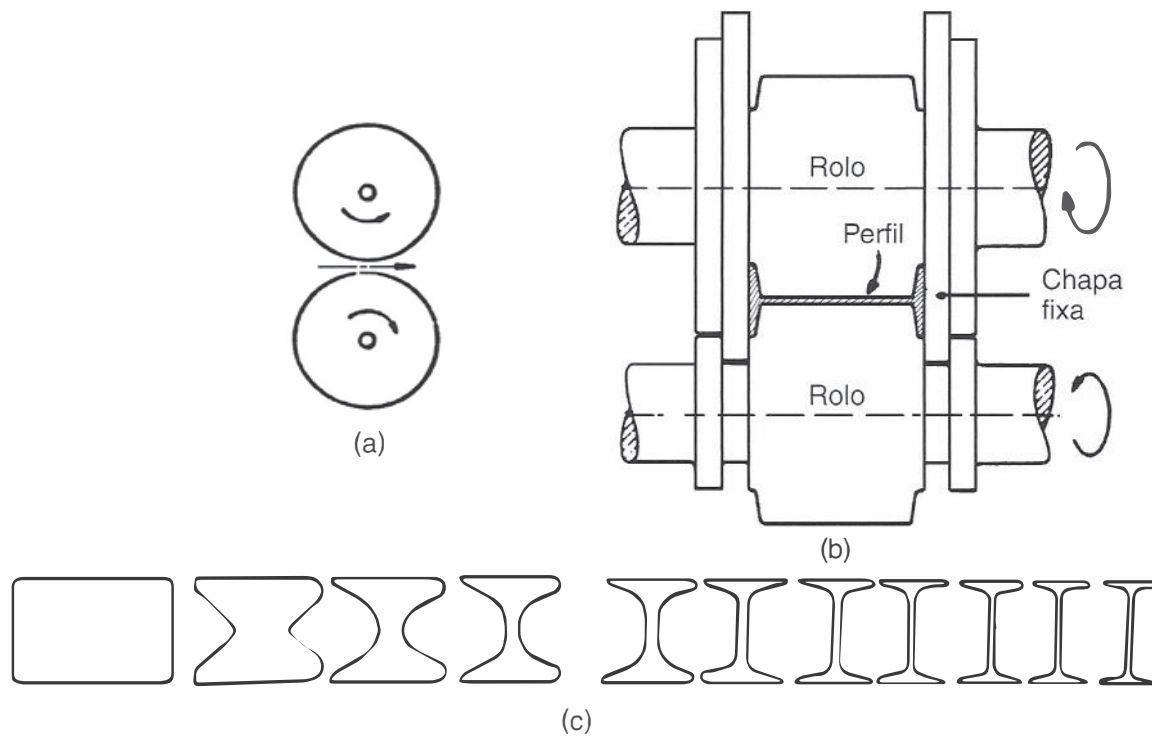


Fig. 1.10 Esquemas de laminadores: (a) Seção dos rolos do laminador. Os rolos giram em sentidos contrários, comprimindo a peça metálica aquecida ao rubro. A seção da peça é reduzida e seu comprimento aumentado. (b) Esquema de rolos para laminação de perfil I, com uma altura determinada pela distância entre as chapas fixas. Modificando-se o espaçamento entre os rolos, podem ser laminados perfis I de diferentes espessuras de alma. (c) Fases progressivas de laminação do perfil I.

1.4 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

1.4.1 Classificação

Segundo a composição química, os aços utilizados em estruturas são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga (ver o item 1.1). Os dois tipos podem receber tratamentos térmicos que modificam suas propriedades mecânicas.

1.4.2 Aços-carbono

Os aços-carbono são os tipos mais usados, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês. Eles contêm as seguintes porcentagens máximas de elementos adicionais.

carbono	2,0%	manganês	1,65%
silício	0,60%	cobre	0,35%

Em função do teor de carbono, distinguem-se três categorias:

baixo carbono	$C < 0,29\%$
médio carbono	$0,30\% < C < 0,59\%$
alto carbono	$0,6\% < C < 2,0\%$

O aumento de teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade (capacidade de se deformar), o que conduz a problemas na soldagem.

Em estruturas usuais de aço, utilizam-se aços com baixo teor de carbono, que podem ser soldados sem precauções especiais.

Os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, segundo os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), da ASTM (American Society for Testing and Materials) e das normas européias EN, são os apresentados na Tabela 1.1 (ver também Tabelas A1.4 a A1.5, Anexo A).

O tipo A36 substituiu o A7, que foi o aço mais utilizado nos Estados Unidos até 1960.

Os aços ASTM A307 e A325 são utilizados em parafusos comuns e de alta resistência, respectivamente.

Tabela 1.1 Propriedades Mecânicas de Aços-carbono

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7		240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	—	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min)	825 (min)
EN S235	baixo	235	360

1.4.3 Aços de Baixa Liga

Os aços de baixa liga são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio), os quais melhoram algumas propriedades mecânicas.

Alguns elementos de liga produzem aumento de resistência do aço através da modificação da microestrutura para grãos finos. Graças a esse fato, pode-se obter resistência elevada com teor de carbono de ordem de 0,20%, o que permite a soldagem dos aços sem preocupações especiais.

Na Tabela 1.2 resumimos alguns tipos de aços de baixa liga usados em estruturas.

Tabela 1.2 Propriedades Mecânicas de Aços de Baixa Liga

Especificação	Principais elementos de liga	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ASTM 572 Gr. 50	C < 0,23% Mn < 1,35%	345	450
ASTM A588	C < 0,17% Mn < 1,2% Cu < 0,50%	345	485
ASTM A992	C < 0,23% Mn < 1,5%	345	450

Muito utilizados no Brasil são os aços de baixa liga, de alta e média resistências mecânicas, soldáveis e com características de elevada resistência atmosférica (obtida pela adição de 0,25% a 0,40% de cobre).

A Tabela A1.3, Anexo A, apresenta a composição química e as propriedades mecânicas dos aços estruturais fabricados no Brasil.

1.4.4 Aços com Tratamento Térmico

Tanto os aços-carbono quanto os de baixa liga podem ter suas resistências aumentadas pelo tratamento térmico. A soldagem dos aços tratados termicamente é, entretanto, mais difícil, o que torna seu emprego pouco usual em estruturas correntes.

Os parafusos de alta resistência utilizados como conectores são fabricados com aço de médio carbono sujeito a tratamento térmico (especificação ASTM A325).

Os aços de baixa liga com tratamento térmico são empregados na fabricação de barras de aço para protensão e também de parafusos de alta resistência (especificação ASTM A490).

1.4.5 Padronização ABNT

Segundo a especificação NBR 7007 – Aços para perfis laminados para uso estrutural da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), os aços podem ser enquadrados nas seguintes categorias, designadas a partir do limite de escoamento de aço f_y (ver Seção 1.5):

MR250, aço de média resistência ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 400$ MPa)

AR350, aço de alta resistência ($f_y = 350$ MPa; $f_u = 450$ MPa)

AR-COR415, aço de alta resistência ($f_y = 415$ MPa; $f_u = 520$ MPa), resistente à corrosão.

O aço MR250 corresponde ao aço ASTM A36.

A Tabela A1.4, Anexo A, apresenta as características mecânicas dos aços estruturais de acordo com a padronização ABNT para perfis, chapas e tubos.

1.4.6 Nomenclatura SAE

Para os aços utilizados na indústria mecânica e por vezes também em construções civis emprega-se a nomenclatura da Society of Automotive Engineers (SAE), a qual se baseia em quatro dígitos.

O primeiro dígito representa o elemento ou elementos de liga característicos:

- | | |
|---------------------|-------------------------|
| 1. aço-carbono | 6. aço-cromo-vanádio |
| 2. aço-níquel | 7. aço-tungstênio |
| 3. aço-cromo-níquel | 8. aço-níquel-manganês |
| 4. aço-molibdênio | 9. aço-silício-manganês |
| 5. aço-cromo | |

Os dois últimos dígitos representam uma porcentagem de carbono em 0,01%. Os dígitos intermediários restantes (em geral um só dígito) representam a porcentagem aproximada do elemento de liga predominante. Por exemplo:

Aço SAE 1020 (aço-carbono, com 0,20% de carbono)

Aço SAE 2320 (aço-níquel, com 3,5% de níquel e 0,20% de carbono).

1.5 | ENSAIOS DE TRAÇÃO E CISALHAMENTO SIMPLES

1.5.1 Tensões e Deformações

Nas aplicações estruturais, as grandezas utilizadas com mais frequência são as tensões (σ) e as deformações (ε).

Consideremos na Fig. 1.11 uma haste reta solicitada por uma força F , aplicada na direção do eixo da peça. Esse estado de sollicitação chama-se tração simples. Dividindo a força F pela área A da seção transversal, obtemos a tensão normal σ

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1.1)$$

No exemplo da Fig. 1.11 (tração simples), as tensões são iguais em todos os pontos da seção transversal.

Na mesma Fig. 1.11, ℓ_0 representa um comprimento marcado arbitrariamente na haste sem tensões. Sob o efeito da força F de tração simples, o segmento da barra de comprimento inicial ℓ_0 se alonga passando a ter o comprimento $\ell_0 + \Delta\ell$. Denomina-se *alongamento unitário* ε (deformação) a relação

$$\varepsilon = \frac{\Delta\ell}{\ell_0} \quad (1.2)$$

Dentro do chamado regime elástico, as tensões σ são proporcionais às deformações ε . Esta relação é denominada Lei de Hooke, em homenagem ao físico inglês Robert Hooke (1635-1703), que a enunciou em 1676: *Ut tensio sic vis**. O coeficiente de proporcionalidade se denomina *módulo de deformação longitudinal* ou *módulo de elasticidade*, ou ainda *módulo de Young*, em homenagem ao cientista inglês Thomas Young (1773-1829). Esse coeficiente costuma ser representado pela letra E .

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1.3)$$

O módulo de elasticidade E é praticamente igual para todos os tipos de aço, variando entre

$$200.000 < E < 210.000 \text{ MPa} \quad (1.4)$$

Exemplo 1.5.1

Uma barra de seção circular com diâmetro igual a 25,4 mm (1") está sujeita a uma tração axial de 35 kN. Calcular o alongamento da barra supondo o comprimento inicial $\ell_0 = 3,50$ m.

Solução

Área da seção transversal da barra

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 2,54^2}{4} = 5,07 \text{ cm}^2$$

Tensão normal na barra

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{35}{5,07} = 6,90 \text{ kN/cm}^2 = 69 \text{ MPa}$$

Aplicando a Lei de Hooke, podemos calcular o alongamento unitário

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{69}{200.000} = 3,45 \times 10^{-4}$$

O alongamento da haste de 3,50 m vale

$$\Delta\ell = \varepsilon \cdot \ell_0 = 3,45 \times 10^{-4} \times 3,50 = 12,08 \times 10^{-4} \text{ m} = 1,21 \text{ mm.}$$

*Tal como o alongamento, assim a força.

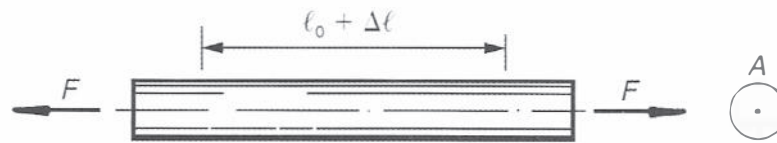


Fig. 1.11 Haste em tração simples.

1.5.2 Ensaio de Tração Simples

O ensaio de tração simples a temperatura atmosférica é muito utilizado para medir as propriedades mecânicas dos aços. As mesmas propriedades são obtidas para compressão, desde que esteja excluída a possibilidade de flambagem. As máquinas de ensaio prendem as hastes metálicas com garras especiais, submetendo-as a valores crescentes de esforços de tração, medindo em cada estágio de carga o alongamento $\Delta\ell$ de um trecho de comprimento inicial ℓ_0 .

Quando uma barra é tracionada, sua seção transversal diminui. Desta forma, a tensão real em cada estágio de carga é obtida dividindo-se a força pela área medida no estágio. Para simplificar o trabalho, define-se uma *tensão convencional* como sendo o resultado da divisão da força pela área inicial (sem carga) A_0 .

O alongamento unitário ε também se calcula com o comprimento inicial (sem carga) da haste. Se representarmos em abscissas os valores dos alongamentos unitários ε e em ordenadas os valores das tensões convencionais σ , teremos um diagrama tensão–deformação que reflete o comportamento do aço sob efeito de cargas estáticas.

Na Fig. 1.12 vemos os diagramas convencionais tensão–deformação (σ , ε) dos aços de construção mais usuais. Na Fig. 1.13 vemos os diagramas correspondentes aos aços A36 e A242 com escala ampliada de abscissas.

Observando o diagrama da Fig. 1.13, vemos que a lei física linear ou elástica (Lei de Hooke) é válida até um certo valor da tensão. A inclinação do trecho retilíneo do diagrama é o módulo de elasticidade E .

Ultrapassando o regime elástico, o material apresenta uma propriedade, chamada *escoamento* ou *cedência*, caracterizada pelo aumento de deformação com tensão constante. A tensão que produz o escoamento chama-se limite de escoamento (f_y) do material. Os aços-carbono usuais têm limite de escoamento 250 MPa (ASTM A36, MR250). Os aços de baixa liga usuais têm limite de escoamento próximo a 350 MPa.

Para deformações unitárias superiores ao patamar de escoamento, o material apresenta acréscimo de tensões (encruamento), porém tal acréscimo não é, em geral, utilizado nos cálculos, pois corresponde a deformações exageradas.

O escoamento produz em geral uma deformação visível da peça metálica. Por esse motivo, a teoria elástica de dimensionamento utiliza o limite de escoamento f_y como tensão limite, da qual se obtém a tensão admissível com um coeficiente de segurança adequado (ver Seção 1.10).

As teorias plásticas calculam o estado limite dentro da faixa de escoamento real. O encruamento não é em geral considerado diretamente nas teorias de dimensionamento do aço.

Existem aços que não apresentam patamar de escoamento bem definido, como, por exemplo, os aços A325 e A490 (ver Fig. 1.12). Nesses casos, estabelece-se um limite arbitrário de deformação, chamado *limite de escoamento convencional*, utilizado nos cálculos da mesma forma que o limite de escoamento real dos aços com patamar de escoamento. Na Fig. 1.14 vemos um diagrama σ – ε sem patamar de escoamento.

Quando se interrompe o ensaio de tração num certo ponto e se descarrega a barra, o descarregamento segue, no diagrama, uma linha reta paralela à curva de carregamento na origem (mesmo módulo de elasticidade), resultando em uma deformação unitária permanente. Denomina-se limite de escoamento convencional a tensão à qual corresponde uma deformação unitária residual (permanente) de 0,2%.

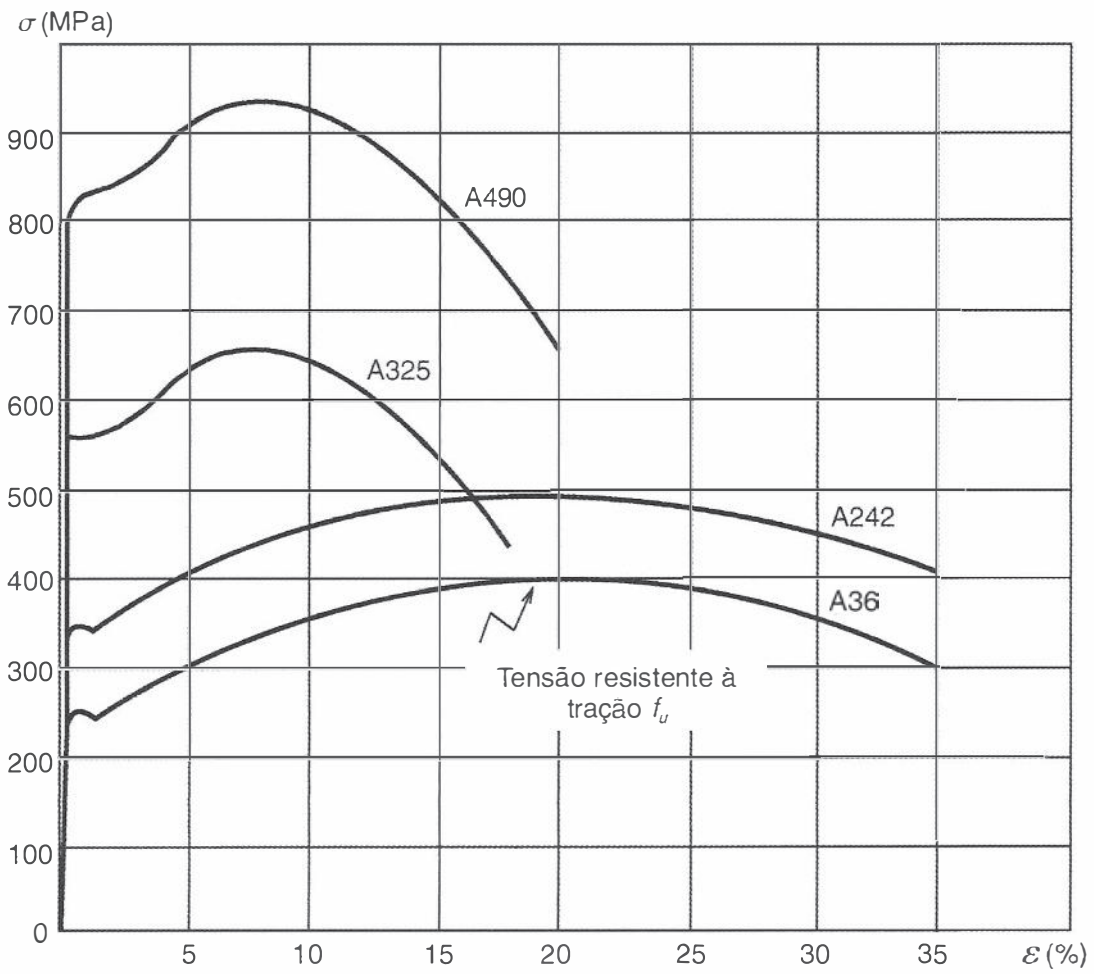


Fig. 1.12 Diagrama convencional σ , ϵ dos aços ASTM A36, A242, A325, A490.

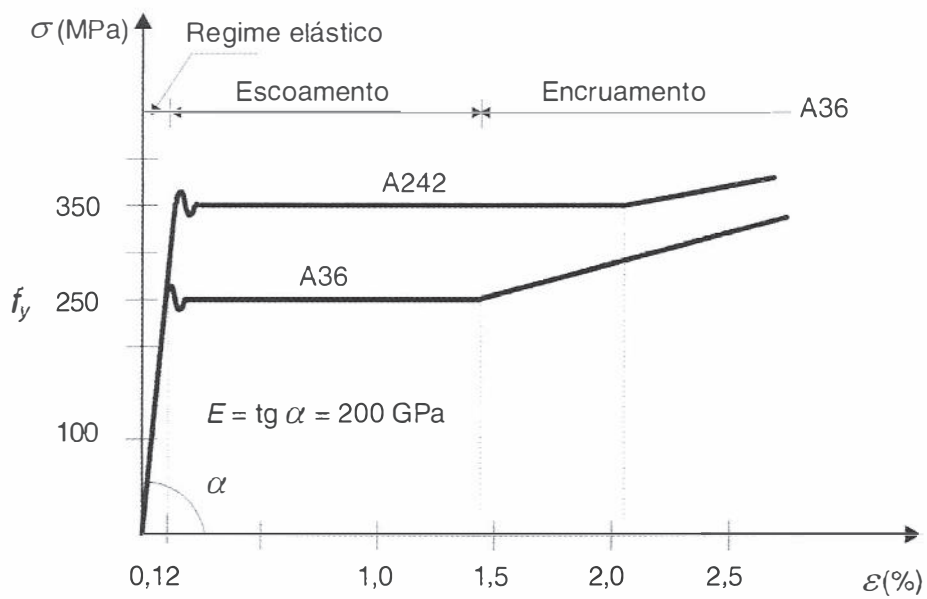


Fig. 1.13 Trecho inicial dos diagramas tensão \times deformação dos aços com patamar de escoamento.

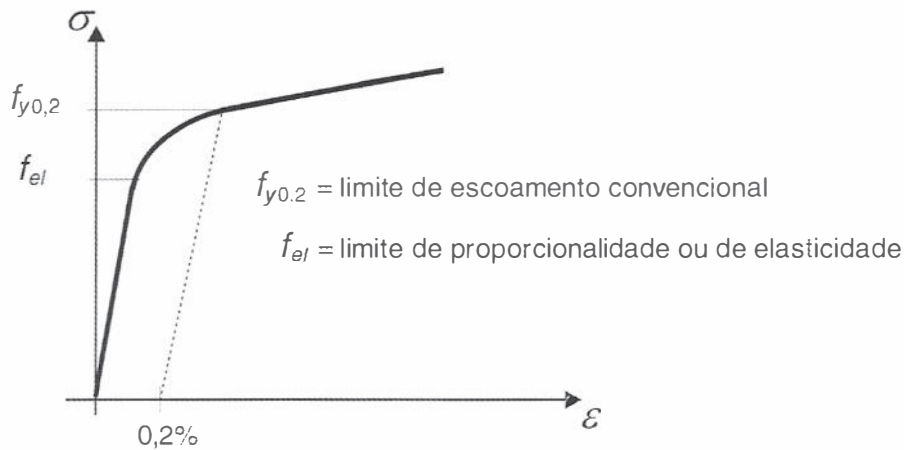


Fig. 1.14 Diagrama convencional tensão \times deformação de material sem patamar de escoamento.

No diagrama da Fig. 1.14 vemos que, até um certo valor da tensão, o material segue a lei linear de Hooke. Essa tensão chama-se *limite de proporcionalidade* ou *de elasticidade* do aço (f_{el}). Para tensão superior ao limite de proporcionalidade, o aço apresenta um comportamento inelástico.

1.5.3 Ensaio de Cisalhamento Simples

No ensaio de cisalhamento simples, obtém-se um diagrama (Fig. 1.15) semelhante ao σ, ϵ : diagrama de tensão cisalhante $\tau \times$ distorção γ .

A inclinação do diagrama τ, γ chama-se módulo de cisalhamento G .

Em regime elástico demonstra-se a relação

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (1.5)$$

onde ν = coeficiente de deformação transversal (Poisson). Para o aço, com $\nu = 0,3$ resulta $G = 77.000$ MPa.

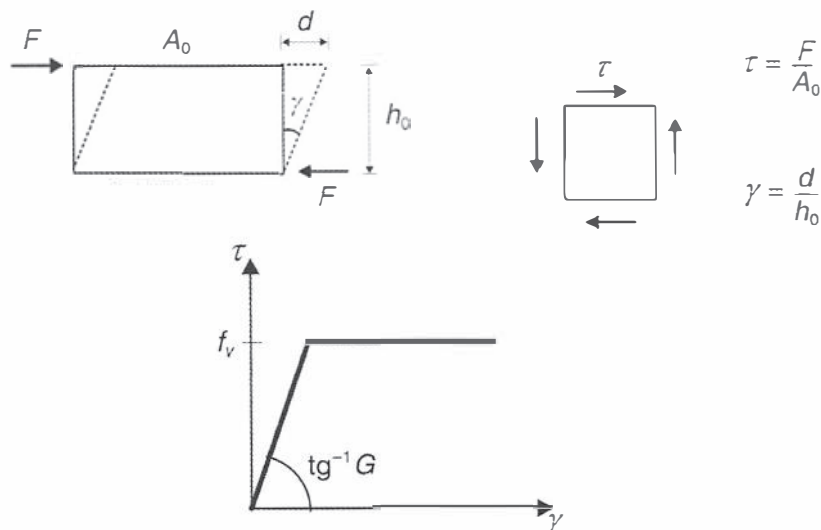


Fig. 1.15 Ensaio de cisalhamento simples.

A tensão de escoamento a cisalhamento f_v , obtida nos ensaios de cisalhamento, é proporcional à tensão de escoamento em tração simples f_y . Experimentalmente obtém-se a relação

$$f_v \cong 0,6 f_y \quad (1.6)$$

1.6 PROPRIEDADES DOS AÇOS

1.6.1 Constantes Físicas do Aço

As seguintes características físicas podem ser adotadas em todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade $E = 200.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12 \times 10^{-6}$ por $^\circ\text{C}$
- Massa específica $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

1.6.2 Ductilidade

Denomina-se ductilidade a capacidade de o material se deformar sob a ação das cargas. Os aços dúcteis, quando sujeitos a tensões locais elevadas, sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico permite, por exemplo, que se considere numa ligação parafusada distribuição uniforme da carga entre parafusos. Além desse efeito local, a ductilidade tem importância porque conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações que fornecem avisos da atuação de cargas elevadas.

A ductilidade pode ser medida pela deformação unitária residual após ruptura do material. As especificações de ensaios de materiais metálicos estabelecem valores mínimos de alongação unitária na ruptura para as diversas categorias de aços.

Nos diagramas σ , ϵ da Fig. 1.12 verifica-se que o aço A325 é menos dúctil que os aços A36 e A242, embora seja mais resistente.

1.6.3 Fragilidade

É o oposto da ductilidade. Os aços podem se tornar frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais causados, por exemplo, por solda elétrica etc.

O estudo das condições em que os aços se tornam frágeis tem grande importância nas construções metálicas, uma vez que os materiais frágeis se rompem bruscamente, sem aviso prévio. Dezenas de acidentes com navios, pontes etc. foram provocados pela fragilidade do aço, decorrente de procedimento inadequado de solda.

O comportamento frágil é analisado sob dois aspectos: iniciação da fratura e sua propagação. A iniciação ocorre quando uma tensão ou deformação unitária elevada se desenvolve num ponto onde o material perdeu ductilidade. As tensões elevadas podem resultar de tensões residuais, concentração de tensões, efeitos dinâmicos etc. A falta de ductilidade pode originar-se de temperatura baixa, estado triaxial de tensões, efeito de encruamento, fragilização por hidrogênio etc. Uma vez iniciada, a fratura se propaga pelo material, mesmo em tensões moderadas.

1.6.4 Resiliência e Tenacidade

Estas duas propriedades se relacionam com a capacidade do metal de absorver energia mecânica. Elas podem ser definidas com auxílio dos diagramas tensão–deformação.

Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico, ou, o que é equivalente, a capacidade de restituir energia mecânica absorvida. Denomina-se módulo de resiliência ou simplesmente resiliência a quantidade de energia elástica que pode ser absorvida por unidade de volume do metal tracionado. Ele iguala a área do diagrama σ, ϵ até o limite de proporcionalidade.

Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura. Em tração simples, a tenacidade é representada pela área total do diagrama σ, ϵ .

Na prática, mede-se a tenacidade em um estado de tensões mais complexo; por exemplo, o estado triaxial junto à raiz de uma indentação. Para fins comparativos, esses ensaios devem ser padronizados. Um dos tipos mais difundidos é o ensaio com indentação em V (*Charpy V-notch test*). Uma barra padronizada com indentação em V é rompida pelo golpe de um pêndulo, medindo-se a energia pelo movimento do pêndulo. Para aços estruturais, em geral fixa-se um valor arbitrário da energia de ruptura

$$15 \text{ ft} \cdot \text{lb} = 2.1 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 0.021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

como requisito de qualidade.

O teste de Charpy com indentação em V também é utilizado para avaliar o efeito de baixas temperaturas sobre a tenacidade.

1.6.5 Dureza

Denomina-se dureza a resistência ao risco ou abrasão. Na prática mede-se dureza pela resistência que a superfície do material oferece à penetração de uma peça de maior dureza. Existem diversos processos como Brinell, Rockwell, Shore (ver Tabela A1.9, Anexo A). As relações físicas entre dureza e resistência foram estabelecidas experimentalmente, de modo que o ensaio de dureza é um meio expedito de verificar a resistência do aço.

1.6.6 Efeito de Temperatura Elevada

As temperaturas elevadas modificam as propriedades físicas dos aços. Temperaturas superiores a 100°C tendem a eliminar o limite de escoamento bem definido, tornando o diagrama σ, ϵ arredondado.

As temperaturas elevadas reduzem as resistências a escoamento f_y e ruptura f_u , bem como o módulo de elasticidade E . Na Fig. 1.16 vemos a variação dessas três grandezas com a temperatura.

As temperaturas elevadas, acima de 250 a 300°C, provocam também fluência nos aços.

Os dados da Fig. 1.16 são importantes na caracterização do comportamento de estruturas de aço em situações de incêndio e sua resistência ao fogo.

1.6.7 Fadiga

A resistência à ruptura dos materiais é, em geral, medida em ensaios estáticos. Quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetidos em grande número, pode haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos. Esse efeito denomina-se *fadiga* do material.

A resistência à fadiga é geralmente determinante no dimensionamento de peças sob ação de efeitos dinâmicos importantes, tais como peças de máquinas, de pontes etc.

A resistência à fadiga das peças é fortemente diminuída nos pontos de concentração de tensões, provocadas, por exemplo, por variações bruscas na forma da seção, indentações devidas à corrosão etc.

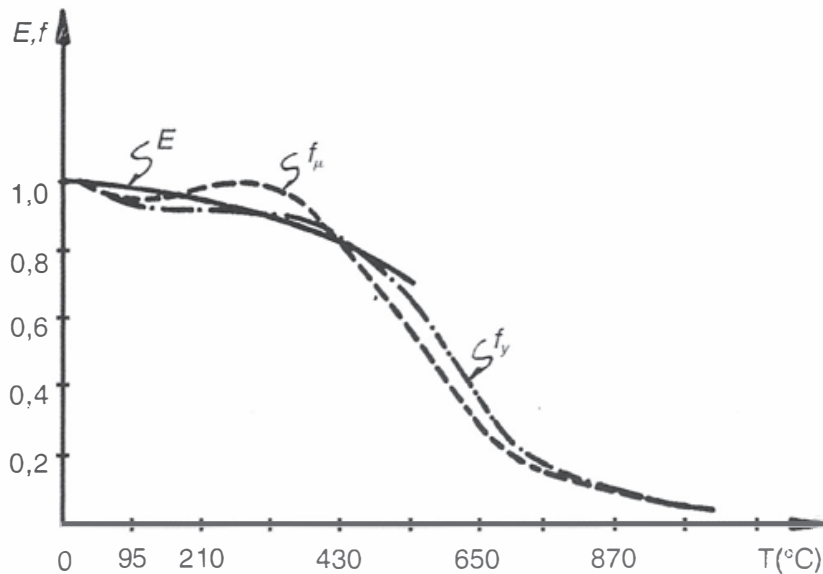


Fig. 1.16 Variação de módulo de elasticidade e resistência com a temperatura.

As uniões por solda provocam modificação na estrutura cristalina do aço junto à solda, bem como concentrações de tensões, com a conseqüente redução da resistência à fadiga nesses pontos.

A ocorrência de fadiga é caracterizada pelo aparecimento de fraturas que se propagam com a repetição do carregamento. Em geral, essas fraturas se iniciam nos pontos de concentração de tensões já mencionados.

As normas americanas e brasileiras verificam a resistência à fadiga pela flutuação de tensões elásticas ($\Delta\sigma$) provocadas pelas cargas variáveis.

1.6.8 Corrosão

Denomina-se corrosão o processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto, sendo o produto desta reação muito similar ao minério de ferro. A corrosão promove a perda de seção das peças de aço, podendo se constituir em causa principal de colapso.

A proteção contra corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feita por pintura ou por galvanização. A vida útil da estrutura de aço protegida por pintura depende dos procedimentos adotados para sua execução nas etapas de limpeza das superfícies, especificação da tinta e sua aplicação. Em geral, as peças metálicas recebem uma ou duas demãos de tinta de fundo (primer) após a limpeza e antes de se iniciar a fabricação em oficina, e posteriormente são aplicadas uma ou duas demãos da tinta de acabamento.

A galvanização consiste na adição, por imersão, de uma camada de zinco às superfícies de aço, após a adequada limpeza das mesmas.

Alternativamente, a adição de cobre na composição química do aço aumenta sua resistência à corrosão atmosférica. O aço resistente à corrosão (ver Item 1.4.3), ao ser exposto ao ar, desenvolve uma película (pátina) produzida pela própria corrosão, que se transforma em uma barreira reduzindo a evolução do processo.

Algumas providências adotadas no projeto contribuem para o aumento da vida útil da estrutura de aço exposto ao ar, tais como evitar pontos de umidade e sujeira, promover a drenagem e aeração e evitar pontos inacessíveis à manutenção e pintura (ver Fig. 1.17). Deve-se também evitar o contato entre metais diferentes (por exemplo, aço e alumínio), intercalando entre eles um isolante elétrico.

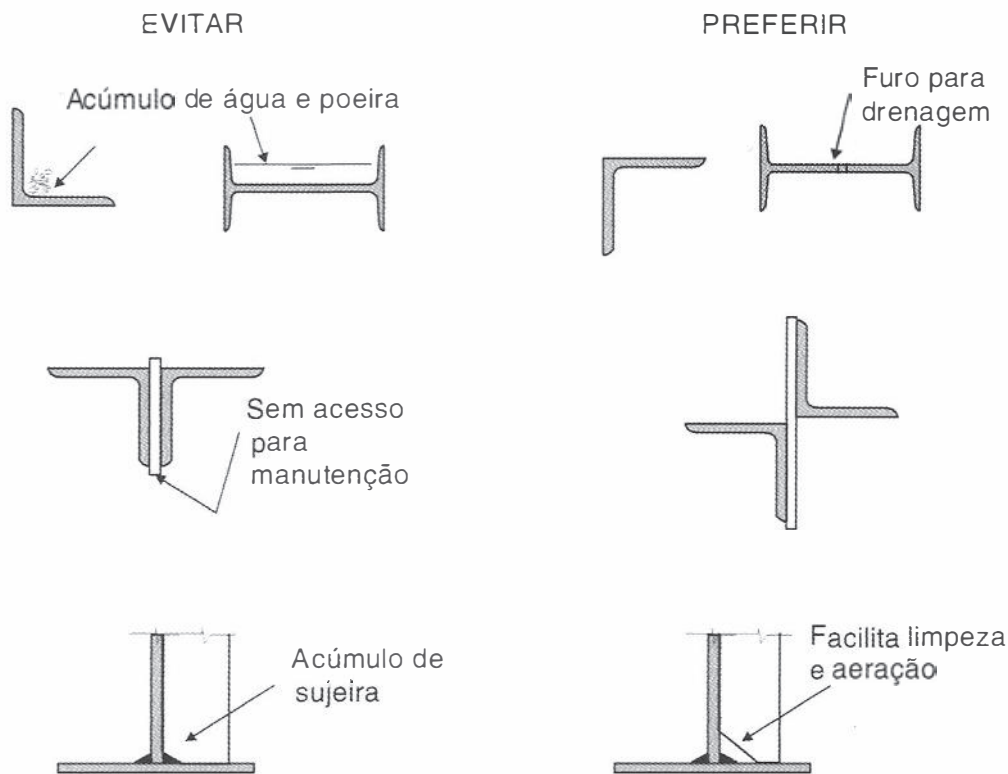


Fig. 1.17 Detalhes para prevenir a corrosão em estruturas expostas à ação de intempéries.

1.7 PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS

1.7.1 Tipos de Produtos Estruturais

As usinas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos.

Os três primeiros tipos são fabricados em laminadores que, em sucessivos passes, dão ao aço preaquecido a seção desejada (ver Fig. 1.10).

Os fios trefilados são obtidos puxando uma barra de aço sucessivamente por meio de fieiras com diâmetros decrescentes. A trefilação é feita a frio, utilizando-se lubrificantes para evitar superaquecimento dos fios e das fieiras. As cordoalhas e os cabos são formados por associação de fios.

Perfis estruturais podem ainda ser fabricados por dobramento de chapas (perfis de chapa dobrada) e por associação de chapas através de solda (perfis soldados).

1.7.2 Produtos Laminados

Os produtos laminados, em geral, se classificam em barras, chapas e perfis (Fig. 1.18).

Barras

As barras são produtos laminados nos quais duas dimensões (da seção transversal) são pequenas em relação à terceira (comprimento).

As barras são laminadas em seção circular, quadrada ou retangular alongada. Estas últimas chamam-se comumente de barras chatas.

Chapas

As chapas são produtos laminados, nos quais uma dimensão (a espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento).

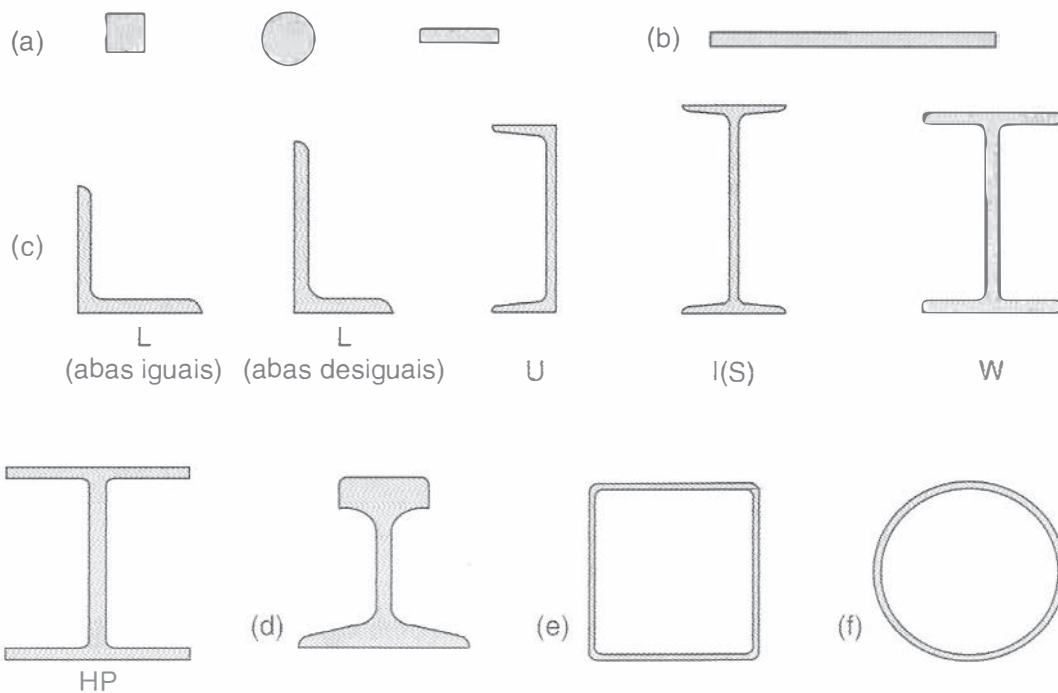


Fig. 1.18 Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.

As chapas se dividem nas duas categorias:

Chapas grossas – de espessura superior a 5,0 mm.

Chapas finas – fabricadas a frio e a quente conforme a Tabela 1.3.

Tabela 1.3 Chapas Grossas e Chapas Finas

Chapas	Fabricação	Espessuras	Utilização em construção
Grossas	A quente	> 5,0 mm	Estruturas metálicas em geral
Finas	A quente	1,2–5,0 mm	Perfis de chapas dobradas (Fig. 1.21)
	A frio	0,3–2,65 mm	Acessórios de construção como calhas, rufos etc.

As chapas fornecidas com os bordos naturais de laminação (sem cantos vivos) se denominam *universais*. Quando os bordos são cortados na tesoura, as chapas se denominam *aparadas*.

As Tabelas A3, Anexo A, fornecem as espessuras padronizadas de chapas finas e grossas com as respectivas massas por metro quadrado.

Perfis Laminados

Os laminadores produzem perfis de grande eficiência estrutural, em forma de H, I, C, L, os quais são denominados correntemente perfis laminados (Fig. 1.18c). Nas Tabelas A6, Anexo A, reunimos propriedades geométricas dos perfis laminados fabricados no Brasil, segundo padrões americanos.

Os perfis tipo H, I e C são produzidos em grupos, sendo os elementos de cada grupo de altura h constante e largura das abas b variável. A variação da largura se obtém aumentando o espaçamento entre os rolos laminadores de maneira que a espessura da alma tem variação igual à da largura das abas.

Os perfis C são correntemente denominados perfis U.

Os perfis L (cantoneiras) são também fabricados com diversas espessuras para cada tamanho das abas. Existem cantoneiras com abas iguais e com abas desiguais.

Na indústria norte-americana são usadas as seguintes nomenclaturas de perfis (ver Fig. 1.18c):

perfil I – S (*standard beam*), com mesas de faces internas inclinadas

perfis tipos I aba larga e H – W (*wide flange*), com mesas de faces paralelas

– HP, com mesas de faces paralelas e espessura constante.

Os padrões europeus são os perfis laminados com abas de espessura constante ilustrados na Fig. 1.19 (ver Tabelas A7, Anexo A).



Fig. 1.19 Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu.

Um perfil laminado pode ser designado pelas suas dimensões externas nominais (altura, ou altura \times largura), seguidas da massa do perfil em kg/m. Por exemplo, com dimensões em mm, tem-se W 360 \times 32,9 (perfil W de altura igual a 349 mm, massa 32,9 kg/m).

Trilhos. Os trilhos (Fig. 1.18d) são produtos laminados destinados a servir de apoio para as rodas metálicas de pontes rolantes ou trens. A seção do trilho ferroviário apresenta uma base de apoio, uma alma vertical e um boleto sobre o qual se apóia a roda. A Tabela A6.7, Anexo A, apresenta as características dos trilhos ferroviários laminados no Brasil, segundo padrões da indústria americana.

Tubos. Os tubos são produtos ocos, de seção circular, retangular ou quadrada. Eles podem ser produzidos em laminadores especiais (tubos sem costura) ou com chapa dobrada e soldada (tubos com costura).

A Tabela A9, Anexo A, apresenta alguns tubos redondos de pequeno diâmetro disponíveis no mercado brasileiro.

Tolerâncias de fabricação de produtos laminados. Denominam-se tolerâncias de fabricação as variações admissíveis na geometria do produto, decorrentes de fatores inerentes ao processo de fabricação, tais como:

- desgaste dos rolos dos laminadores;
- variações na regulagem dos rolos para cada passagem, principalmente a última;
- retração e empeno de aço durante o resfriamento.

A norma brasileira NBR 8800 adota as tolerâncias relativas à curvatura do perfil, forma da seção, planicidade e outras da norma americana ASTM A6. Para peças comprimidas, a tolerância de falta de linearidade do perfil não pode ultrapassar 1/1000 do comprimento entre pontos de apoio lateral.

As tolerâncias nas dimensões dos perfis e inclinações das abas não interferem nos cálculos usuais de dimensionamento; porém, devem ser levadas em conta no detalhamento de conexões de perfis de maior peso.

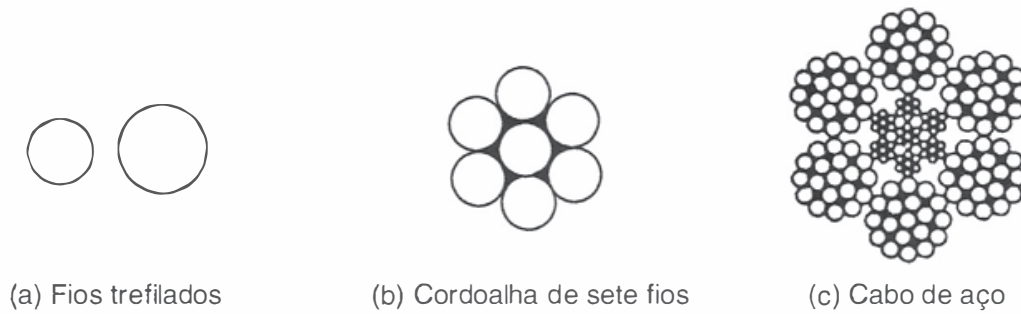


Fig. 1.20 Produtos metálicos obtidos por trefilação.

1.7.3 Fios, Cordoalhas, Cabos

Os fios ou arames são obtidos por trefilação. Fabricam-se fios de aço doce e também de aço duro (aço de alto carbono).

Os fios de aço duro são empregados em molas, cabos de protensão de estruturas etc.

As cordoalhas são formadas por três ou sete fios arrumados em forma de hélice. O módulo de elasticidade da cordoalha é quase tão elevado quanto o de uma barra maciça de aço

$$E = 195.000 \text{ MPa (cordoalha)}$$

Os cabos de aço são formados por fios trefilados finos, agrupados em arranjos helicoidais variáveis. Os cabos de aço são muito flexíveis, o que permite seu emprego em moitões para multiplicação de forças. Entretanto, o módulo de elasticidade é baixo, cerca de 50% do módulo de uma barra maciça.

1.7.4 Perfis de Chapa Dobrada

As chapas metálicas de aços dúcteis podem ser dobradas a frio, transformando-se em perfis de chapas dobradas. A dobragem das chapas é feita em prensas especiais nas quais há gabaritos que limitam os raios internos de dobragem a certos valores mínimos, especificados para impedir a fissuração do aço na dobra.

O uso de chapas finas (em geral menos que 3 mm de espessura) na fabricação desses perfis conduz a problemas de instabilidade estrutural não existentes em perfis laminados. Há uma grande variedade de perfis que podem ser fabricados, muitos com apenas um eixo de simetria ou nenhum, alguns simples, outros mais complexos como aqueles ilustrados na Fig. 1.21.

Normas de projeto específicas para esse tipo de perfil metálico foram desenvolvidas, como a do American Iron and Steel Institute (AISI), cuja edição mais recente é de 2004, e a norma brasileira NBR 14762 (2001), Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio.

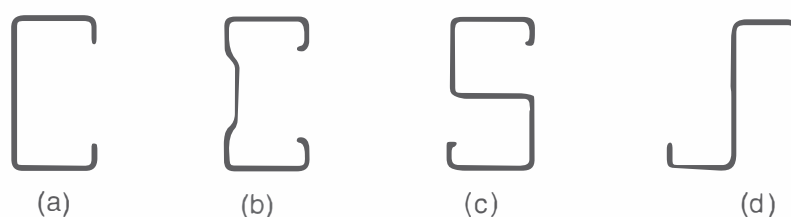


Fig. 1.21 Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z.

1.7.5 Ligações de Peças Metálicas

As peças metálicas estruturais são fabricadas com dimensões transversais limitadas pela capacidade dos laminadores e com comprimentos limitados pela capacidade dos veículos de transporte.

As estruturas de aço são formadas por associação de peças ligadas entre si. Os meios de união entre peças metálicas têm assim importância fundamental. Basicamente, há dois tipos de ligação: por meio de conectores ou por solda.

Os conectores (rebites, parafusos) são colocados em furos que atravessam as peças a ligar. A ligação por solda consiste em fundir as partes em contato de modo a provocar coalescência das mesmas.

No século XIX e ainda na primeira metade do século XX, os rebites foram os meios de ligação mais utilizados. Nos últimos decênios a solda se transformou no elemento preponderante de ligação, graças ao progresso nos equipamentos e à difusão de aços-carbono e aços-liga soldáveis. A tendência moderna é utilizar solda na fabricação em oficina, empregando parafusos nas ligações executadas no campo.

1.7.6 Perfis Soldados e Perfis Compostos

Os perfis são formados pela associação de chapas ou de perfis laminados simples, sendo a ligação, em geral, soldada.

Na Fig. 1.22a vemos um perfil I formado pela união de três chapas. Graças aos processos automatizados de solda, esses perfis podem ser produzidos competitivamente em escala industrial.

A norma brasileira NBR 5884:1980 padronizou três séries de perfis soldados:

Perfis CS	(colunas soldadas)
Perfis VS	(vigas soldadas)
Perfis CVS	(colunas e vigas soldadas)

As características geométricas dos perfis soldados padronizados CS, VS e CVS podem ser vistas nas Tabelas A8, Anexo A.

Nas Figs. 1.22b, c e d vemos perfis compostos formados pela associação de perfis laminados simples. Esses perfis compostos são evidentemente mais caros que os laminados simples. Seu emprego se justifica para atender as conveniências de cálculo, como, por exemplo, em colunas ou estacas onde se deseja momento de inércia elevado nas duas direções principais.

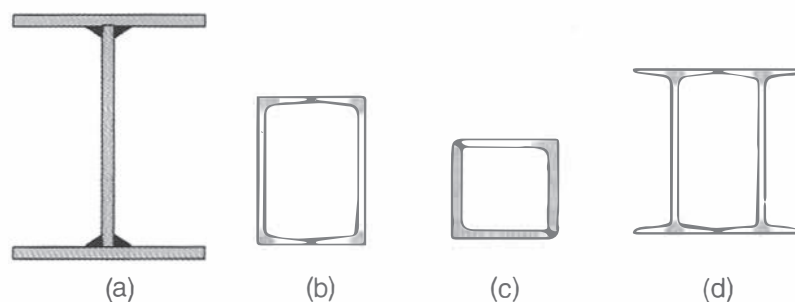


Fig. 1.22 Perfis compostos de chapas (perfis soldados) ou de perfis laminados.

1.8 TENSÕES RESIDUAIS E DIAGRAMA TENSÃO–DEFORMAÇÃO DE PERFIS SIMPLES OU COMPOSTOS EM AÇOS COM PATAMAR DE ESCOAMENTO

Os diagramas indicados na Fig. 1.12 correspondem aos resultados de ensaios de tração em amostras do material em forma de barras chatas ou redondas. Verificamos nesta figura que, para aços com patamar de escoamento, o material segue a Lei de Hooke praticamente até o limite de escoamento.

Os perfis, quer laminados simples, quer compostos por solda, apresentam *tensões residuais* internas decorrentes de resfriamentos desiguais em suas diversas partes. Nos perfis laminados, após a laminação, as partes mais expostas dos perfis (bordas dos flanges e região central da alma) se resfriam mais rápido que as áreas menos expostas (juntas alma-flange), sendo por elas impedidas de se contrair. Na fase final do resfriamento as áreas mais expostas já resfriadas impedem a contração das juntas alma-flange. Tensões residuais longitudinais se instalam em decorrência do impedimento à deformação de origem térmica. Nos perfis soldados, as regiões de alta temperatura se desenvolvem localmente junto aos cordões de solda.

As tensões residuais (Fig. 1.23a) conduzem a um diagrama tensão–deformação do aço em perfil, no qual a transição do regime elástico para o patamar de escoamento é mais gradual, como indicado na Fig. 1.23b. Esse diagrama é obtido por ensaio do perfil (e não de uma pequena amostra sem tensão residual).

Denomina-se *limite de proporcionalidade* do aço em perfis a tensão acima da qual o diagrama σ, ε deixa de ser linear. Isto ocorre para uma tensão média menor do que f_y devido à plastificação localizada originada da adição das tensões residuais às tensões de origem mecânica.

Os aços MR250 e AR350, em perfis simples ou compostos, apresentam valores do limite de proporcionalidade f_{el} da ordem de 80% dos respectivos limites de escoamento em barras, como se pode ver na Tabela 1.4.

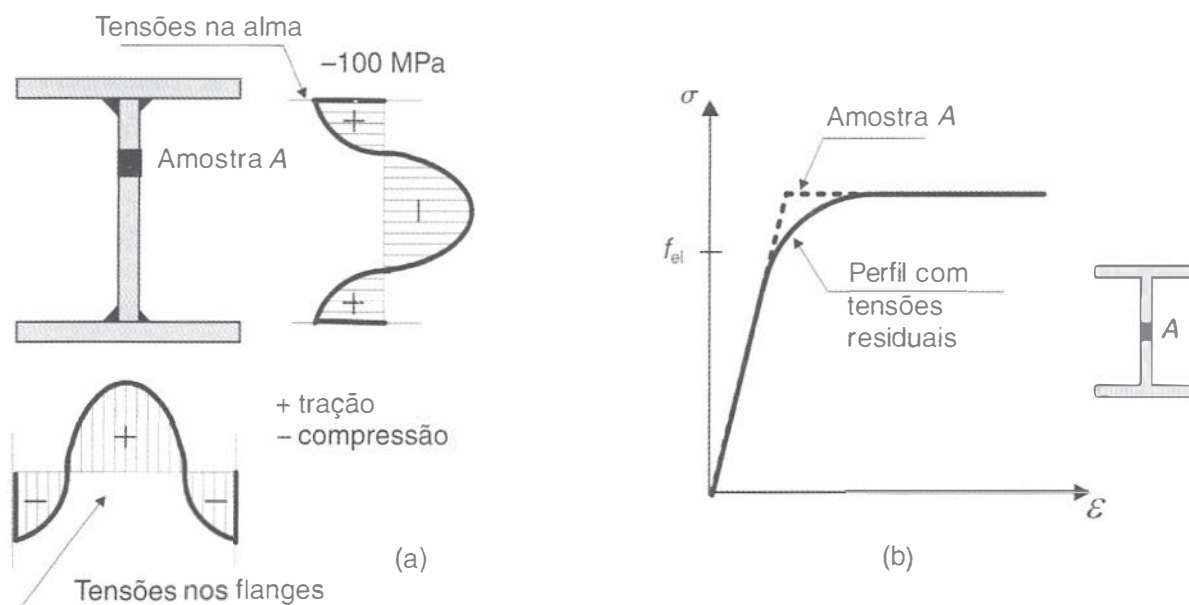


Fig. 1.23 (a) Aspecto das tensões residuais em um perfil I soldado; (b) Diagrama σ, ε para perfis simples ou compostos (aço com patamar de escoamento).

Tabela 1.4 Propriedades Mecânicas de Aços (Perfis Laminados ou Soldados)

Tipos de aço	$f_{t,l}$ (MPa)	f_y (MPa)
MR250	200	250
AR350	280	350

1.9 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

1.9.1 Elementos Estruturais

Os principais elementos estruturais metálicos são:

- Elementos lineares alongados, denominados *hastes* ou *barras*.
- Elementos bidimensionais, geralmente denominados elementos planos, constituídos por *placas* ou *chapas*.

Hastes

As hastes formam elementos alongados cujas dimensões transversais são pequenas em relação ao comprimento. Dependendo da solicitação predominante, as hastes podem ser classificadas em:

- tirantes (tração axial)
- colunas ou escoras (compressão axial)
- vigas (cargas transversais produzindo momentos fletores e esforços cortantes)
- eixos (torção).

Quando as solicitações de tração ou compressão são aplicadas segundo o eixo da haste, isto é, segundo a linha formada pelos centros de gravidade das seções, as tensões internas de tração ou compressão se distribuem uniformemente na seção transversal (Figs. 1.24a e b).

Quando a haste está sujeita a cargas transversais (Fig. 1.24c), os esforços predominantes são momentos fletores e esforços cortantes, os quais dão origem, respectivamente, a tensões normais de flexão (σ_{bx} , σ_{bt}) e tensões de cisalhamento (τ).

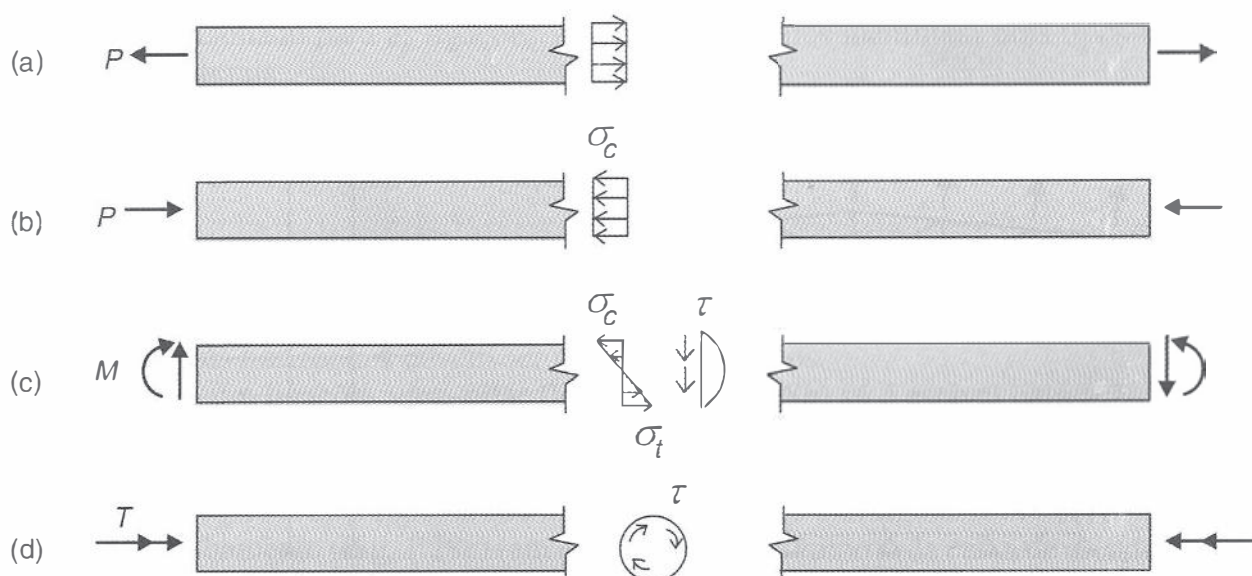


Fig. 1.24 Tipos de hastes, em função da solicitação predominante: (a) tirante; (b) coluna; (c) viga; (d) eixo da torção.

Quando a haste é usada para transmitir momentos de torção T (Fig. 1.24d), as solicitações são cisalhantes. Os eixos de torção são muito utilizados em máquinas, e seu emprego em estruturas civis é pouco usual.

Nas aplicações práticas, os elementos lineares trabalham sob ação de solicitações combinadas. Os esforços longitudinais de tração e compressão geralmente atuam com excentricidade em relação ao eixo da peça, dando origem a solicitações de flexotração e flexocompressão, respectivamente. Nas hastes comprimidas, as deformações transversais da peça dão origem a solicitações adicionais de flexocompressão. Esse efeito, denominado de segunda ordem porque altera a geometria inicial da haste, é de grande importância nos elementos muito alongados, conduzindo à ruptura da peça por flambagem.

Nas vigas, as solicitações de flexão e cisalhamento são muitas vezes combinadas com solicitações de torção.

Placas

As placas são elementos de espessura pequena em relação à largura e ao comprimento. As placas são utilizadas isoladamente ou como elementos constituintes de sistemas planos ou espaciais.

1.9.2 Sistemas Planos de Elementos Lineares

Os sistemas de elementos lineares são formados pela combinação dos principais elementos lineares (tirantes, colunas, vigas), constituindo as estruturas portantes das construções civis.

A Fig. 1.25 ilustra alguns exemplos de sistemas planos. A *treliça* ilustrada é um sistema utilizado tipicamente em coberturas de edifícios industriais (galpões). Nas treliças as hastes trabalham predominantemente a tração ou compressão simples. O modelo teórico de análise estrutural de treliça tem os nós rotulados, porém as treliças construídas na prática apresentam nós rígidos, os quais introduzem momentos fletores nas hastes. Entretanto, como as hastes individuais são geralmente esbeltas, as tensões de flexão resultam pequenas (ver o item 8.5).

A *grelha plana* é formada por dois feixes de vigas, ortogonais ou oblíquas, suportando conjuntamente cargas atuando na direção perpendicular ao plano da grelha. As grelhas são usadas em pisos de edifícios e superestruturas de pontes.

Os *pórticos*, também denominados quadros, são sistemas formados por associação de hastes retilíneas ou curvilíneas com ligações rígidas entre si. O pórtico ilustrado na Fig. 1.25 é um sistema estrutural típico de edificações.

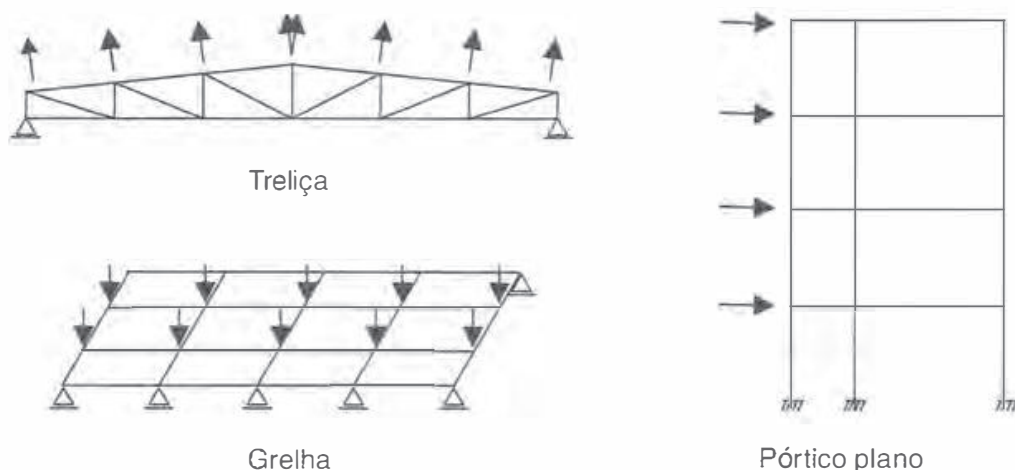


Fig. 1.25 Sistemas planos constituídos de elementos lineares.

1.9.3 Comportamento das Ligações

O funcionamento das estruturas compostas por peças pré-fabricadas conectadas, como é o caso de estruturas de aço, depende essencialmente do comportamento das ligações. Por exemplo, no caso de estruturas aporticadas de edificações, as ligações entre vigas e pilares determinam o esquema estrutural representativo do pórtico. A Fig. 1.26 mostra os dois tipos ideais de comportamento das ligações: ligação perfeitamente rígida, que impede completamente a rotação relativa entre a viga e o pilar ($\phi = 0$; isto é, os eixos da viga e do pilar se mantêm a 90° após a deformação), e ligação rotulada, que deixa livre a rotação relativa ϕ viga–pilar.

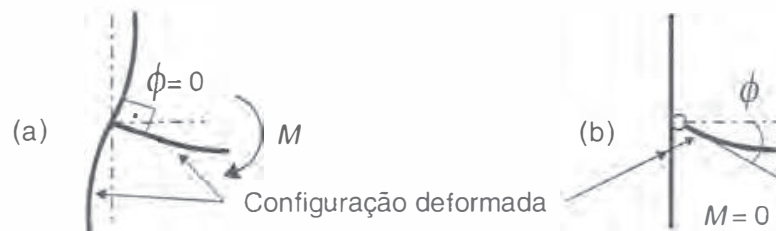


Fig. 1.26 Ligações ideais: (a) ligação perfeitamente rígida; (b) ligação rotulada.

Esses dois tipos ideais de ligações são difíceis de serem materializados. Na prática, os comportamentos de alguns detalhes de ligação podem ser assemelhados a um ou outro caso ideal de ligação. Por exemplo, a ligação viga–pilar com cantoneira dupla de alma (Fig. 1.27a) pode ser considerada no modelo estrutural como rotulada, embora haja alguma restrição à rotação relativa ϕ . Já a ligação com chapas de topo e base além de cantoneiras de alma (Fig. 1.27b) é classificada como rígida e poderia ser modelada como uma ligação perfeitamente rígida. Existem também as ligações semirrígidas, com comportamento intermediário entre o rígido e o flexível. Essas diferenças de funcionamento podem ser descritas pelas curvas momento fletor M (transferido pela ligação) \times rotação relativa ϕ entre os eixos da viga e do pilar ilustradas na Fig. 1.27c.

1.9.4 Estruturas Aporticadas para Edificações

O esquema estrutural das edificações compostas por associações de pórticos depende do tipo de detalhe selecionado para as ligações viga–pilar. Podemos identificar dois tipos básicos de esquemas estruturais:

- a) Pórtico com ligações rígidas;
- b) Estrutura contraventada com ligações flexíveis.

O modelo estrutural de um pórtico com ligações rígidas está ilustrado na Fig. 1.28a. Esse pórtico é estável para ação das cargas verticais e também das cargas horizontais.

A rigidez lateral do pórtico depende da rigidez à flexão dos elementos de viga e de pilar, e os deslocamentos horizontais devem ser mantidos pequenos.

A estrutura com ligações viga–pilar flexíveis (Fig. 1.28b) só é estável para ação de cargas verticais. Para resistir às ações horizontais, os pilares funcionam isolados (sem ação de pórtico); por isso deve-se associar uma subestrutura com grande rigidez à flexão, denominada contraventamento, que pode ser composta de uma ou mais paredes diafragmas, também denominadas paredes de cisalhamento (Fig. 1.28c) (em geral disposta no entorno da caixa de escada), ou uma subestrutura treliçada (Fig. 1.29a).

As ligações flexíveis são mais simples de serem instaladas e têm menor custo em relação às ligações rígidas. Por outro lado, a necessidade de incluir as subestruturas de contraventamento

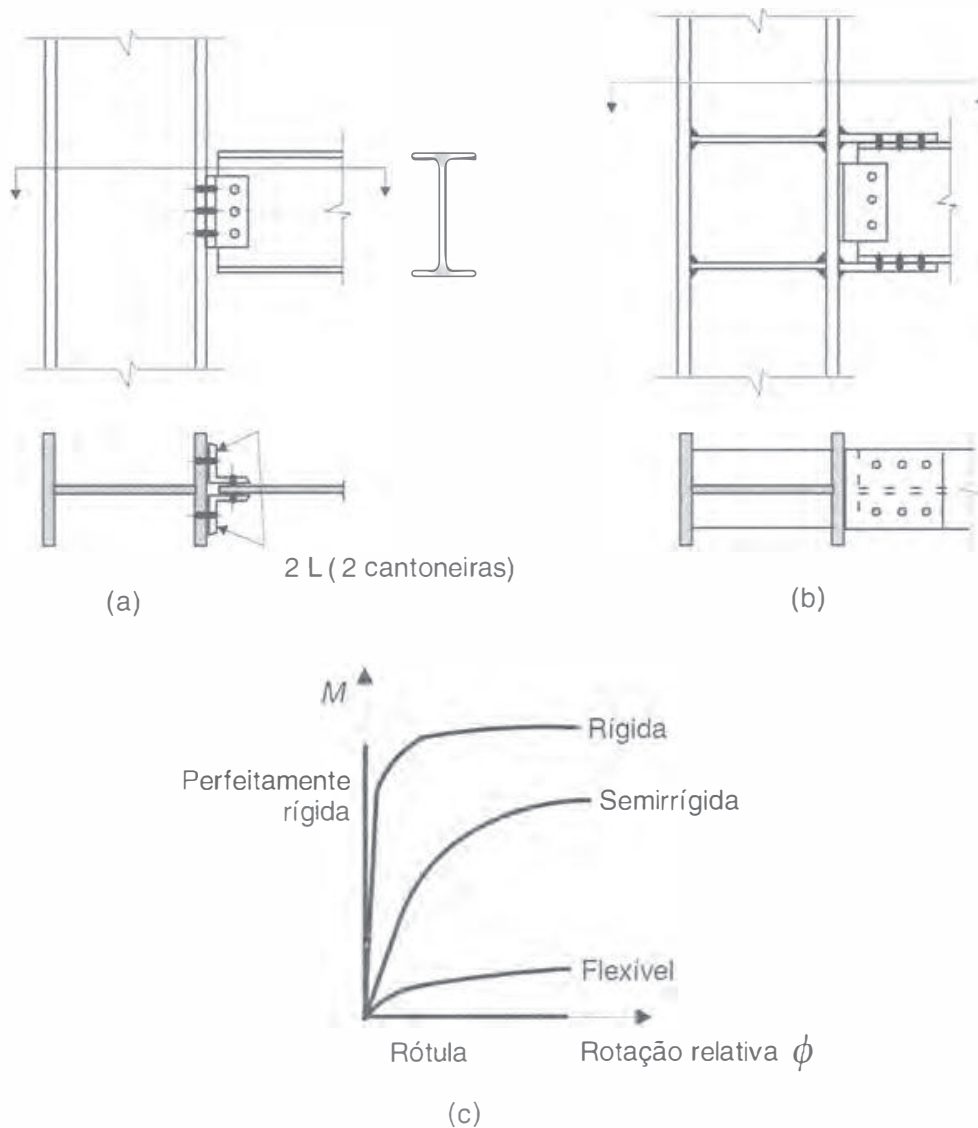


Fig. 1.27 Classificação de detalhes de ligação quanto à rigidez e à rotação; (a) ligação flexível, com dupla cantoneira de alma; (b) ligação rígida, com dupla cantoneira de alma e chapas de transpasse nas mesas (ou flanges) da viga; (c) curvas momento \times rotação relativa.

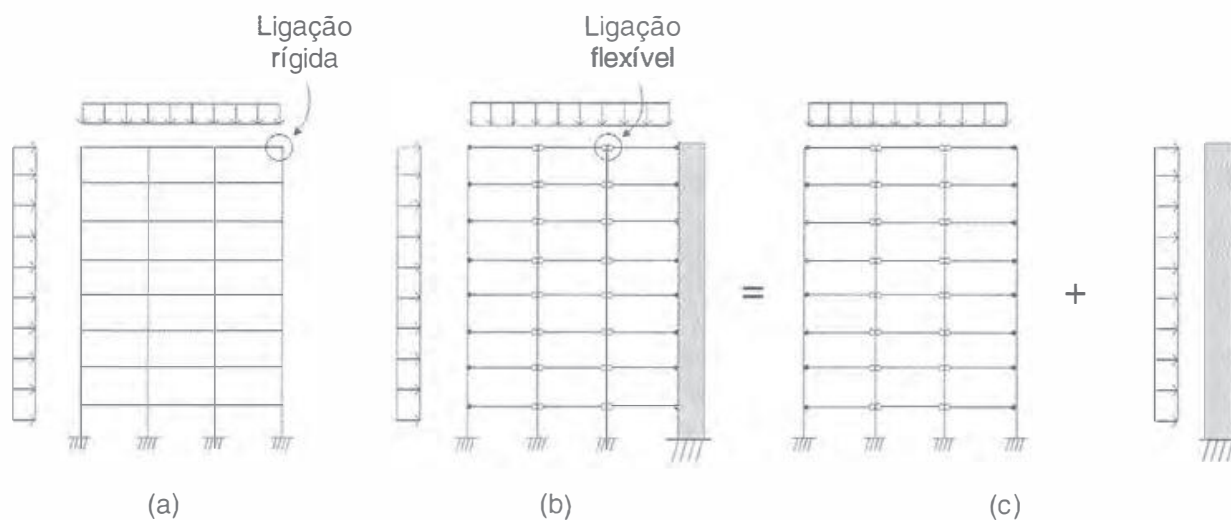


Fig. 1.28 Tipos de estruturas de edifícios: (a) pórtico (com ligações rígidas entre vigas e pilares); (b) estrutura com ligações viga-pilar flexíveis, a qual deve estar associada a uma subestrutura de contraventamento para fornecer rigidez lateral e resistir às ações horizontais; (c) decomposição dos sistemas componentes da estrutura da figura b com subestrutura de contraventamento do tipo parede-diafragma.

leva à concentração das forças horizontais nas suas fundações, enquanto no pórtico as forças horizontais se distribuem pelas fundações de todos os pilares. Além disso, o contraventamento treliçado pode produzir efeitos negativos do ponto de vista arquitetônico, como, por exemplo, a obstrução oferecida para posicionamento das janelas e portas da edificação.

Para contornar este inconveniente, as diagonais em X de contraventamento podem ser dispostas em K, como ilustrado na Fig. 129b.

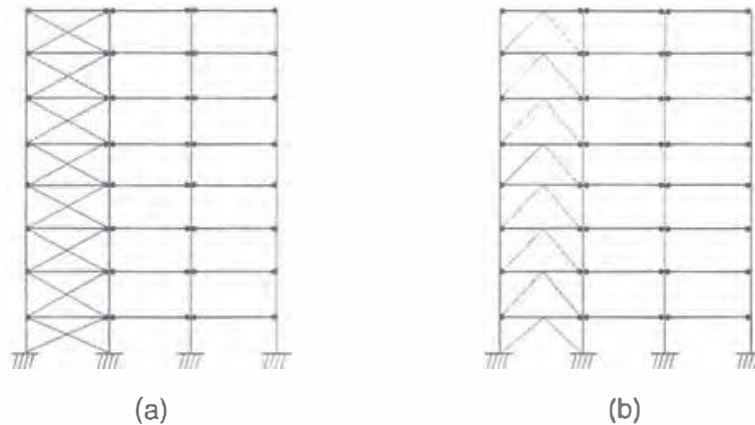


Fig. 1.29 Tipos de treliçado vertical para contraventamento: (a) em X; (b) em K.

A Fig. 1.30 ilustra os diagramas de esforços solicitantes dos dois tipos considerados de estruturas para edifícios (um com ligação rígida, outro com ligações flexíveis), respectivamente para ações de cargas verticais e cargas horizontais.

Observa-se na Fig. 1.30a que no pórtico (ligações rígidas) sob ação das cargas verticais, tanto as vigas quanto os pilares ficam sujeitos a momentos fletores; na verdade os pilares encontram-se sob flexocompressão. Já na estrutura contraventada (com ligações flexíveis) os pilares ficam sujeitos a compressão axial e as vigas à flexão. Para a ação das cargas horizontais (Fig. 1.30c) desenvolvem-se esforços de flexão em todos os elementos do pórtico, enquanto na estrutura com ligações flexíveis é a subestrutura de contraventamento que é mobilizada, ficando os elementos que compõem o treliçado vertical sujeitos a esforços normais (Fig. 1.30d). Em caso de contraventamento formado por paredes diafragmas (Fig. 1.28c) desenvolvem-se esforços de flexão.

Em termos de deslocabilidade lateral, a comparação entre os dois tipos de edificação (consideradas com os mesmos perfis nas vigas e nos pilares) dependerá da rigidez da subestrutura de contraventamento. No caso de paredes diafragmas e para os sistemas treliçados em geral utilizados, a estrutura contraventada apresenta-se mais rígida do que o pórtico.

A Fig. 1.31a mostra o esquema de um edifício com ligações viga-pilar flexíveis e com contraventamentos treliçados nos pórticos de fachada. Sob ação das cargas horizontais, o piso de cada andar funciona como uma estrutura no plano horizontal “apoiada” nos contraventamentos da fachada (Fig. 1.31b). Portanto, devem existir no mínimo três sistemas de contraventamento, os quais devem estar dispostos de maneira a prover equilíbrio ao piso como corpo rígido. Para isso, a estrutura de piso deve ter rigidez e resistência suficientes para distribuir as ações horizontais entre os sistemas de contraventamento, por exemplo, formando-se uma estrutura treliçada horizontal com as vigas de piso. No caso de estrutura de piso em laje de concreto pode-se admitir que a mesma resista aos esforços devidos às cargas horizontais e com rigidez infinita em seu próprio plano.

O equilíbrio do piso da Fig. 1.31b para ação de carga q_y , produz reações R_1 e R_3 iguais a $q_y \ell_x/2$ em cada contraventamento vertical das fachadas YZ.

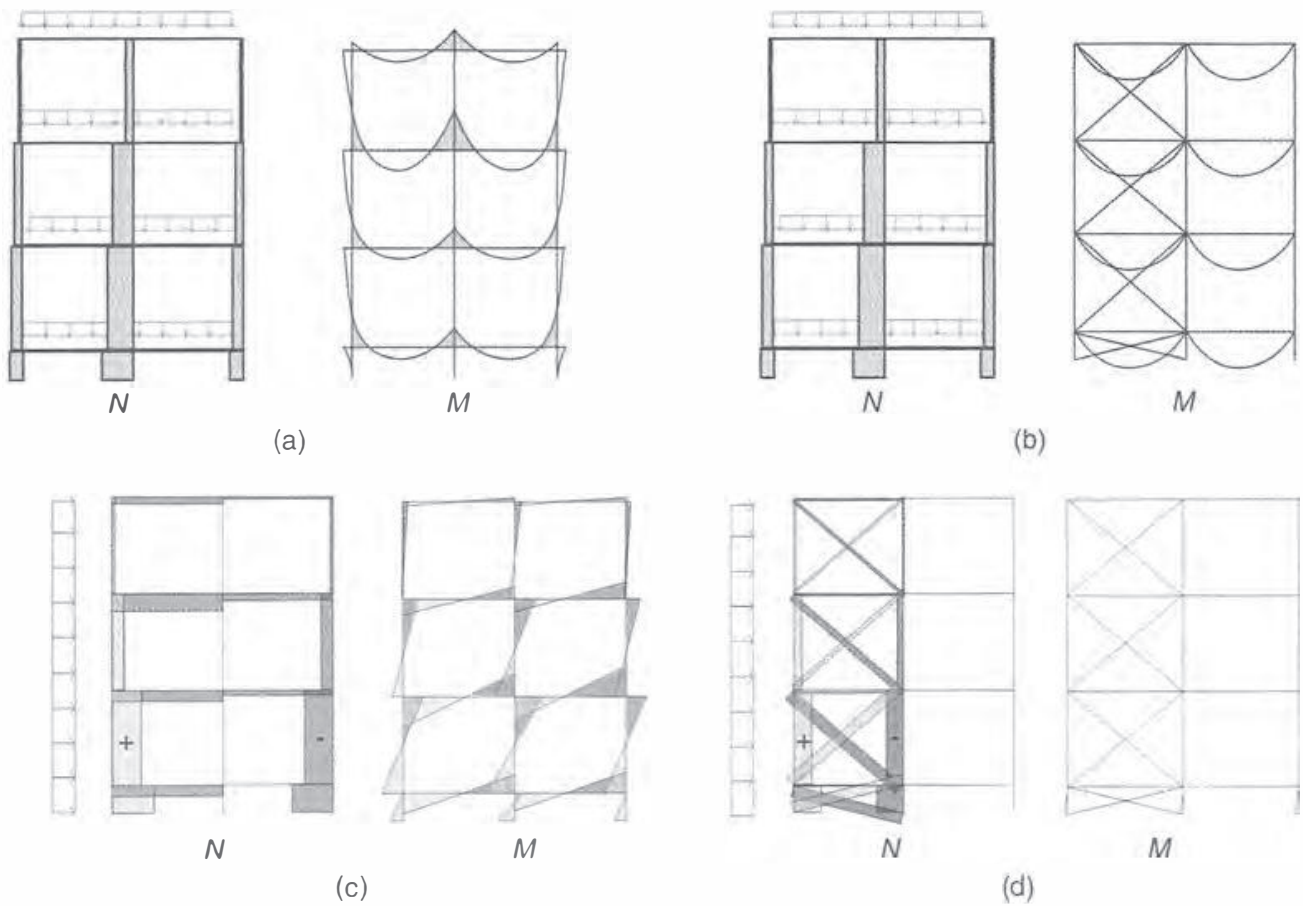


Fig. 1.30 Diagramas de esforços normais N e momento fletor M nos elementos de um pórtico (a) e de uma estrutura contraventada (b) sob ação de cargas verticais. Diagramas de esforços normais N e momento fletor M nos elementos de um pórtico (c) e de uma estrutura contraventada (d) sob ação de cargas horizontais.

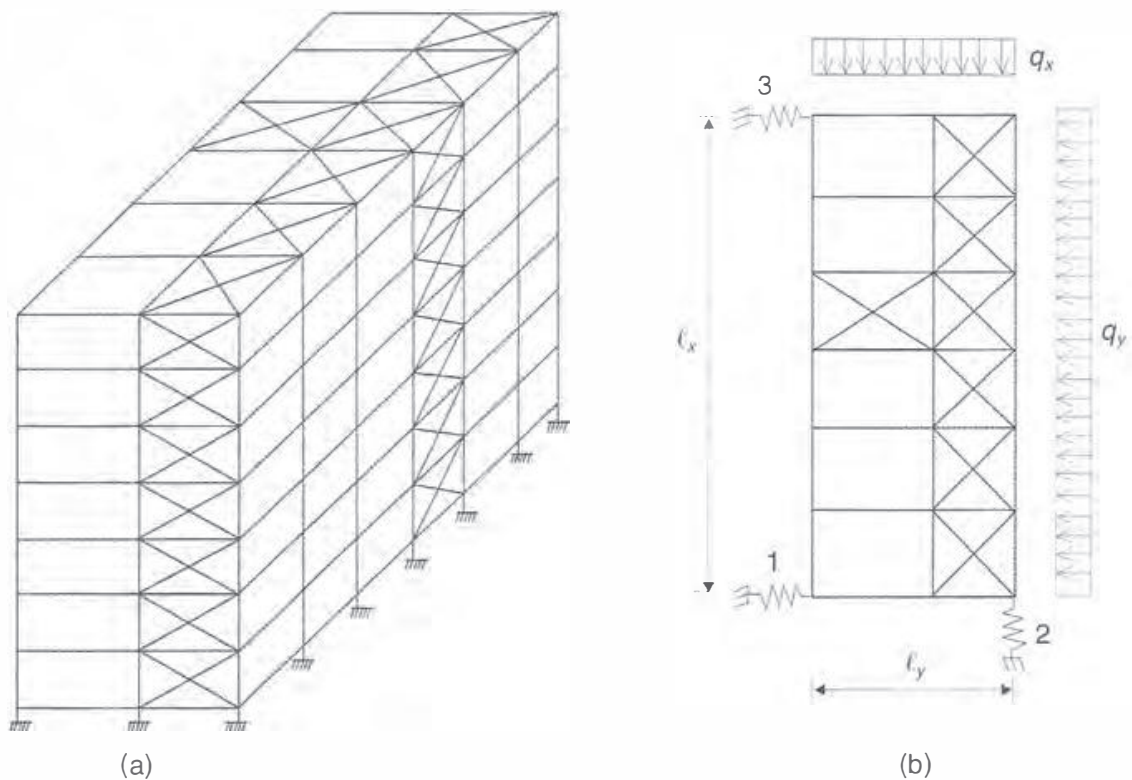


Fig. 1.31 Edifício com contraventamentos treliçados: (a) esquema estrutural tridimensional; (b) planta do andar-tipo.

Já a carga q_x fornece por equilíbrio do piso:

$$R_2 = q\ell_y$$

$$R_1 = -R_3 = q \frac{\ell_y^2}{2} \frac{1}{\ell_x}$$

1.9.5 Sistemas de Piso para Edificações

As estruturas de piso em edificações são, em geral, compostas de vigas principais e secundárias associadas a painéis de laje de concreto armado, conforme ilustra a Fig. 1.32a. Com as vigas secundárias pouco espaçadas, as lajes trabalham armadas na direção do menor vão. Sendo assim, as cargas verticais atuantes no piso são transferidas da laje para as vigas secundárias as quais se apóiam nas vigas principais e estas, por sua vez, as transmitem aos pilares. Além de transferir as cargas verticais aos pilares, os sistemas de piso são também responsáveis por distribuir entre os pilares e subestruturas de contraventamento as cargas de vento atuantes nas fachadas como está ilustrado na Fig. 1.31.

Para permitir a passagem de tubulações de serviço e reduzir o peso da estruturas, as vigas secundárias podem ser constituídas de vigas treliçadas denominadas *joists*. As vigas principais são geralmente compostas por perfis tipo I, em cujas almas podem ser executadas aberturas com ou sem reforços para permitir a passagem de tubulações.

As lajes de concreto armado podem ser executadas de diversas maneiras, seja por moldagem no local seja por pré-fabricação. Entre os sistemas mais utilizados, destaca-se a laje moldada no local sobre fôrma composta de chapa corrugada de aço, denominada *steel deck* (ver a Fig. 1.32b). Nesse sistema, a chapa de aço, além de atuar como escoramento na fase construtiva, funciona também como armadura inferior da laje. A aderência entre o concreto e o aço é garantida pela existência de mossas na superfície da chapa ou pelo atrito do concreto confinado nas fôrmas com cantos reentrantes. Em função do trabalho conjunto dos dois materiais, esse tipo de laje é denominado laje mista aço-concreto.

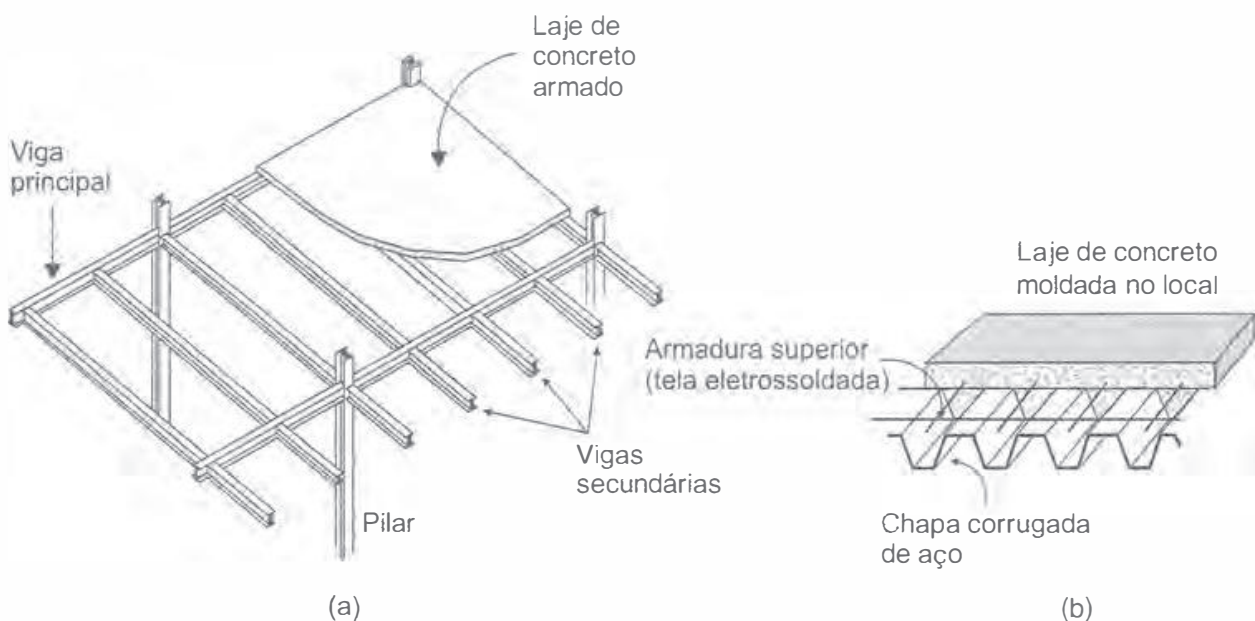


Figura 1.32 Sistemas de piso em edificações. (a) Vigas principais e vigas secundárias. (b) Laje tipo *steel deck*.

Os perfis metálicos das vigas podem ser associados às lajes de concreto armado por meio de conectores de cisalhamento (ver a Fig. 10.1a) e assim formar as vigas mistas. Além das vigas, os perfis de aço dos pilares também podem compor seções mistas através de conectores e de seu embebedimento em concreto (ver a Fig. 10.1c).

1.9.6 Galpões Industriais Simples

A Fig. 1.33a ilustra o esquema de um galpão metálico simples (sem ponte rolante), formado por associação de elementos lineares e sistemas planos.

As terças são vigas longitudinais (com comprimentos de vão em torno de 6 m) dispostas nos planos da cobertura e destinadas a transferir à estrutura principal as cargas atuantes naqueles planos, tais como peso do telhamento e sobrepessões e sucções devidas ao vento. As cargas de vento (V) produzem nas terças flexão reta em torno do eixo de maior inércia, enquanto as cargas gravitacionais (G) produzem flexão oblíqua (ver detalhe na Fig. 1.33b). O espaçamento entre as terças é definido pelo vão das chapas que compõem o telhamento e situa-se em geral na faixa entre 2 e 4 m para chapas metálicas.

O cobrimento das faces laterais dos galpões é em geral também executado com chapas corrugadas de aço, as quais se apóiam nas vigas de tapamento lateral. Essas vigas destinam-se também a transferir as cargas de vento das fachadas às estruturas principais através do apoio dessas vigas diretamente nas colunas dos pórticos principais. Para reduzir o vão das vigas de tapamento são instalados os tirantes de tapamento, os quais mobilizam a viga longitudinal superior e o contraventamento longitudinal no plano do telhado para transferir as cargas de vento às colunas principais. Podem também ser instaladas colunas de tapamento com fundação própria.

O sistema portante principal é, no caso da Fig. 1.33, o pórtico transversal formado pela associação rígida entre a treliça de cobertura e as duas colunas. Esse pórtico deve resistir à ação do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura além das cargas gravitacionais.

Os sistemas de contraventamento são feitos por barras associadas geralmente em forma de X compondo sistemas treliçados. Esses sistemas são destinados principalmente a fornecer estabilidade espacial ao conjunto, além de distribuir as cargas de vento. Por exemplo, o contraventamento no plano da cobertura é essencial para a estabilidade lateral do banzo superior da treliça, comprimido por ação das cargas gravitacionais (ver Fig. 1.33c). A flambagem desses elementos comprimidos pode se dar no plano horizontal (ou plano da cobertura) e o contraventamento neste plano serve para reduzir os seus comprimentos de flambagem e, portanto, para aumentar suas resistências à compressão. As terças atuam neste sistema transferindo as forças de contenção lateral para o treliçado do contraventamento. No caso em que há predominância da sucção de vento na cobertura sobre as cargas gravitacionais, ocorre inversão de esforços internos nos elementos da treliça, e o banzo inferior passa a sofrer compressão. A contenção lateral desse elemento pode ser feita com o esquema de contraventamento ilustrado na figura do Problema 8.7.1e.

Na Fig. 1.33d está ilustrado um possível esquema estrutural longitudinal do galpão, caracterizado pelas ligações flexíveis viga–pilar. Neste caso, é essencial a adoção do contraventamento vertical entre pilares para oferecer rigidez na direção longitudinal ao conjunto e para absorver as cargas de vento atuando nas fachadas transversais e transferi-las às fundações.

Uma descrição completa de edifícios industriais em aço, além de elementos para o projeto dessas estruturas, podem ser encontrados em Bellei (1998) e em Ballio e Mazzolani (1983).

1.9.7 Sistemas de Elementos Bidimensionais

Os sistemas planos de elementos bidimensionais em aço são constituídos por chapas dobradas ou reforçadas com enrijecedores soldados.

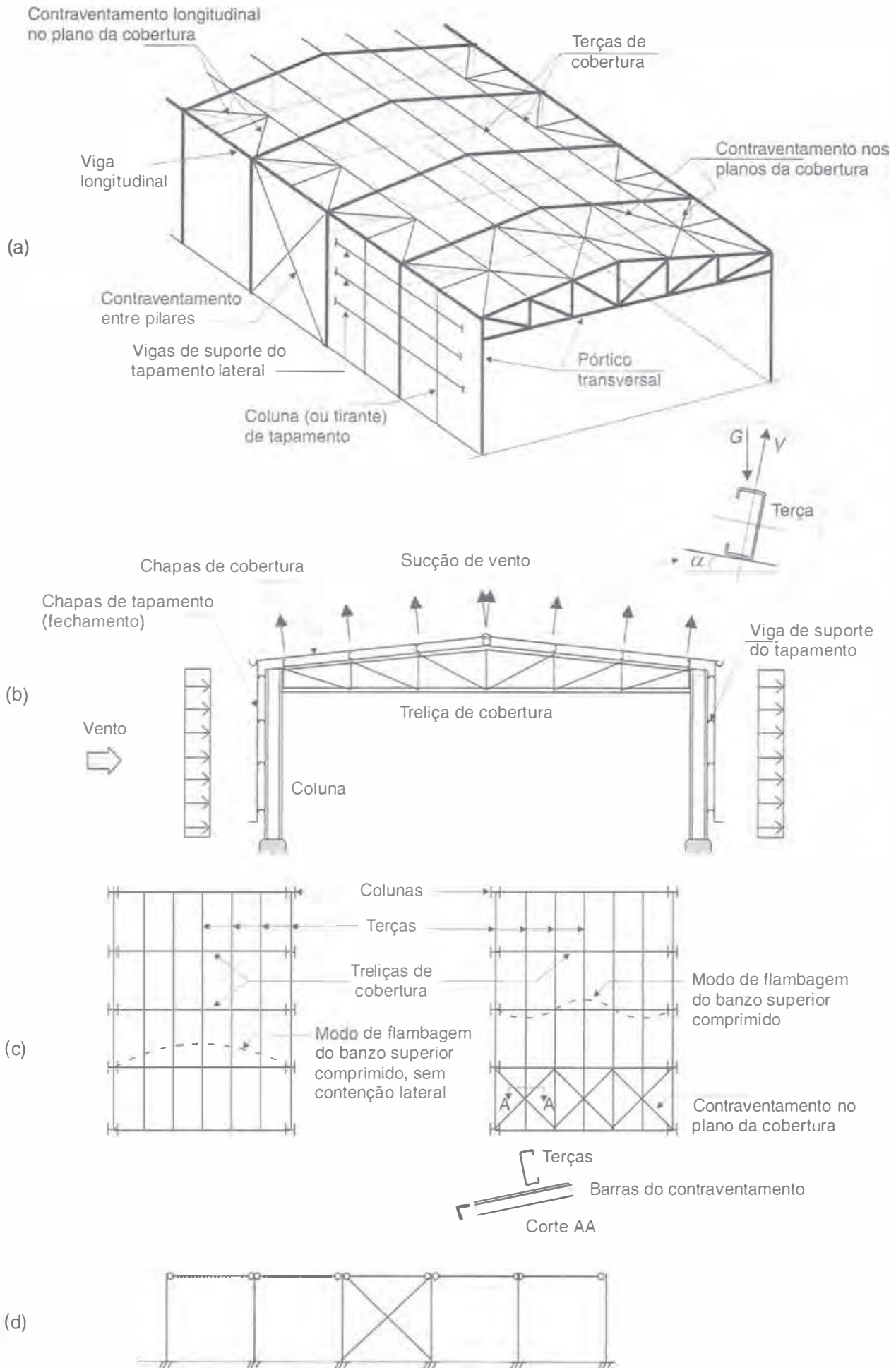


Fig. 1.33 Galpão metálico: (a) esquema tridimensional; (b) pórtico transversal sob ação do vento. No detalhe, terça sob flexão oblíqua; (c) planta da cobertura sem e com contraventamento; (d) vista longitudinal mostrando o contraventamento entre pilares.

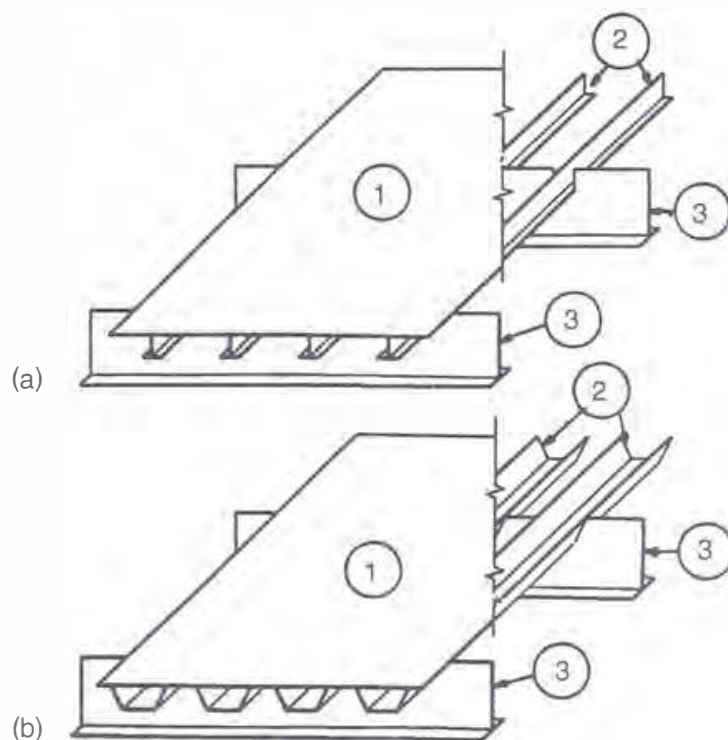


Fig. 1.34 Esquemas de painéis de placas enriquecidas em uma direção (placas ortotrópicas): (a) enrijecedores abertos, em forma de T; (b) enrijecedores fechados, em forma de U; 1 — chapa de topo; 2 — enrijecedor; 3 — viga transversal de apoio.

As chapas reforçadas com enrijecedores são muito utilizadas como lajes em pontes de grandes vãos, nas quais há interesse em reduzir o peso próprio da estrutura. Essas chapas enrijecidas, ilustradas na Fig. 1.34, têm inércia maior em uma direção. Por esse motivo elas são chamadas placas ortogonalmente anisotrópicas ou *ortotrópicas*. Este é o sistema utilizado no tabuleiro dos vãos metálicos da Ponte Rio-Niterói (ver Fig. 1.6).

1.10 | MÉTODOS DE CÁLCULO

1.10.1 Projeto Estrutural e Normas

Os objetivos de um projeto estrutural são:

- Garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura.
- Garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais.

As etapas de um projeto estrutural podem ser reunidas em três fases:

- a) Anteprojeto ou projeto básico, quando são definidos o sistema estrutural, os materiais a serem utilizados, o sistema construtivo.
- b) Dimensionamento ou cálculo estrutural, fase na qual são definidas as dimensões dos elementos da estrutura e suas ligações de maneira a garantir a segurança e o bom desempenho da estrutura.
- c) Detalhamento, quando são elaborados os desenhos executivos da estrutura contendo as especificações de todos os seus componentes.

Nas fases de dimensionamento e detalhamento, utiliza-se, além dos conhecimentos de análise estrutural e resistência dos materiais, grande número de regras e recomendações referentes a:

- critérios de garantia de segurança;
- padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores de características mecânicas;
- definição de níveis de carga que representem a situação mais desfavorável;
- limites de tolerâncias para imperfeições na execução;
- regras construtivas etc.

Os conjuntos de regras e especificações, para cada tipo de estrutura, são reunidos em documentos oficiais, denominados *normas*, que estabelecem bases comuns, utilizadas por todos os engenheiros na elaboração dos projetos.

No que diz respeito aos critérios para garantia de segurança da estrutura, as normas para projeto de estruturas metálicas utilizavam, até meados da década de 1980, o Método das Tensões Admissíveis, quando passaram gradativamente a adotar o Método dos Coeficientes Parciais, denominado no Brasil de Método dos Estados Limites. Na literatura norte-americana este método é conhecido pela sigla LRFD – Load and Resistance Factor Design, que significa projeto com fatores aplicados às cargas e às resistências.

As normas e recomendações aplicadas a edificações – brasileira, NBR 8800:2008; canadense, CAN/CSA 516-01; europeia, EUROCODE3 – atualmente em vigor, baseiam-se no Método dos Estados Limites. As normas norte-americanas AISC (American Institute of Steel Construction) mantiveram paralelamente em vigor o método das tensões admissíveis (ASD – Allowable Stress Design) e o método LRFD através de dois documentos independentes. Em 2005 foi publicada a versão integrada da norma contendo os dois métodos em um único documento, ANSI/AISC 360-05. A norma brasileira NBR 8800 (2008) é essencialmente baseada na americana AISC-LRFD (2005). As principais mudanças em relação à norma anterior – NBR 8800 (1996) – podem ser encontradas em Fakury (2007).

1.10.2 Estados Limites

Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos (ver Item 1.10.1). Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos
- Estados limites de utilização.

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e consequente colapso da estrutura devido, por exemplo, a

- perda de equilíbrio como corpo rígido;
- plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- ruptura de uma ligação ou seção;
- flambagem em regime elástico ou não;
- ruptura por fadiga.

Os estados limites de utilização (associados a cargas em serviço) incluem

- deformações excessivas;
- vibrações excessivas.

1.10.3 Método das Tensões Admissíveis

O dimensionamento utilizando tensões admissíveis se originou dos desenvolvimentos da Resistência dos Materiais em regime elástico. Neste método, o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante σ em cada seção é inferior a uma tensão resistente reduzida por um coeficiente de segurança γ .

A tensão resistente é calculada considerando-se que a estrutura pode atingir uma das condições limites (estados limites últimos) citadas anteriormente no item 1.10.2.

No caso de elemento estrutural submetido à flexão simples sem flambagem lateral, a tensão resistente é tomada, neste método, igual à tensão de escoamento f_{yk} , o que corresponde ao início de plastificação da seção, e a equação de conformidade da estrutura é expressa por

$$\sigma_{\text{máx}} < \bar{\sigma} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \quad (1.7)$$

onde $\bar{\sigma}$ = tensão admissível.

Os esforços solicitantes (momento fletor, esforço normal etc.), a partir dos quais se calcula a tensão $\sigma_{\text{máx}}$, são obtidos através da análise em regime elástico da estrutura para cargas em serviço.

O coeficiente de segurança γ traduz o reconhecimento de que existem diversas fontes de incerteza na Eq. 1.7; por exemplo, incertezas quanto:

- à magnitude e distribuição do carregamento;
- às características mecânicas dos materiais;
- à modelagem estrutural (o modelo representa adequadamente a estrutura?);
- às imperfeições na execução da estrutura.

Para limitar essas incertezas nos projetos, foram adotadas as seguintes providências:

- padronização dos testes para determinação de características dos materiais;
- especificação de limites ou tolerâncias nas imperfeições de fabricação e execução;
- desenvolvimento de métodos de análise estrutural adequados, identificando-se as diferenças entre a estrutura real e o modelo;
- estudos estatísticos dos carregamentos ou especificação de níveis extremos de carga baseados em experiência anterior.

Além das verificações de resistência (estado limite último) são também necessárias verificações quanto à possibilidade de excessivas deformações sob cargas em serviço (estado limite de utilização).

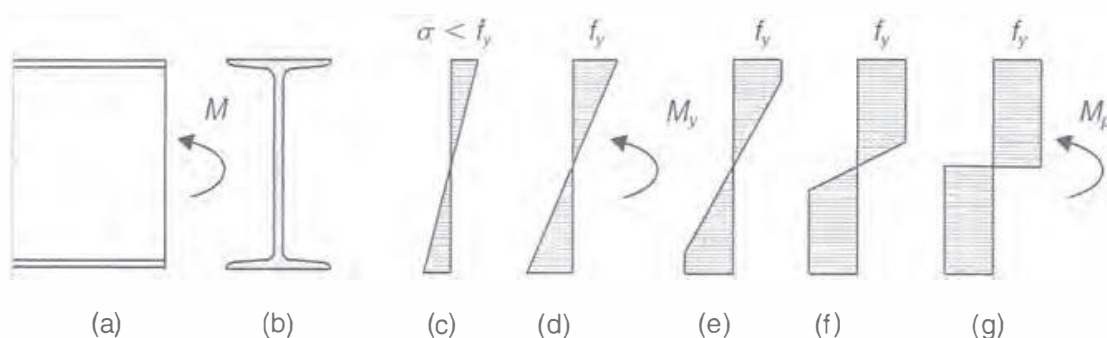


Fig. 1.35 Tensões normais de flexão e plastificação progressiva da seção.

O Método das Tensões Admissíveis possui as seguintes limitações:

- Utiliza-se de um único coeficiente de segurança para expressar todas as incertezas, independentemente de sua origem. Por exemplo, em geral a incerteza quanto a um valor especificado de carga de peso próprio é menor do que a incerteza associada a uma carga proveniente do uso da estrutura.
- Em sua origem o método previa a análise estrutural em regime elástico com o limite de resistência associado ao início de plastificação da seção mais solicitada. Não se consideravam reservas de resistência existentes após o início da plastificação, nem a redistribuição de momentos fletores causada pela plastificação de uma ou mais seções de estrutura hiperestática.

Esta última limitação foi apontada na década de 1930 quando foi desenvolvida a Teoria Plástica de Dimensionamento.

O método das tensões admissíveis é conhecido na literatura norte-americana pelas siglas ASD (Allowable Stress Design) ou WSD (Working Stress Design).

1.10.4 Teoria Plástica de Dimensionamento das Seções

O conceito básico está ilustrado na Fig. 1.35, onde se vê uma seção de uma peça submetida à flexão. As Figs. 1.35c a 1.35g representam os diagramas de tensões normais na seção para o momento fletor crescente. O momento M_y é o momento correspondente ao início de plastificação e M_p é o momento de plastificação total da seção. Como $M_p > M_y$, o saldo ($M_p - M_y$) constitui uma reserva de resistência em relação ao início de plastificação. Esse saldo é considerado na teoria plástica de dimensionamento. O cálculo da carga que produz a condição limite de resistência (colapso) baseada na plastificação total das seções é feito com a análise estrutural em regime plástico, abordada no Cap. 11.

Na teoria plástica de dimensionamento, a carga Q_{serv} atuante, em serviço, é comparada com a carga Q_u que produz o colapso da estrutura através da equação de conformidade do método:

$$\gamma Q_{serv} \leq Q_u \quad (1.8)$$

onde γ é o coeficiente de segurança único aplicado agora às cargas de serviço.

A condição limite de resistência baseada na plastificação total das seções está incorporada ao Método dos Estados Limites, no qual também é permitida a utilização da análise estrutural plástica dentro de certas limitações.

1.10.5 Método dos Estados Limites

Estados limites últimos. A garantia de segurança no método dos estados limites é traduzida pela equação de conformidade, para cada seção da estrutura:

$$S_d = S(\sum \gamma_{fi} F_i) < R_d = R(f_k / \gamma_m) \quad (1.9)$$

onde a solicitação de projeto S_d (o índice d provém da palavra inglesa *design*) é menor que a resistência de projeto R_d . A solicitação de projeto (ou solicitação de cálculo) é obtida a partir de uma combinação de ações F_i , cada uma majorada pelo coeficiente γ_{fi} , enquanto a resistência de projeto é função da resistência característica do material f_k , minorada pelo coeficiente γ_m . Os coeficientes γ_f , de majoração das cargas (ou ações), e γ_m , de redução da resistência interna, refletem as variabilidades dos valores característicos dos diversos carregamentos e das propriedades mecânicas do material e outros fatores como discrepâncias entre o modelo estrutural e o sistema real. Trata-se de um método que considera as incertezas de forma mais racional do que o método das tensões admissíveis, além de considerar as reservas de resistência após o início da plastificação.

Na formulação deste método semiprobabilístico a solicitação S e a resistência R são tomadas como variáveis aleatórias com distribuições normais de probabilidades. A segurança das estruturas fica garantida sempre que a diferença ($R - S$), denominada margem de segurança M , for positiva. A Fig. 1.36 mostra a distribuição de probabilidade da variável aleatória M , onde se observa que a área hachurada corresponde à probabilidade de colapso p_u , a qual será tanto menor quanto maior for a distância entre o valor médio M_m e a origem. Esta distância é expressa pelo produto do índice de confiabilidade β pelo desvio padrão de M , σ_M .

Os coeficientes parciais de segurança (γ_f e γ_m) da Eq. (1.9) são calculados através de métodos de análise de confiabilidade (Schneider, 1997), de modo que a probabilidade de colapso seja menor que um valor suficientemente pequeno, em geral variando entre 10^{-4} e 10^{-6} por ano de utilização, dependendo do tipo de colapso e suas conseqüências.

Esses valores de probabilidade de colapso, entretanto, não refletem a realidade das estatísticas, pois não consideram a existência dos erros humanos, que são, de fato, os maiores causadores dos danos e colapsos (Schneider, 1997). Os erros humanos devem ser combatidos com providências tais como:

- Promover a constante atualização e treinamento dos técnicos por meio de publicações e discussões sobre exemplos de experiências malsucedidas (Cunha et al., 1996 e 1998);
- Exigir documentos claros e completos;
- Criar e manter mecanismos de controle em todas as etapas de projeto e execução, como, por exemplo, realizar sempre verificações de critérios, cálculos e desenhos de projeto.

Ações. As ações a serem consideradas no projeto das estruturas são as cargas que nelas atuam ou deformações impostas (por variação de temperatura, recalques etc.). Os valores das ações a serem utilizados no cálculo podem ser obtidos por dois processos:

- a) Critério estatístico, adotando-se valores característicos F_k , isto é, valores de ações que correspondam a uma certa probabilidade de serem excedidos.
- b) Critério determinístico, ou fixação arbitrária dos valores de cálculo. Em geral, escolhem-se valores cujas solicitações representam uma envoltória das solicitações produzidas pelas cargas atuantes.

Em face das dificuldades em se aplicar um tratamento estatístico para algumas ações, as normas, muitas vezes, fixam arbitrariamente os valores a adotar no projeto das estruturas. Na medida em que os conhecimentos probabilísticos da incidência das cargas forem se aprimorando, a tendência será adotar o critério estatístico para as mesmas.

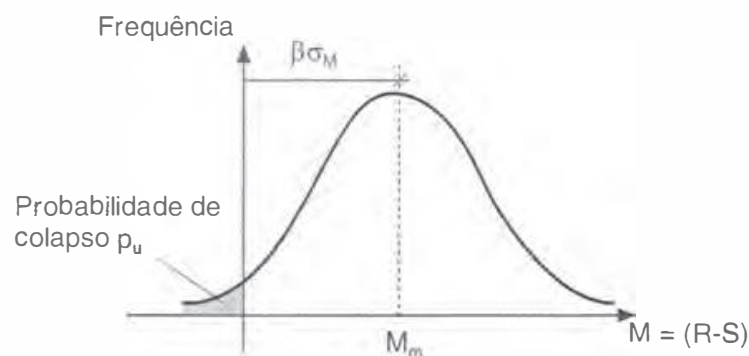


Fig. 1.36 Distribuição de probabilidade da variável M (margem de segurança), igual à diferença entre a resistência R e a solicitação S .

As normas brasileiras que se ocupam das cargas sobre as estruturas são:

NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.

NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.

Cálculo das solicitações atuantes. Os esforços solicitantes oriundos de ações estáticas ou quase-estáticas e que atuam nas diversas seções de uma estrutura podem ser calculados por diversos processos em função da consideração dos efeitos não lineares (ver item 11.1). No que diz respeito ao regime de tensões desenvolvidas no material, elástico ou inelástico, podem-se distinguir dois processos:

- Estática clássica ou elástica, admitindo-se que a estrutura se deforma em regime elástico.
- Estática inelástica, considerando-se o efeito das deformações plásticas, nas seções mais solicitadas, sobre a distribuição dos esforços solicitantes provocados pelas cargas (ver Cap. 11).

A redistribuição de esforços solicitantes só se verifica em sistemas estruturais estaticamente indeterminados, nos quais os esforços solicitantes dependem das deformações do sistema. Nas estruturas estaticamente determinadas, ou isostáticas, os esforços solicitantes das seções não dependem das deformações, admitindo-se, naturalmente, que as mesmas sejam pequenas.

O cálculo das solicitações pela estática inelástica apresenta melhor coerência com o dimensionamento das seções no estado limite de plastificação.

Na prática profissional, entretanto, o cálculo elástico dos esforços solicitantes é o mais utilizado, tendo em vista sua maior simplicidade, e o fato de ser a favor da segurança.

Combinação de solicitações segundo a NBR 8800. A norma brasileira NBR 8800 adotou uma formulação compatível com as normas nacionais e internacionais de segurança das estruturas. A Norma Brasileira NBR 8681 da ABNT — Ações e Segurança nas Estruturas — fixa os critérios de segurança das estruturas e de quantificação das ações e das resistências a serem adotados nos projetos de estruturas constituídas de quaisquer dos materiais usuais na construção civil.

As solicitações de projeto (S_d) podem ser representadas como combinações de solicitações S devidas às ações F_{ik} pela expressão:

$$S_d = \sum \gamma_{f3} S[(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot F_{ik})], \quad (1.10)$$

em que os coeficientes γ_{f1} , γ_{f2} , γ_{f3} têm os seguintes significados:

γ_{f1} = coeficiente ligado à dispersão das ações; transforma os valores característicos das ações (F_k) correspondentes à probabilidade de 5% de ultrapassagem em valores extremos de menor probabilidade de ocorrência; γ_{f1} tem um valor da ordem de 1,15 para cargas permanentes e 1,30 para cargas variáveis.

γ_{f2} = coeficiente de combinação de ações.

γ_{f3} = coeficiente relacionado com tolerância de execução, aproximações de projeto, diferenças entre esquemas de cálculo e o sistema real etc.; γ_{f3} tem um valor numérico da ordem de 1,15.

Observa-se na Eq. (1.10) que os coeficientes γ_{f1} e γ_{f2} aplicam-se diretamente às ações F_k , enquanto o coeficiente γ_{f3} aplica-se às solicitações (esforços normais, momentos fletores etc.) geradas pelas ações. Se o cálculo das solicitações for efetuado por análise linear (elástica de primeira ordem), então as solicitações são proporcionais às ações e o cálculo pode ser feito,

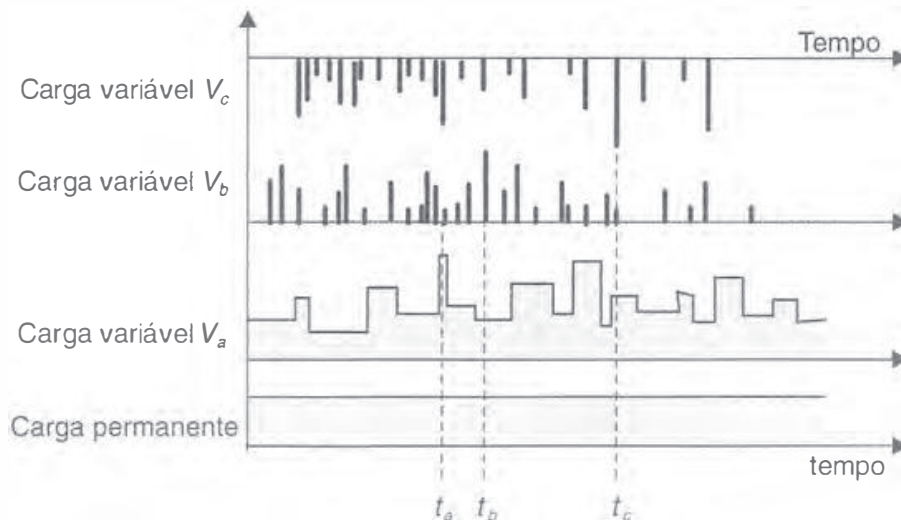


Fig. 1.37 Variação das ações no decorrer do tempo.

quer aplicando-se os coeficientes como na Eq. (1.10), quer aplicando-se os três coeficientes diretamente às ações. Podem-se, neste caso, efetuar as combinações de ações. Por outro lado, se a análise estrutural é não linear geométrica (ou de segunda ordem) e/ou física, os coeficientes devem ser aplicados conforme indica a Eq. (1.10), combinando-se as solicitações.

Para o cálculo das solicitações de projeto S_d , as ações devem ser combinadas de forma a expressar as situações mais desfavoráveis para a estrutura durante sua vida útil prevista. A Fig. 1.37 ilustra a variação das ações em uma estrutura no decorrer do tempo mostrando os instantes (ou intervalos) de tempo t_a , t_b e t_c para os quais cada uma das ações variáveis V_c , V_b e V_a , respectivamente, atinge seu valor característico.

As combinações de ações referem-se a esses instantes, nos quais cada ação variável, por sua vez, é dominante e é combinada às ações permanentes e às outras ações variáveis simultâneas que produzem acréscimos de solicitações (efeito desfavorável). Por exemplo, se a ação V_c produz esforços contrários aos de V_b e V_a , então na combinação em que V_a for dominante entram apenas G e V_b .

Definem-se os seguintes tipos de combinações de ações para verificações nos estados limites últimos:

- *Combinação normal*: combinação que inclui todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura.
- *Combinação de construção*: combinação que considera ações que podem promover algum estado limite último na fase de construção da estrutura.
- *Combinação especial*: combinação que inclui ações variáveis especiais, cujos efeitos têm magnitude maior que os efeitos das ações de uma combinação normal.
- *Combinação excepcional*: combinação que inclui ações excepcionais, as quais podem produzir efeitos catastróficos, tais como explosões, choques de veículos, incêndios e sismos.

Para as combinações de ações, a Eq. (1.10) pode ser simplificada, fazendo $\gamma_{f1} \times \gamma_{f3} = \gamma_f$ e afetando cada ação variável secundária de um fator de combinação Ψ_0 , equivalente ao coeficiente γ_{f2} .

As *combinações normais* de ações para estados limites últimos são escritas em função dos valores característicos das ações permanentes G e variáveis Q :

$$F_d = \sum \gamma_{gf} G_i + \gamma_{q1} Q_1 + \sum \gamma_{qi} \Psi_{0i} Q_i \quad (1.11)$$

- onde Q_1 é a ação variável de base (ou principal) para a combinação estudada;
 Q_j representa as ações variáveis que atuam simultaneamente a Q_1 e que têm efeito desfavorável;
 γ_s, γ_q são coeficientes de segurança parciais aplicados às cargas;
 Ψ_0 é o fator de combinação que reduz as ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações de distintas naturezas com seus valores característicos.

As *combinações últimas de construção e especiais* são também escritas como na Eq. (1.11). Nestes casos, o fator Ψ_0 pode ser substituído por Ψ_2 quando a ação dominante tiver tempo de duração muito curto.

Os valores dos coeficientes de segurança parciais γ_f (γ_s, γ_q etc.) podem ser obtidos na Tabela 1.5, e os valores do fator de combinação Ψ_0 encontram-se na Tabela 1.6.

A NBR 8800 apresenta ainda valores γ_f para combinações normais em que as cargas permanentes (de correntes de peso) são agrupadas e afetadas por um único γ_s , bem como para o agrupamento das cargas variáveis. Os valores dos coeficientes dependem da magnitude das cargas decorrentes do uso da estrutura (Q_{uso}).

Tabela 1.5 Coeficientes de Segurança Parciais γ_f Aplicados às Ações (ou Solicitações) no Estado Limite Último (NBR 8800)

Ações		Combinações		
		Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
P e r m a n e n t e s	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25 (1,00)	1,15 (1,00)	1,10 (1,00)
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30 (1,00)	1,20 (1,00)	1,15 (1,00)
	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	1,35 (1,00)	1,25 (1,00)	1,15 (1,00)
	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40 (1,00)	1,30 (1,00)	1,20 (1,00)
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,50 (1,00)	1,40 (1,00)	1,30 (1,00)
	Deformações impostas por recalques de apoio, imperfeições geométricas, retração e fluência do concreto	1,20 (1,00)	1,20 (1,00)	0 (0)
V a r i á v e i s	Efeito de temperatura	1,20	1,00	1,00
	Ação do vento	1,40	1,20	1,00
	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes de uso e ocupação	1,50	1,30	1,00

$$1,35 \sum G_i + 1,50 (Q_1 + \sum \Psi_{0j} Q_j) \quad \text{para } Q_{\text{uso}} > 5 \text{ kN/m}^2 \quad (1.12a)$$

$$1,40 \sum G_i + 1,40 (Q_1 + \sum \Psi_{0j} Q_j) \quad \text{para } Q_{\text{uso}} < 5 \text{ kN/m}^2 \quad (1.12b)$$

As ações excepcionais (E), tais como explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos etc., são combinadas com outras ações de acordo com a equação:

$$F_d = \sum \gamma_{0i} G_i + E + \sum \gamma_{0j} \Psi_2 Q_j \quad (1.13)$$

Esforços resistentes. Denominam-se esforços resistentes, em uma dada seção de estrutura, as resultantes das tensões internas, na seção considerada.

Os esforços internos (esforço normal, momento fletor etc.) resistentes denominam-se resistência última R_i e são calculados, em geral, a partir de expressões derivadas de modelos semi-analíticos em função de uma tensão resistente característica (por exemplo, f_{yk}). Define-se a tensão resistente característica como o valor abaixo do qual situam-se apenas 5% dos resultados experimentais de tensão resistente.

Tabela 1.6 Valores dos Fatores de Combinação Ψ_0 e de Redução Ψ_1 e Ψ_2 para as Ações Variáveis (NBR 8800)

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	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 ⁽¹⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ⁽²⁾	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Notas:

⁽¹⁾Edificações residenciais de acesso restrito.

⁽²⁾Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

A resistência de projeto R_d é igual à resistência última dividida pelo coeficiente parcial de segurança γ_m :

$$R_d = \frac{R_u(f_k)}{\gamma_m} \quad (1.14)$$

onde $\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3}$

sendo γ_{m1} o coeficiente que considera a variabilidade da tensão resistente, transformando o seu valor característico em um valor extremo com menor probabilidade de ocorrência:

γ_{m2} o coeficiente que considera as diferenças entre a tensão resistente obtida em ensaios padronizados de laboratório e a tensão resistente do material na estrutura;

γ_{m3} o coeficiente que leva em conta as incertezas no cálculo de R_u em função de desvios construtivos ou de aproximações teóricas.

Os valores do coeficiente γ_m são dados na Tabela 1.7 em função do tipo de combinação de ações. Para o aço estrutural de perfis, pinos e parafusos, os valores γ_m dependem do estado limite último considerado. Além dos valores mostrados na Tabela 1.7, outros valores associados a situações específicas de ruptura serão indicados apropriadamente ao longo desta obra.

Tabela 1.7 Valores do Coeficiente γ_m Parcial de Segurança, Aplicado às Resistências (NBR 8800)

Material	Combinações de Ações			
	γ_m	Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estados limites de escoamento e flambagem	γ_{a1}	1,10	1,10	1,00
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estado limite de ruptura.	γ_{a2}	1,35	1,35	1,15
Concreto	γ_c	1,40	1,20	1,20
Aço de armadura de concreto armado	γ_s	1,15	1,15	1,00

Estados limites de utilização. No dimensionamento dos estados limites é necessário verificar o comportamento da estrutura sob ação das cargas em serviço, o que se faz com os estados limites de utilização, que correspondem à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções a que de destina.

Deseja-se evitar, por exemplo, a sensação de insegurança dos usuários de uma obra na presença de deslocamentos ou vibrações excessivas; ou ainda prejuízos a componentes não-estruturais, como alvenarias e esquadrias.

Para os estados limites de utilização (ou de serviço) definem-se três valores representativos das ações variáveis Q em função do tempo de duração das ações e de sua probabilidade de ocorrência:

Valor raro (característico): Q
 Valor frequente: $\Psi_1 Q$
 Valor quase-permanente: $\Psi_2 Q$

sendo os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2 ($\Psi_2 < \Psi_1$) dados na Tabela 1.6, para cada tipo de ação.

As combinações de ações nos estados limites de utilização são efetuadas considerando a ação variável dominante com um dos valores representativos mencionados anteriormente, combinada com as ações permanentes G_i e as outras ações variáveis Q_j . Resultam os seguintes tipos de combinação:

Combinação quase-permanente

$$F = \sum G_i + \Psi_2 Q_1 + \sum \Psi_{2j} Q_j \quad (1.15a)$$

Combinação frequente

$$F = \sum G_i + \Psi_1 Q_1 + \sum \Psi_{2j} Q_j \quad (1.15b)$$

Combinação rara

$$F = \sum G_i + Q_1 + \sum \Psi_{1j} Q_j \quad (1.15c)$$

Tabela 1.8 Deslocamentos Máximos para Estados Limites de Serviço

Elemento Estrutural		Esforço/ação	$\gamma_{\text{máx}}^{(1)}$
Travessa de fechamento (ou tapamento)		Flexão no plano do fechamento	$L/180$
		Flexão no plano perpendicular ao fechamento devido ao vento – valor raro	$L/120$
Terça de cobertura em geral		Combinação rara de serviço para cargas de gravidade + sobrepessão de vento	$L/180$
		Sucção de vento – valor raro	$L/120$
Viga de cobertura	Em geral	Combinação quase-permanente	$L/250$
	Telhado de pouca declividade ⁽²⁾	Combinação frequente	
	Com forros frágeis	Combinação rara de ações posteriores à colocação do forro	
Vigas de piso	Em geral	Combinação quase-permanente	$L/350$
	Com paredes sobre ou sob a viga	Combinação rara de ações posteriores à colocação da parede	$L/350$ e 15 mm
Edifícios de n pavimentos – deslocamento horizontal do topo em relação à base			$n = 1; H/300$ $n \geq 2; H/400$

⁽¹⁾ L é o vão teórico entre apoios para vigas biapoiadas; L é o dobro do vão em balanço; H é a altura total do pilar.

⁽²⁾ Para evitar o empoçamento em coberturas com inclinação inferior a 5%.

As combinações de ações assim definidas são utilizadas para verificação dos estados limites de serviço conforme o rigor com que se deseja aplicar os valores limites dos efeitos verificados. Por exemplo, um valor limite de deslocamento vertical em viga é aplicado ao deslocamento resultante de uma combinação quase-permanente de ações para evitar a ocorrência de deslocamentos excessivos na viga. Se, por outro lado, a viga suportar elementos frágeis, sujeitos à fissuração, tais como paredes divisórias, então deve-se ter maior rigor na verificação e restringir o deslocamento resultante de uma combinação rara de ações em serviço.

Cabe ao projetista a seleção das combinações de ações de serviço a serem utilizadas conforme a destinação prevista para a estrutura e as propriedades dos equipamentos e dos materiais dos elementos acessórios instalados na estrutura.

Na Tabela 1.8 encontram-se alguns valores de deslocamentos máximos recomendados pela NBR 8800, em função do tipo de elemento estrutural e das ações consideradas.

Além do estado limite de deformação elástica, deve também ser verificado o estado limite de vibração excessiva. As cargas móveis e o vento podem produzir vibrações nas estruturas e causar desconforto aos usuários. Em geral essas verificações devem ser realizadas por meio de análise dinâmica da estrutura considerando uma modelagem adequada para as ações.

1.11 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

1.11.1 Uma viga de edifício comercial está sujeita a momentos fletores oriundos de diferentes cargas:

peso próprio de estrutura metálica	$M_{g1} = 10 \text{ kNm}$
peso dos outros componentes não metálicos permanentes	$M_{g2} = 50 \text{ kNm}$
ocupação da estrutura	$M_q = 30 \text{ kNm}$
vento	$M_v = 20 \text{ kNm}$

Calcular o momento fletor solicitante de projeto M_{dsol} .

Solução

As solicitações M_{g1} e M_{g2} são permanentes e devem figurar em todas as combinações de esforços. As solicitações M_q e M_v são variáveis e devem ser consideradas, uma de cada vez, como dominantes nas combinações. Têm-se então as seguintes combinações:

$$1,25 M_{g1} + 1,5 M_{g2} + 1,5 M_q + 1,4 \times 0,6 M_v = 149,3 \text{ kNm}$$

$$1,25 M_{g1} + 1,5 M_{g2} + 1,4 M_v + 1,5 \times 0,7 M_q = 147,0 \text{ kNm}$$

O momento fletor solicitante de projeto $M_{dsol} = 149,3 \text{ kNm}$.

1.11.2 Uma diagonal de treliça de telhado está sujeita aos seguintes esforços normais (+ tração) oriundos de diferentes cargas:

peso próprio da treliça e cobertura metálicas	$N_g = 1 \text{ kN}$
vento de sobrepessão $v1$	$N_{v1} = 1,5 \text{ kN}$
vento de sucção $v2$	$N_{v2} = -3 \text{ kN}$
sobrecarga variável	$N_q = 0,5 \text{ kN}$

Calcular o esforço normal solicitante de projeto.

Solução

Neste caso as cargas variáveis v_1 e v_2 não ocorrem simultaneamente; logo, não se combinam. Na combinação em que a carga v_2 for dominante, a carga permanente terá efeito favorável. Tem-se então:

$$1,25 N_g + 1,4 N_{v_1} + 1,5 \times 0,5 N_q = 3,87 \text{ kN}$$

$$1,0 N_g + 1,4 N_{v_2} = -3,20 \text{ kN}$$

$$1,25 N_g + 1,5 N_q + 1,4 \times 0,6 N_{v_1} = 3,26 \text{ kN}$$

Observa-se neste exemplo uma característica típica de cobertura em aço: por ser uma estrutura leve, a ação do vento de sucção produziu reversão nos sinais dos esforços devidos ao peso próprio. Portanto, a diagonal deverá ser projetada para suportar com segurança os seguintes esforços normais de projeto:

$$N_d = 3,87 \text{ kN (tração)}$$

$$N_d = -3,26 \text{ kN (compressão)}$$

1.12 | PROBLEMAS PROPOSTOS

1.12.1 O carbono aumenta a resistência do aço. Por que durante o processo de fabricação do aço remove-se uma certa quantidade de carbono do ferro fundido?

1.12.2 Quais os objetivos de adicionar elementos de liga (cobre, manganês, molibdênio etc.) aos aços-carbono para compor os aços de baixa liga?

1.12.3 Explique o que é ductilidade e qual a importância desta característica do aço em sua utilização em estruturas.

1.12.4 Uma haste de aço sujeita a cargas cíclicas tem sua resistência determinada por fadiga. Comente as providências propostas no sentido de aumentar a resistência da peça:

- aumentar as dimensões transversais da haste;
- mudar o tipo de aço para outro mais resistente;
- mudar o detalhe de solda para atenuar o efeito de concentração de tensões.

1.12.5 Quais os procedimentos de proteção da estrutura de aço contra corrosão?

1.12.6 Qual o objetivo do contraventamento no plano da cobertura em viga treliçada de um galpão industrial (Fig. 1.33)?

1.12.7 Qual a origem das tensões residuais em perfis laminados e em perfis soldados?

1.12.8 Em que se baseia o Método das Tensões Admissíveis e quais são as suas limitações?

1.12.9 Defina os termos S_d , R_d , γ_f e γ_m da Eq. (1.9).