

## **2**

# **Revisão Bibliográfica**

### **2.1.Introdução**

Neste capítulo são apresentados detalhes e alternativas para desenvolver este tipo de projeto e, ao mesmo tempo, a terminologia usada neles.

De acordo com o Manual Brasileiro para Cálculos de Estruturas Metálicas (MIC,1986) os galpões ou edifícios industriais são construções em aço geralmente de um único pavimento, constituídos de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas e destinadas para uso comercial (lojas, estacionamentos, centros de distribuição, entre outros), uso industrial, agrícola ou outras aplicações.

### **2.2.**

#### **Galpões Industriais: Considerações iniciais**

De acordo com o “Steel Design Guide Nº 7 – Industrial Buildings” AISC. Os galpões industriais são projetados com a finalidade cobrir grandes áreas destinadas à estocagem o produção. Normalmente, uma edificação industrial pode ser construído com uma série de materiais: aço, madeira, concreto, alumínio; cada um isoladamente ou em conjunto com outros. O material mais versátil e mais empregado é o aço, que é o material utilizado neste trabalho. Na fabricação desses galpões são usados perfis laminados, soldados e conformados a frio. A estrutura industrial formado por estes materiais pode ser construído e montado no local da obra ou construído em partes na fabrica de uma empresa especializada e, posteriormente, transportada para o local onde será montado. Esta última alternativa é a solução normalmente adotada.

Do exposto, temos uma indicação de alguns fatores que devem ser considerados no estágio inicial do planejamento e da construção de um edifício industrial.

### **2.3. Aspectos relevantes da concepção de galpões**

Uma dos aspectos relevantes dos galpões industriais em aço de acordo com *Chavez (2007)* e a possibilidade de industrializar o processo de fabricação, que pode ser levada à prática desde que exista uma padronização de elementos estruturais. Os galpões desse tipo tornaram-se uma excelente opção para quaisquer tipos de projetos devido à praticidade e rapidez na execução *D'Alembert (2012)*.

Por exemplo, um galpão industrial de porte médio em aço com sistema estrutural em pórticos treliçados pode requerer milhares de elementos estruturais. Se esses elementos forem diferentes o benefício da industrialização do processo de fabricação dos mesmos não será aproveitado. Portanto, para que seja viável industrializar a fabricação de uma estrutura de um galpão industrial, é necessário padronizar os elementos estruturais, de forma a se obter o maior número possível de peças com as mesmas características, sem perder de vista o critério econômico. A modulação pode ser aplicada desde o espaçamento entre pórticos principais até detalhes construtivos menores.

### **2.4. Sistemas Estruturais de construções industriais**

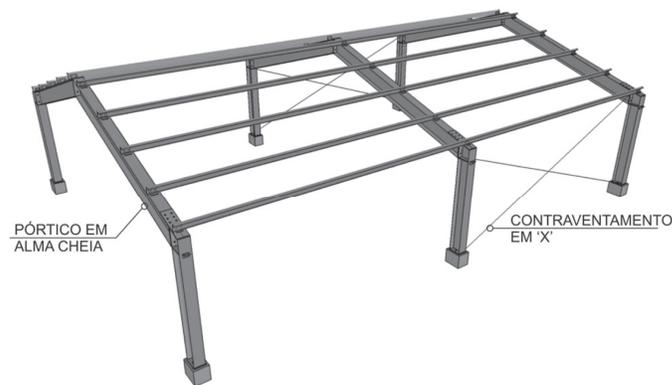
Edifícios industriais para usos gerais, denominados galpões, apresentam espaço horizontal protegido para utilização diversa. Portanto, de acordo com *Chamberlain (2012)* a estrutura de aço pode apresentar várias concepções, e dentro elas destacam-se:

- edifício industrial em duas águas, com vigas de cobertura em alma cheia;
- edifício industrial em duas águas, com sistemas treliçados na cobertura;
- edifício industrial em duas águas, em perfis de alma cheia, com viga de rolamento apoiada em mísula;
- edifício industrial em duas águas, com coluna treliçada e vigas de cobertura em alma cheia, com viga de rolamento;

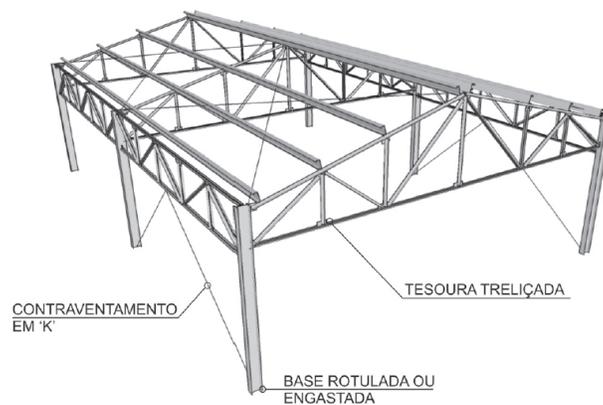
- edifício industrial em duas meias-águas, geminado;
- edifício industrial com quatro meias-águas, geminado;
- cobertura em arco treliçado

As principais concepções são apresentadas nas Figuras 2.1 a 2.6.

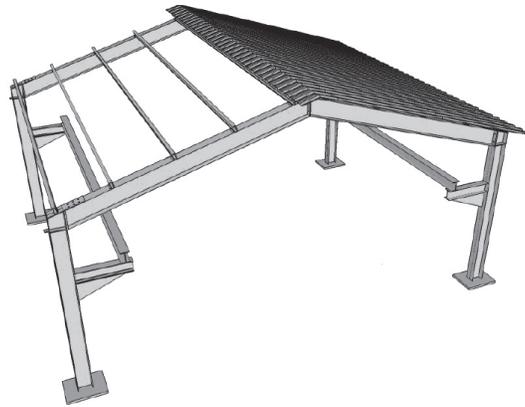
Os galpões que serão estudados correspondem ao grupo de edifício industrial em duas águas, com sistemas treliçados na cobertura, utilizando diversas soluções de treliças.



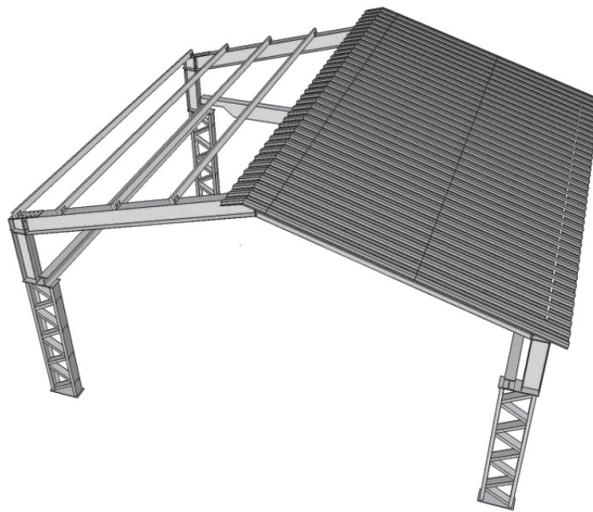
**Figura 2.1** – Edifício industrial com colunas e vigas de alma cheia. CBCA (2010)



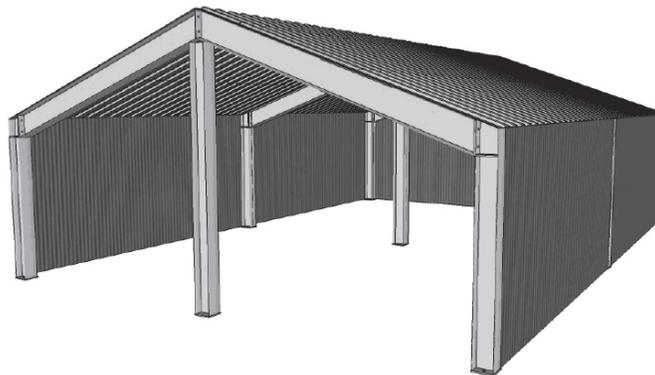
**Figura 2.2** – Edifício industrial com sistema de cobertura treliçado. CBCA (2010)



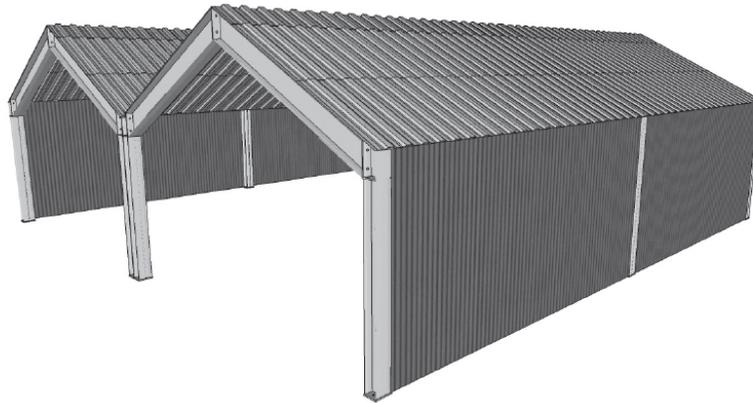
**Figura 2.3** – Edifício industrial com coluna de AC e viga de rolamento. CBCA (2010)



**Figura 2.4** – Edifício industrial com coluna treliçada e viga de rolamento. CBCA (2010)



**Figura 2.5** – Edifício industrial com duas meias-águas, geminado. CBCA (2010)

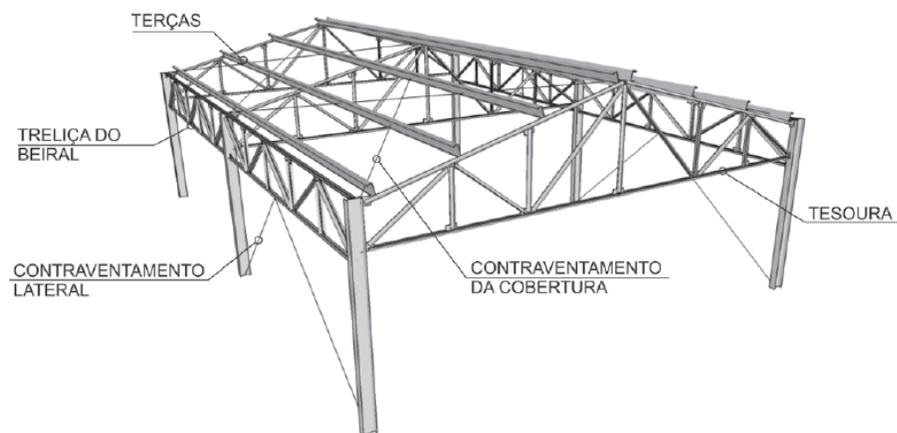


**Figura 2.6** – Edifício industrial com quatro meias-águas, geminado. CBCA (2010)

## 2.5. Componentes dos galpões considerados

A seguir são mostradas as partes principais dos tipos mais comuns de galpões em aço, com um único vão transversal e cobertura a duas águas.

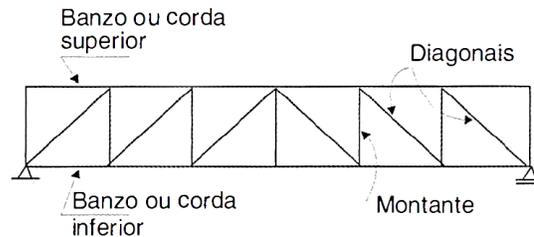
Na Figura 2.7 observa-se uma edificação a duas águas com as colunas em perfis I e usando uma tesoura treliçada como estrutura de cobertura; o travamento lateral é do tipo K.



**Figura 2.7** – Partes componentes de um galpão. CBCA (2010)

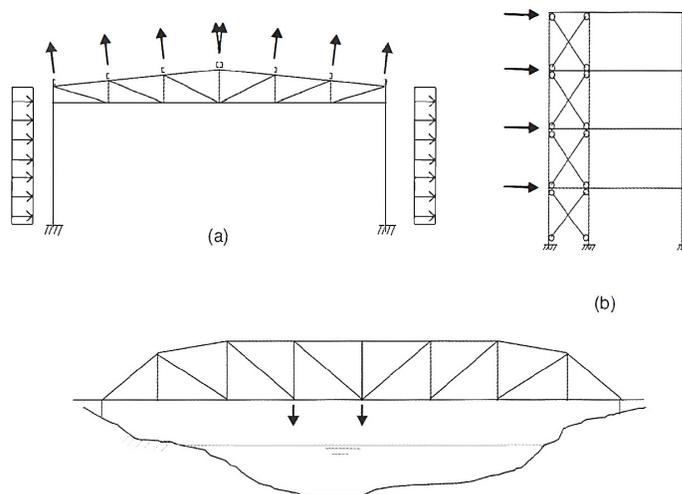
## 2.6. Treliças

As treliças utilizadas são constituídas de segmentos de hastes, unidos em pontos denominados nós, formando uma configuração geométrica estável, de base triangular, que pode ser isostática ou hiperestática Pfeil (2009). As treliças são muito adequadas para estruturas metálicas, nas quais os perfis são produzidos em segmentos de comprimento limitado. A principal característica das treliças é que as suas barras trabalham normalmente a tração ou a compressão. A Figura 2.8 mostra a nomenclatura dos diversos elementos de uma treliça plana.



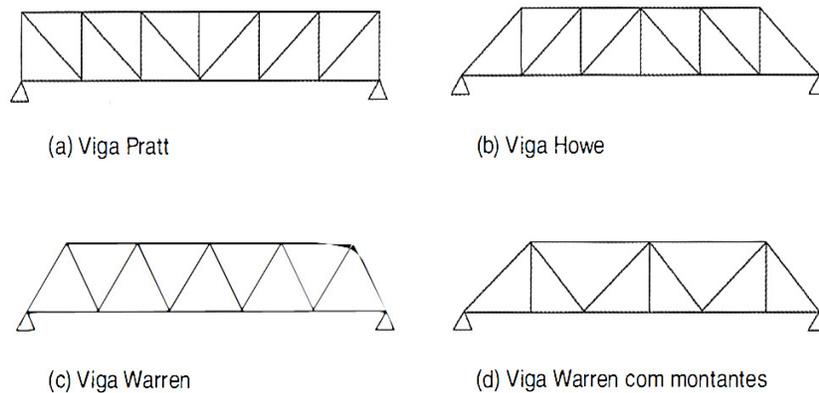
**Figura 2.8** – Elementos de uma treliça. Pfeil (2009).

As principais aplicações dos sistemas trelçados metálicos são coberturas de edificações industriais, contraventamentos de edifícios e pontes, como mostrado na Figura 2.9.



**Figura 2.9** – Aplicações de sistemas trelçados. Pfeil (2009)

As treliças usuais em coberturas têm, em geral, o banzo superior inclinado, e as utilizadas em apoios de pisos e pontes têm banzos paralelos. As configurações geométricas mais conhecidas são designadas por nomes próprios, como Pratt, Howe e Warren, representadas nas Figs.2.10 (a) – (d).



**Figura 2.10** – Treliças com banzos paralelos. Pfeil (2009).

Para cargas de gravidade, na viga Pratt, as diagonais são tracionadas e os montantes comprimidos. Na viga Howe, as diagonais são comprimidas e os montantes tracionados. A viga Warren simples é formada por um triângulo isósceles, sem montantes verticais; quando a distância entre os nós fica muito grande, colocam-se montantes (Figura 2.10d), criando pontos adicionais de aplicação de cargas.

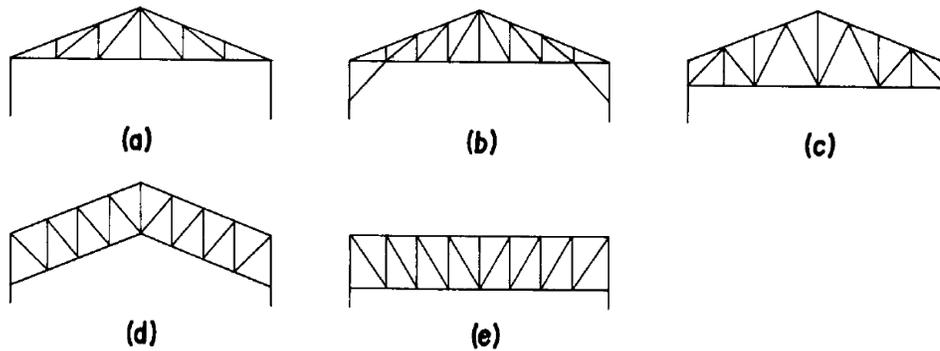
### 2.6.1. Tipologias de treliças para coberturas

A forma da treliça e disposição dos elementos define a tipologia do sistema estrutural do pórtico principal do galpão. O arranjo deve ser ajustado para conseguir uma solução que atenda os requisitos funcionais, de segurança e econômicos.

Existe uma grande variedade de tipos de treliças usadas em edifícios industriais. As mais usuais são apresentadas na Figura 2.11. A tesoura mais simples é a calculada como biapoiada (Fig. 2.11.a). Quando se quer dar maior rigidez para as cargas laterais de vento, usa-se colocar uma mão-francesa indo da coluna até o primeiro montante (Fig. 2.11.b), ou se adota uma solução como a

indicada na Figura 2.11.c, que proporciona excelente rigidez às colunas para qualquer tipo de carregamento *Bellei (2006)*.

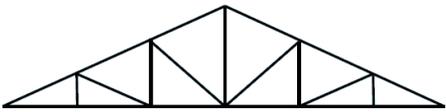
As soluções em treliças, com as cordas paralelas, também é uma ótima opção para inclinações de  $0^\circ$  a  $10^\circ$  (Fig. 2.11.d,e).

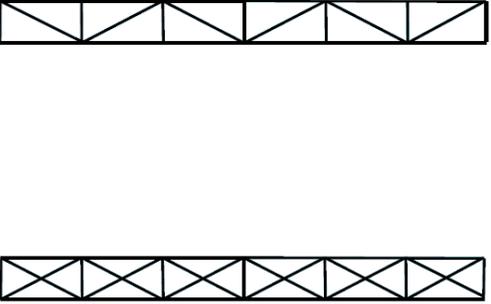
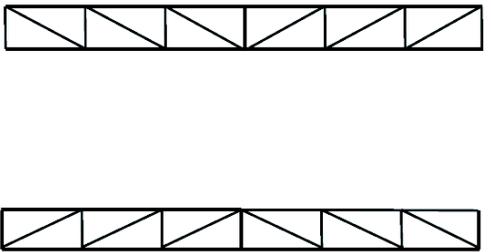


**Figura 2.11** – Tipologias de treliças. Bellei (2010).

Na seguinte Tabela 2.1 descrevem-se as características principais dos tipos de treliças normalmente empregados em coberturas.

**Tabela 2.1** – Características tipos de treliças. Sechalo (2012).

	<p><b>Triangular (Fink)</b> Este tipo de treliças se utiliza mais para vãos menores e calculadas com simplesmente apoiadas.</p>
---	---

	<p><b>Treliça banzo paralelo (Warren)</b></p> <p>Para vãos maiores entre 20 e 100 m, as diagonais encontram-se solicitadas de forma alternada a tração e compressão.</p> <p>Existem dois tipos de treliças em cruz:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se as diagonais foram calculadas para resistir a compressão, a treliça em cruz é a sobreposição de duas treliças tipo Warren.</li> <li>• Se for desprezada a resistência à compressão das diagonais o comportamento será o mesmo que uma treliça tipo Pratt.</li> </ul>
	<p><b>Treliça Trapezoidal</b></p> <p>É possível desenhar o banzo superior com inclinação (a duas águas) para suporte da cobertura.</p>
	<p><b>Treliça tipo Pratt</b></p> <p>Para vãos maiores entre 20 e 100 m. Em uma treliça tipo Pratt as diagonais estão solicitadas a tração para cargas gravitacionais. Usa-se quando predominam os carregamentos gravitacionais. Na segunda figura as diagonais estão sobre tração para carregamentos de levantamento. Essas treliças são usadas para galpões abertos.</p>

### 2.6.2. Geometria geral

Para conseguir um bom desempenho estrutural, deverá optar-se por uma relação entre a flecha da treliça e o vão livre de  $1/8$  a  $1/15$ . (Sechalo 2012).

O projeto arquitetônico do edifício determina sua geometria externa e define a inclinação do banzo superior da treliça. A escolha entre uma corda inferior horizontal ou uma corda inferior inclinada determina-se pelo que se pretende dar ao espaço interno, e a opção que permita liberar o maior espaço possível.

De acordo com *Sechalo (2012)* para conseguir uma disposição eficiente dos elementos da treliça entre os banzos, recomenda-se o seguinte:

- A inclinação dos elementos diagonais, em relação aos banzos deverá ser de entre 35° e 55°.
- Só se aplicarão cargas pontuais nos nós.
- A orientação dos elementos diagonais deverá ser tal que os elementos mais longos estejam solicitados à tração (estando os mais curtos sometidos a compressão).

### **2.6.3. Tipos de barras de treliças**

As barras das treliças são, em geral, constituídas por perfis laminados únicos ou agrupados, e também por perfis de chapa dobrada. As treliças mais leves são formadas por cantoneiras ou perfis, ligados por solda ou parafuso. Recomendam-se as seguintes dimensões mínimas para os banzos:

Cantoneiras: 50 x 50mm

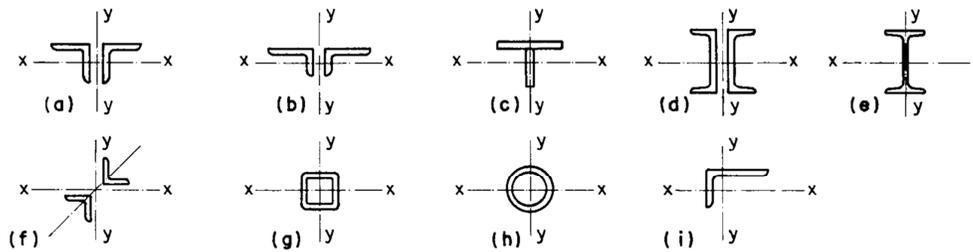
Espessura de Chapa: 6 mm

Para as diagonais:

Cantoneiras: 44 x 44 mm

Espessura de Chapa: 4,8 mm

Os tipos de seção empregados na formação de elementos das armações das coberturas devem ser selecionados sob o ponto de vista técnico e econômico, procurando-se a solução mais apropriada. Os principais tipos de seção empregados na formação das armações são os indicados na Figura 2.12.



**Figura 2.12** – Seções de Barras de Trelças. Bellei (2010).

Normalmente empregam-se para as cordas as soluções que tenham um eixo de simetria no plano da armação. Entre estas podemos selecionar segundo *Bellei (2010)*:

- Um par de cantoneiras de abas iguais (Fig. 2.12.a), quando se tiver  $I_x \geq 1,35 I_y$ ;
- Um par de cantoneiras de abas desiguais (Fig. 2.12.b), quando se tiver  $I_x \geq 2 I_y$ ;
- As seções formadas por um TE (Fig. 2.12.c), laminado ou soldado e formadas por um par de Us (Fig.2.12.d), ou por I laminado ou soldado (Fig. 2.12.e), são opções para grandes cargas. As seções em duplo L opostas pelo vértice (Fig. 2.12f) são ótimas soluções para diagonais e montantes a compressão, pois o raio de giração nos dois sentidos é praticamente igual ( $r_x=r_y$ ). As soluções em tubo quadrado (Fig. 2.12.g) e redondo (Fig. 2.12.h) se apresentam como alternativas.

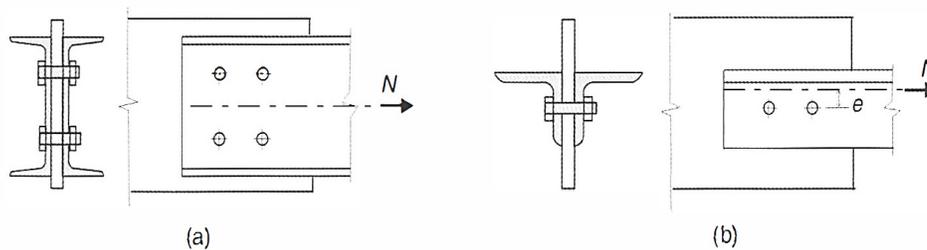
A solução empregando-se cantoneira simples (Fig. 2.12.i) é uma alternativa muito empregada, principalmente para proteger de zonas sujeitas a efeitos atmosféricos severos. Portanto, com essas considerações, optou-se por utilizar nos modelos de galpões seções de perfis cantoneiras para as diagonais e montantes, e a solução da dupla cantoneira Fig. 2.12.(a) para as cordas ou banzos superiores e inferiores.

#### 2.6.4. Tipos de Ligações

As ligações entre as peças da estrutura é feita usualmente através de soldas ou parafusos, e são apresentados na seção 6 da ABNT NBR 8800:2008. A ligação pode ser direta entre perfis ou ligação através de gousset's. Os nós das treliças

são, em geral, constituídos por chapas chamadas *gussets*, nas quais se prendem as barras. As principais vantagens são a facilidade construtiva e a possibilidade de fazer convergir vários membros num só ponto, eliminando excentricidades nos nós Araújo (2012).

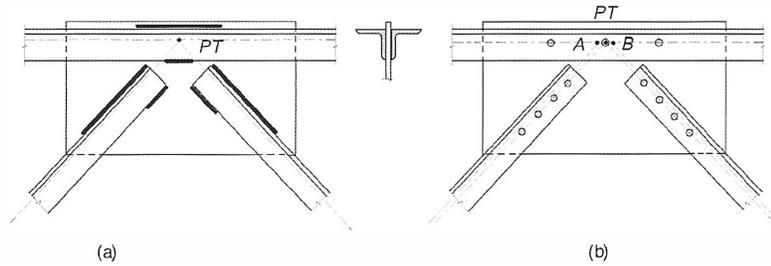
As ligações das barras devem ter de preferência, seu eixo coincidente com o eixo da barra (ligação concêntrica), como mostra a Fig. 2.13.a. No entanto, nas ligações parafusadas de cantoneiras não é possível fazer uma ligação concêntrica, pois não há espaço para a instalação do parafuso na linha do centro de gravidade do perfil. Dessa ligação excêntrica (Fig. 2.13.b) resulta um momento ( $M=N.e$ ) que, em princípio, deve ser levado em conta no dimensionamento da ligação.



**Figura 2.13** – Ligações parafusadas concêntricas e excêntricas. Pfeil (2009).

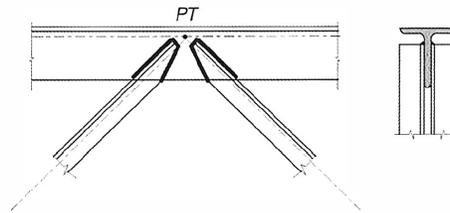
No projeto da ligação das barras da treliça (nós), os eixos das barras devem ser concorrentes a um ponto (Fig 2.14.a); caso contrário, resulta, no nó, um momento que se distribui entre as barras. Para facilitar a execução no caso de ligações parafusadas de cantoneiras, é usual detalhar a ligação com as linhas de parafusos (e não os eixos das barras) se encontrando em um ponto (Fig 2.14.b). Nesses casos, se as barras não estiverem sujeitas à fadiga, a ABNT NBR 8800:2008 permite desprezar o momento resultante no nó, oriundo da excentricidade entre os pontos de concorrência A e B na Figura 2.14.b das linhas de eixo das barras, que deveria ser distribuído entre as barras.

Segundo Pfeil (2009) nas treliças soldadas, ou os nós podem ter *gussets* (Fig. 2.14.a) ou as hastes podem ser ligadas entre si diretamente, sem chapa auxiliar (Fig. 2.15). Moderadamente, a construção soldada é mais econômica. A tendência, em treliças pequenas, é de fazer as ligações de fabrica com solda e as de campo com parafusos (para evitar o risco de soldas defeituosas no campo).



**Figura 2.14** – Ligações no nó de treliça com chapa *gusset*. Pfeil. (2009).

Nas treliças de grande porte, utilizadas em pontes, os nós são feitos, em geral, com parafusos de alta resistência para evitar concentrações de tensões decorrentes de soldas.



**Figura 2.15** – Ligação soldada entre as hastes formando o nó da treliça. Pfeil (2009).

- **Classificações das ligações**

De acordo com o grau de impedimento da rotação relativa de suas partes, as ligações são classificadas no três tipos descritos a seguir, *CBCA (2011)*:

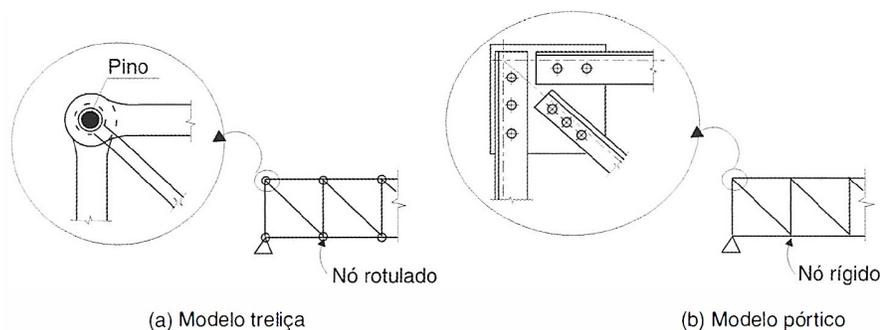
- Ligação Rígida:** quando sua rigidez é suficiente para manter o ângulo entre as peças ligadas praticamente constante após o carregamento da estrutura.
- Ligação Flexível:** neste caso a restrição à rotação relativa entre os elementos estruturais deve ser a menor possível que se consiga obter na prática.
- Ligação Semi-rígida:** nesse caso o momento transmitido através da ligação não é nem zero (ou próximo de zero) como no caso de ligações flexíveis e nem o momento máximo como no caso de conexões rígidas, ou seja tem um comportamento intermediário.

Os comportamentos apresentados acima são teóricos e não existe um comportamento perfeitamente rígido ou flexível. Os limites que definem uma ligação como rígida, flexível ou semi-rígida são apresentados no item 6.1.2 da ABNT NBR 8800:2008.

## 2.7. Modelos Estruturais para treliças

O modelo de cálculo tradicional para treliças (Fig. 2.16.a) é aquele em que as cargas são aplicadas nos nós e as ligações entre as barras são rotuladas, isto é, não há impedimento à rotação relativa entre as barras, não sendo, portanto, transmitidos momentos fletores. No passado, construíram-se treliças com nós providos de pinos, a fim de materializar as rótulas admitidas no cálculo. Os nós rotulados são caros, além disso, desenvolvem atrito suficiente para impedir o funcionamento da rótula.

De acordo com *Pfeil (2009)* atualmente os nós de treliças são sempre rígidos, o que dá origem a momentos fletores nas barras. Neste caso, o modelo pórtico (Fig. 2.16.b) é o mais adequado para representar a estrutura. Entretanto, quando as barras de treliça são esbeltas (como geralmente ocorre), os momentos oriundos da rigidez dos nós podem ser desprezados, se não houver efeito de fadiga.



**Figura 2.16** – Modelos de análises estruturais para treliças. Pfeil (2009).

Podem ainda surgir momentos nas barras devido a:

- Cargas aplicadas entre os nós;
- Excentricidade na ligação (eixos das barras não são concorrentes a um ponto no nó).

No caso de modelo treliça com barras esbeltas, os esforços axiais podem ser calculados com o modelo treliça (admitindo cargas nodais) e o dimensionamento feito para flexão composta com os momentos calculados considerando a barra biapoiada entre os nós. No caso (b) deve-se usar o modelo pórtico. Nos modelos utilizados neste trabalho serão utilizados nós como modelo pórtico, dado que a materialização dos mesmos será feita por solda, como nó rígido, *Pfeil (2009)*.

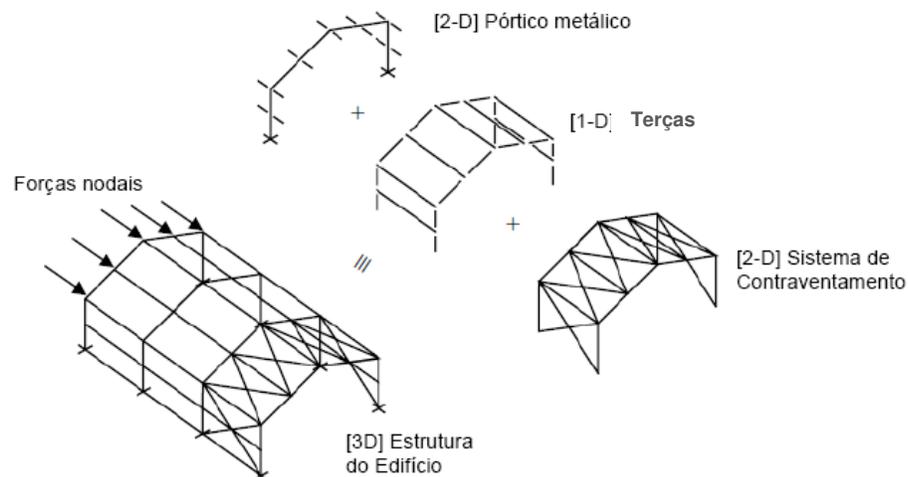
Em resumo, para treliças usuais de edificações sem efeito de fadiga, nas quais os nós não apresentam excentricidades e as barras são esbeltas, pode-se utilizar o tradicional modelo treliça para o cálculo de esforços axiais. Neste caso, os comprimentos de flambagem das barras comprimidas devem ser tomados iguais a distâncias entre as rótulas ideais ( $K=1$ ). Os momentos fletores oriundos da rigidez dos nós são considerados esforços secundários que não afetam o dimensionamento.

## **2.8. Sistemas Estruturais**

Os edifícios metálicos utilizados para fins comerciais, industriais, agrícolas e de armazenamento, necessitam que toda a sua área de implantação esteja livre de elementos estruturais, de forma a maximizar a funcionalidade do edifício, tornando a estrutura o mais econômica possível. Estes edifícios são normalmente constituídos por pórticos metálicos de um piso.

A Fig.2.17 representa uma configuração comum da estrutura neste tipo de edifícios. O revestimento da cobertura e das fachadas é suportado pelas terças, e por sua vez estas são suportadas pelo pórtico metálico. O contraventamento neste tipo de estruturas é necessário para:

- Garantir a resistência e estabilidade, na direção perpendicular ao plano do pórtico metálico, devido às ações horizontais do vento.
- Permitir que estas ações sejam transferidas até às fundações sem a ocorrência de fenômenos de instabilidade.



**Figura 2.17** – Esquema Estrutural de um edifício metálico de um piso. Trahair (2008).

### 2.8.1. Pórticos Principais

De acordo com *Nogueira (2009)* existem diversas alternativas para composição de pórticos planos transversais destinados aos galpões de uso geral. Um pórtico plano típico de um galpão é formado por duas colunas e uma viga de cobertura. A diferenciação entre as soluções estruturais se dá, basicamente, pela variação de alternativas para composição das colunas e vigas que formam esta estrutura principal.

Em função da combinação das soluções entre colunas e vigas de cobertura, pode-se conseguir uma maior ou menor transmissão de momentos fletores, o que determina o grau de continuidade entre estes elementos estruturais.

Os pórticos rígidos são constituídos por vigas ou treliças ligados a pilares através de ligações rígidas, isto é, ligações com capacidade de transmissão de momentos fletores. Este tipo de pórticos é muito mais eficiente na transferência de cargas recebidas pela cobertura que o pórtico de vigas simplesmente apoiadas. Tem ainda uma vantagem importante em relação a estes: possui resistência a ações do vento nas fachadas laterais do edifício, aliviando assim a necessidade de contraventamentos no plano dos pórticos. Estes pórticos podem ser agrupados em duas categorias distintas: pórticos de alma cheia e pórticos treliçados.

Esses dois tipos de pórticos têm características claramente diferentes, o que conduz benefícios e inconvenientes distintos, *Madeira (2009)*. Os detalhes de cada um são descritos a seguir.

#### **a. Pórticos de Alma Cheia**

Os pórticos são constituídos por perfis únicos, normalmente com seções em I, H ou em W, denominam-se de pórticos com perfis de alma cheia. Eles funcionam essencialmente por flexão sendo, por isso, necessário que os perfis tenham grande inércia. Os perfis são de aço laminado no padrão ASTM-A-36 ou ASTM-A-572gr50, o perfil H tem a mesa relativamente mais larga do que as mesas do perfil I. No entanto, o perfil I tem bordas afiladas em direção a alma. Esta é a diferença entre na proporção entre as larguras (mesas) pela altura (alma). Os perfis W (wide flange), normalmente são mais leves e conta com máxima precisão entre as abas, *AçoSinter (2015)*.

#### **b. Pórticos Treliçados**

O outro tipo comum de pórticos é chamado de pórtico treliçado. Este é constituído por uma cobertura treliçada que apoia sobre dois pilares que podem ser em perfis únicos ou igualmente constituídos por uma estrutura tipo treliça. Os perfis da estrutura em treliça funcionam essencialmente por esforço axial, o que conduz a seções com menor inércia.

### **2.9. Deslocamentos**

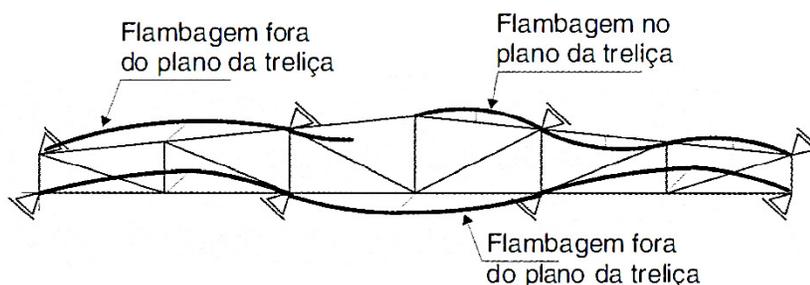
A verificação dos deslocamentos horizontais no topo da coluna que formam o pórtico treliçado é importante, pois indica a flexibilidade da estrutura como um todo. O limite estabelecido por algumas normas está relacionado às cargas horizontais. Por isso ao se estabelecer um deslocamento máximo como limite, deve-se ter sempre a carga correspondente horizontal da norma que se está usando. A norma ABNT NBR 8800:2008 estabelece como limite para o

deslocamento horizontal provocado pelo vento, para as características deste tipo de edificações para o nível da cobertura o limite:  $H/300$  (H: altura da coluna).

## 2.10. Estabilização Longitudinal

No projeto de um galpão industrial é necessário adotar medidas que garantam a estabilidade espacial da estrutura. A estabilidade no sentido transversal do edifício é garantida pela existência de pórticos planos transversais. Normalmente, a estabilidade fora do plano da estrutura principal (pórtico transversal), ou seja, na direção longitudinal do galpão, é conseguida com a utilização de estruturas de estabilização longitudinal.

Para as treliças em galpões industriais, em geral o travamento na direção fora do plano é proporcionada pelas terças e o contraventamentos da cobertura. Para o banzo inferior pode ser necessário um travamento adicional, como uma viga horizontal de contraventamento. Estes sistemas permitem limitar o comprimento de flambagem dos cordões fora do plano da treliça. A contenção lateral dos elementos do banzo inferior, que são comprimidos devido à sucção de vento, é fornecida pelos contraventamentos longitudinais nos terços do vão, como mostra a Figura.



**Figura 2.18**– Flambagem dos banzos superior e inferior em distintos planos. Pfeil (2009)

Os contraventamentos são sistemas fundamentais das estruturas que permitem transmitir parte das cargas horizontais às fundações, impedindo instabilidades locais dos elementos ou global da estrutura. As cargas que estes transmitem à fundação incluem a componente horizontal da ação do vento e a

componente resultante de instabilidades locais de elementos comprimidos dos pórticos *Oliveira (2011)*.

Os contraventamentos são elementos com grande rigidez no seu plano, de forma a terem deformações pequenas, não causando efeitos de 2ª ordem, e devem funcionar preferencialmente à tração. A fig. 2.18 mostra as configurações de contraventamentos mais utilizadas em galpões.

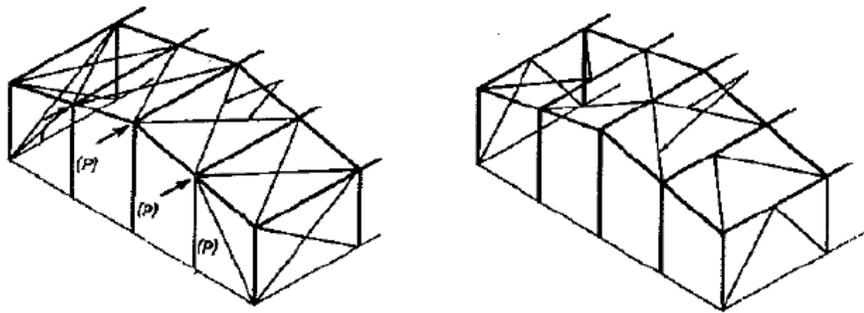


Figura 2.19 – Contraventamento em “X” e “K”. Alvarez (2005).

## 2.11. Vinculação das bases de coluna

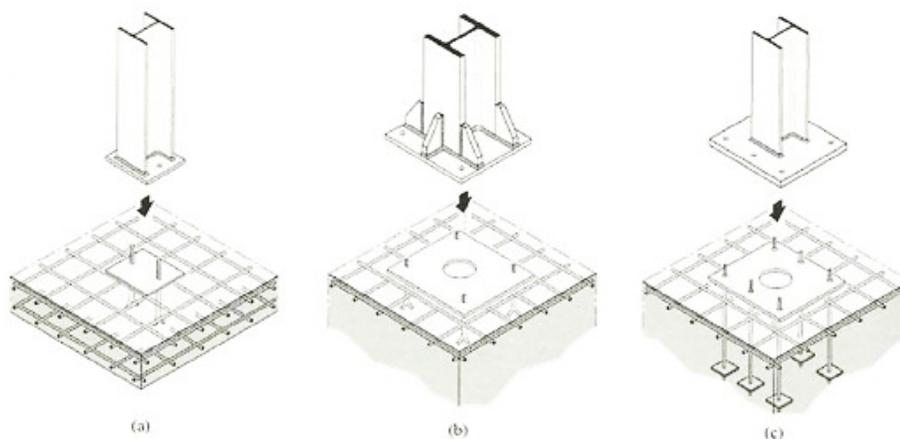
Existem dois tipos de fundações diferentes em função da ligação, que pode ser rotulada ou engastada. De acordo com *Oliveira (2011)* uma vinculação rotulada ou articulada conduz a uma fundação mais econômica, uma vez que só tem que resistir ao esforço axial. No entanto, poderá conduzir a uma superestrutura menos econômica, uma vez que os momentos passam a ser resistidos apenas pelo topo dos pilares. A ligação engastada conduz a uma fundação menos econômica. No entanto, é a mais comum porque permite um melhor aproveitamento da seção dos pilares e assim reduzir o custo da superestrutura.

- **Bases rotuladas**

O tipo de base rotulada permitem a transmissão de esforços normais e esforços cortantes da estrutura para a fundação. As mais simples são formadas por uma placa soldada no pé da coluna com dois chumbadores no centro, o mais próximo do seu eixo. Essas bases são mais econômicas para as fundações e mais indicadas nos casos de locais com solos de baixa capacidade de suporte, *Nogueira (2009)*.

- **Bases Engastadas**

As bases engastadas são responsáveis pela transmissão de esforços normais, esforços cortantes e momentos fletores da estrutura para a fundação. Fornecem estruturas mais econômicas devido a melhor distribuição de esforços, mas conduzem a fundações mais caras que as rotuladas. As bases engastadas mais simples e econômicas são aquelas em que a coluna é soldada à placa de base, com os chumbadores afastada da linha do centro, formando um braço de alavanca, *Nogueira (2009)*.



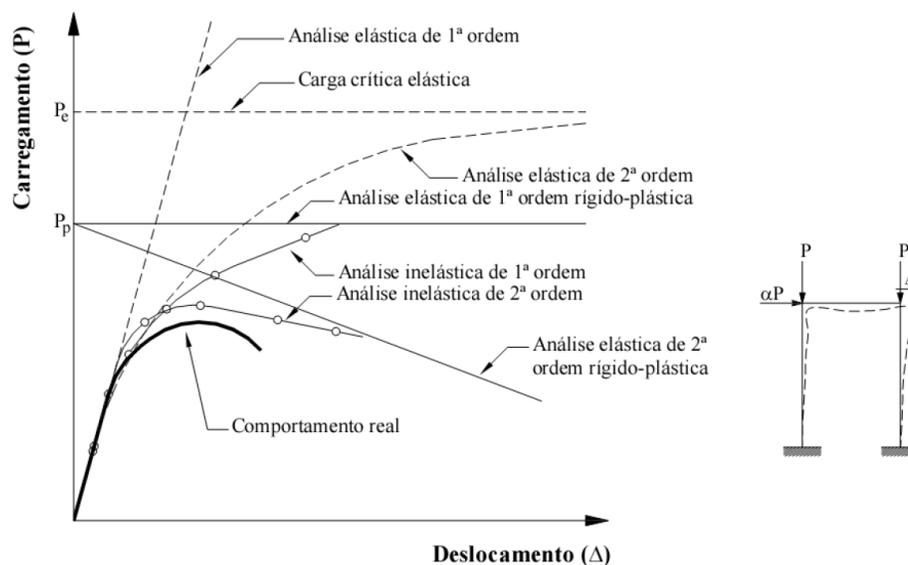
**Figura 2.20** – a) base rotulada, b) e c) bases engastadas. Hirt (2001).

## 2.12. Tipos de análise estrutural

A análise estrutural tem como objetivo a obtenção de esforços axiais, de flexão, reações nos apoios, deslocamentos, entre vários efeitos produzidos pelas ações impostas numa determinada configuração estrutural. De maneira geral, a análise pode ser: estática ou dinâmica; linear ou não linear geométrica; elástica ou elasto-plástica. Segundo *Chamberlain (2013)* a análise estática não leva em conta a variação da aplicação das ações no tempo, e considera que as ações são aplicadas gradualmente. A análise é do tipo linear geométrica, quando se considera que os deslocamentos produzidos pelas ações são relativamente pequenos, e a análise é desenvolvida sobre a configuração geométrica inicial da estrutura (indeformada). A análise é elástica, se o comportamento do material não

excede o limite de escoamento, isto é, segue à lei de Hooke (deformações proporcionais às tensões).

Estruturas com cargas que variam no tempo devem ser analisadas dinamicamente, estruturas com deslocamentos finitos devem ser analisadas considerando-se a não linearidade geométrica, e, por último, quando as tensões na estrutura excede o limite de escoamento, faz-se necessário uma análise elasto-plástica. Hoje em dia as normas mais modernas consideram que uma análise avançada se faz necessária, as análises não linear geométrica e de material com inclusão de imperfeições e tensões residuais. Os vários tipos possíveis de análises são ilustrados esquematicamente na Figura 3.17.



**Figura 2.21** –Tipos de análises estrutural, comportamento carga-deslocamento. Chen (1991)

## 2.13. Efeitos não lineares

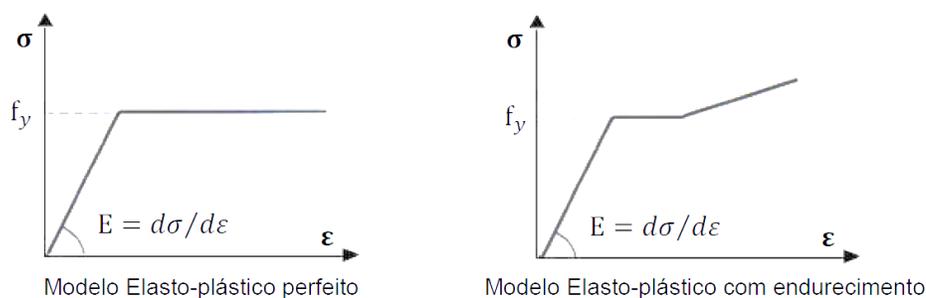
A análise linear de estruturas não permite identificar ou estudar fenômenos de instabilidade, o que resulta do fato da natureza destes fenômenos serem geometricamente não lineares. Tem-se por tanto, que, por definição, qualquer análise de estabilidade de uma estrutura envolve, obrigatoriamente, (a) o estabelecimento das equações de equilíbrio na sua configuração indeformada e/ou (b) a consideração das relações cinemáticas não lineares *Reis, Camotim (2001)*.

No que respeita à linearidade física, ela pode estar presente ou não. Assim, os efeitos não lineares podem ser classificados como:

- Efeitos de não linearidade material;
- Efeitos de não linearidade geométrica.

### 2.13.1. Efeitos de não linearidade material

Esses efeitos estão relacionados com as propriedades físicas dos materiais utilizados na estrutura. A hipótese de não linearidade física inclui que a relação tensão-deformação do material é não linear, que ocorre quando as cargas aplicadas à estrutura levam as tensões estabelecidas a atingir a tensão de escoamento do material, reduzindo a sua capacidade resistente devido à plastificação. O comportamento não linear do aço é normalmente considerado, de forma simplificada, através do modelo elasto-plástico perfeito (Fig. 3.18), podendo, quando se pretende maior precisão, utilizar o modelo elasto-plástico com encruamento (endurecimento), *Simões (2007)*.



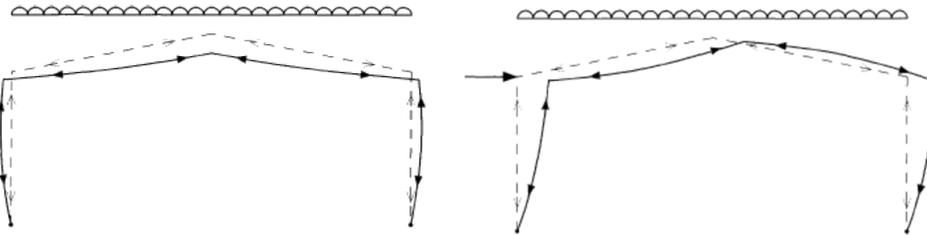
**Figura 2.22** – Modelos de comportamento não linear do aço. *Simões (2007)*.

### 2.13.2. Efeitos de não linearidade geométrica

Os efeitos de não linearidade geométrica (efeitos de segunda ordem) são efeitos devidos aos deslocamentos da estrutura e não devem ser confundidos com a não linearidade do material *SCI (2001)*. Quando qualquer estrutura é carregada se deforma desviando-se da sua posição indeformada. Este desvio leva a que as cargas normais de compressão existentes nos elementos atuem segundo posições

diferentes daquelas que foram definidas na geometria inicial indeformada da estrutura.

A deformada da estrutura pode assumir dois modos de deformação diferentes (Fig. 3.19), respectivamente a estrutura se encontra solicitada apenas por cargas verticais ou por cargas verticais e cargas horizontais, correspondendo a um modo de deformação com deslocamentos simétricos ou a um modo de deformação com deslocamentos laterais.



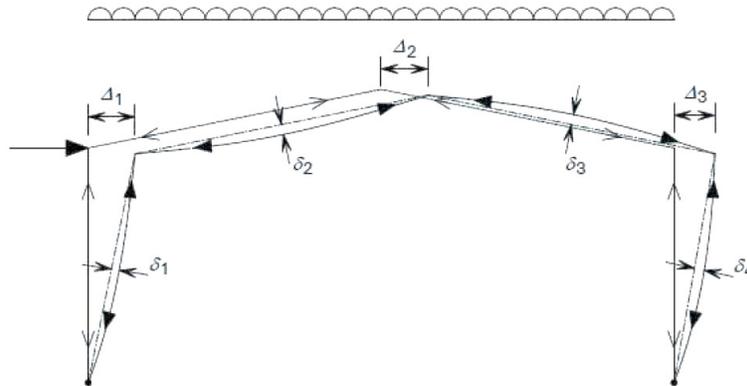
**Figura 2.23**– Modo de deformação com deslocamento simétricos e laterais. (SCI, 2001)

Em função da relevância do desvio da posição indeformada do pórtico, determina-se se provoca um aumento significativo dos esforços solicitantes de primeira ordem, classificando à estrutura em quanto à sensibilidade aos efeitos de segunda ordem como será descrito na seção 3.5.1 deste capítulo.

Os efeitos de 2ª ordem podem-se dividir em dois tipos:

- Efeitos globais ( $P-\Delta$ ), devidos aos deslocamentos relativos das extremidades dos elementos.
- Efeitos locais ( $P-\delta$ ), devidos aos deslocamentos ao longo do comprimento do elemento.

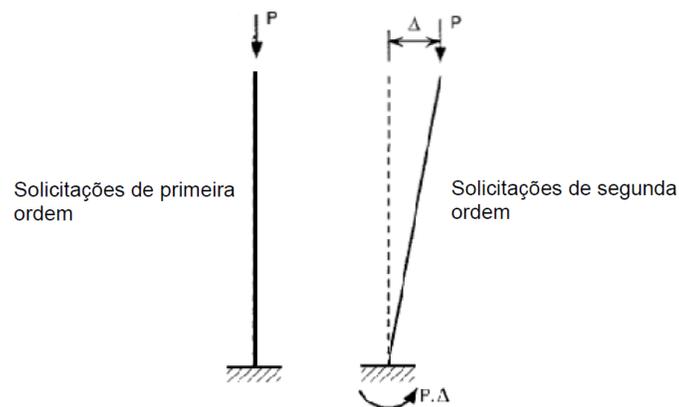
A Figura 3.20 ilustra esses dois efeitos. Note que os deslocamentos globais são denominados  $\Delta_i$  e os deslocamentos locais  $\delta_i$ .



**Figura 2.24** – Efeitos de 2ª ordem locais e globais. (SCI, 2001).

### Efeitos Globais

Os efeitos globais de 2ª ordem são os provocados pelos deslocamentos entre as extremidades dos elementos. A aplicação da carga  $P$  no topo da coluna provoca um deslocamento  $\Delta$  desde a sua posição inicial, assim a coluna encontra-se sometida a um esforço normal devido à carga  $P$  e a um momento  $P.\Delta$ .



**Figura 2.25** – Efeitos de 2ª Ordem globais. SCI (2001)

### Efeitos Locais

Os efeitos locais são devidos a deformações iniciais dos elementos em relação à posição indeformada dos mesmos, estas deformações podem ocorrer devido à compressão e/o momentos nos elementos. Estes efeitos locais provocam um aumento do momento fletor, quando a carga normal for de compressão.

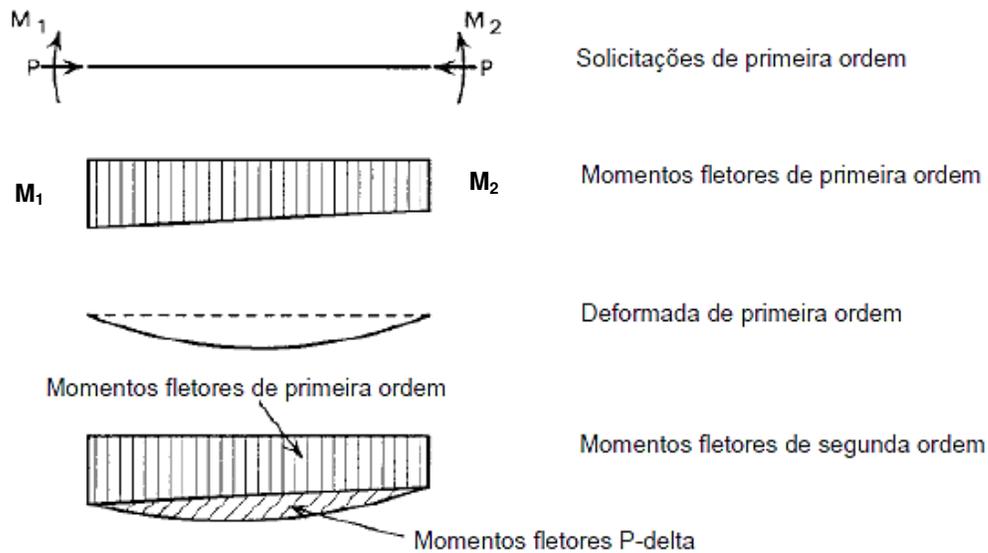


Figura 2.26 – Efeitos de 2ª ordem locais. SCI (2001).

## 2.14.

### Análise estrutural e dimensionamento segundo a NBR8800:2008

Segundo a NBR 8800:2008 (ABNT, 2008), a análise estrutural deve ser feita com um modelo realista, que permita representar a resposta da estrutura e dos materiais estruturais, levando-se em conta as deformações causadas por todos os esforços solicitantes relevantes.

A NBR 8800:2008 (ABNT, 2008) prescreve que para a verificação da estabilidade global da estrutura deve ser realizada uma análise de segunda ordem que inclua as imperfeições iniciais das vigas e pilares a serem contidos lateralmente. Tendo isto em vista, realiza-se a análises elásticas de segunda ordem nos modelos de galpões a estudar.

#### 2.14.1.

##### Consideração dos efeitos de segunda ordem na análise global

Os efeitos de segunda ordem devem ser levados em consideração através de uma análise de segunda ordem, se aumentarem de forma significativa os esforços ou, se modificarem o comportamento estrutural.

A verificação da sensibilidade das estruturas quanto aos deslocamentos horizontais é fundamental para garantir a estabilidade global da estrutura.

A norma ABNT NBR 8 800:2008 classifica as estruturas de acordo com o valor resultante da relação entre o deslocamento da estrutura na análise de segunda ordem e do deslocamento da estrutura na análise linear. Seguem critérios para classificar a estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais, conforme apresentado no item 4.9.4 da norma ABNT NBR 8800:2008 e listados abaixo:

$$\frac{\Delta_{2^{\circ}\text{Ordem}}}{\Delta_{1^{\circ}\text{Ordem}}} \leq 1,10 \quad \rightarrow \textit{estrutura de pequena deslocabilidade}$$

$$1,10 < \frac{\Delta_{2^{\circ}\text{Ordem}}}{\Delta_{1^{\circ}\text{Ordem}}} \leq 1,70 \quad \rightarrow \textit{estrutura de média deslocabilidade}$$

$$\frac{\Delta_{2^{\circ}\text{Ordem}}}{\Delta_{1^{\circ}\text{Ordem}}} > 1,70 \quad \rightarrow \textit{estrutura de grande deslocabilidade}$$

É importante salientar que a norma ABNT NBR 8800:2008 considera a análise não linear (segunda ordem) com base na geometria deformada da estrutura (item 4.9.2.2). Esta consideração da não linearidade geométrica pode ser assumida no modelo de cálculo de duas maneiras: a primeira com a própria imperfeição global dos elementos que resistem a cargas gravitacionais (colunas) e a segunda forma com a inclusão de forças nocionais horizontais para simular os efeitos de segunda ordem devido às imperfeições globais. De maneira aproximada esta classificação da estrutura também pode ser feita em função de um coeficiente  $B_2$  como será descrito posteriormente na seção 2.15.1.

### **2.14.2. Consideração das imperfeições iniciais na análise**

O processo de fabricação e montagem das estruturas metálicas leva a que existam imperfeições como as tensões residuais e as imperfeições geométricas, esta última por possíveis desajustes oriundos da montagem (imperfeições global) e da falta de retilinearidade (imperfeições locais) dos elementos da estrutura, que devem ser consideradas na análise estrutural, dado que podem alterar os esforços na estrutura.

A continuação descreve-se a maneira de considerar essas imperfeições globais iniciais na análise de estruturas.

- **Imperfeições geométricas**

A imperfeição global da estrutura é considerada com o deslocamento horizontal no nível da estrutura respeitando uma relação de  $h/333$  (sendo  $h$  a altura interpavimentos). Quando não claramente definidas deve ser consideradas em ambas as direções horizontais, ficando sob responsabilidade do engenheiro a determinação dos pontos críticos quando a sensibilidade da estrutura.

Quando optar-se pela inclusão das forças nocionais, estas devem ser consideradas em cada pavimento da edificação, aplicadas nos nós das colunas e conforme distribuição dos carregamentos gravitacionais na disposição da estrutura, com o valor correspondente a 0,3% dos carregamentos gravitacionais do referido nível de edificações. As cargas nocionais são definidas devido às combinações de projeto, portanto para determinação dos 0,3%, os valores das ações gravitacionais devem estar devidamente ponderadas e aplicadas em todas as direções horizontais para determinações das relações críticas. Os efeitos das cargas nocionais devem ser encarados como valores mínimos para cálculo do sistema de travamento.

- **Imperfeições de material**

No que diz respeito aos efeitos das imperfeições iniciais de material (tensões residuais de fabricação), nas estruturas de pequenas deslocabilidade, eles não precisam ser considerados na análise. Nas estruturas de média deslocabilidade, esses efeitos devem ser levados em conta na análise, reduzindo-se para 80% os valores da rigidez à flexão (E.I) e axial (E.A) das barras. Por outro lado, nas estruturas de grande deslocabilidade, é necessário realizar uma análise rigorosa, que leva em conta tanto a não linearidade geométrica quanto a de material.

Estes mecanismos de análise de segunda ordem devem ser usados sempre que os deslocamentos afetarem de forma significativa os esforços internos solicitantes dos elementos *Moreira de Camargo (2012)*.

## 2.15. Métodos de análise da estabilidade

De acordo com *Neto e Souza (2009)* os procedimentos de análise podem ser classificados como simplificados, aproximados e avançados.

- Nos **processos simplificados** os deslocamentos finais e esforços de segunda ordem são calculados modificando os esforços e deslocamentos obtidos em uma análise de primeira ordem, com fatores de modificação.
- Nos **processos aproximados** o equilíbrio é estabelecido na posição deslocada, no entanto, os efeitos não lineares ou de segunda ordem locais e globais, são introduzidos de forma indireta como, por exemplo, com a aplicação de forças adicionais fictícias ou com a redução da rigidez dos elementos.
- Nos **processos avançados** é feita, de fato, uma análise não linear da estrutura com o equilíbrio estabelecido na posição deslocada, podendo ainda, serem incluídas as imperfeições geométricas, tensões residuais e a rigidez das ligações. Introduzem-se assim modificações adequadas na matriz de rigidez da estrutura e resolve-se o problema de forma incremental iterativa.

### 2.15.1. Método simplificado MAES

O método simplificado MAES (Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes) é um procedimento para execução de análise elástica aproximada de segunda ordem, levando em conta os efeitos global  $P-\Delta$  e local  $P-\delta$ . Ao usar o método, deve-se fazer atuar na estrutura a combinação apropriada de ações de cálculo, constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando-se o efeito das imperfeições geométricas iniciais e de material conforme citado anteriormente *Moreira de Camargo (2012)*.

O método é aplicado em cada pavimento (no caso dos galpões em um nível) das estruturas analisadas, calculando o momento fletor e a força axial solicitantes,  $M_{sd}$  e  $N_{sd}$ , pelas seguintes equações:

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt}$$

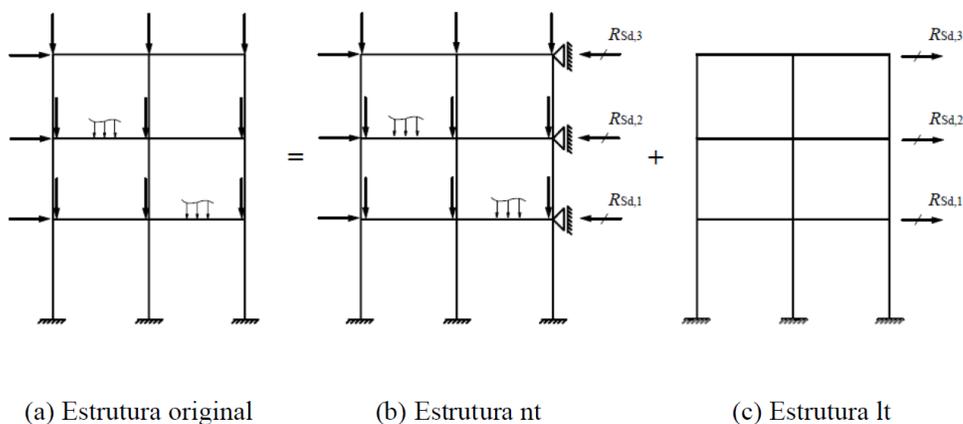
Onde:

$B_1$  é o coeficiente de amplificação devido ao efeito  $P-\delta$ ;

$B_2$  é o coeficiente de amplificação devido ao efeito  $P-\Delta$ ;

$M_{nt}$  e  $N_{nt}$ : são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente devido a contenções laterais fictícias em cada andar da estrutura “nt” (Fig. 3.23).

$M_{lt}$  e  $N_{lt}$ : são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo obtidos por análise elástica de primeira ordem correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura “lt” provocados pela aplicação, em sentido contrário, das reações das contenções fictícias, nos mesmos pontos onde estas foram colocadas (Estrutura lt - Fig. 3.23).



**Figura 2.27** – Modelo para análise. ABNT NBR 8800:2008

O coeficiente  $B_1$  é dado por:

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

Onde:

$N_{sd}$  é a força normal solicitante de cálculo na barra considerada.

$N_e$  é a força normal crítica de flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real da barra ( $K = 1$ ) de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é permitido o uso do comprimento de flambagem igual ao comprimento destravado da barra.

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

$C_m$  é um coeficiente obtido por meio da seguinte equação se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão. Caso essas forças existam, o valor de  $C_m$  deve ser obtido por análise racional ou tomado conservadoramente igual a 1,0.

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2}$$

Onde:

$M_1$  é o menor momento fletor solicitante nas extremidades da barra;

$M_2$  é o maior momento fletor solicitante nas extremidades da barra.

Se a força axial solicitante de cálculo na barra for de tração,  $B_1 = 1,0$ .

O coeficiente  $B_2$ , é dado por:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h \sum N_{sd}}{h \sum H_{sd}}}$$

Onde:

$\Delta_h$  é o deslocamento horizontal relativo entre o pavimento em estudo e o pavimento inferior, obtido a partir de uma análise de primeira ordem; na estrutura original ou na estrutura lt.

$h$  é a altura do pavimento considerado;

$R_s$  é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 nas estruturas onde o sistema resistente a ações horizontais é constituído apenas por subestruturas de contraentamento são todas pórticos rígidos e igual a 1 para as outras estruturas;

$\sum N_{sd}$  é o somatório é a carga gravitacional total que atua no pavimento considerado;

$\sum H_{sd}$  é a força cortante no pavimento, produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar  $\Delta_h$ , obtida na estrutura original ou na estrutura lt (Fig. 3.23);

Segundo *Silva (2004)*, uma metodologia alternativa para o cálculo do coeficiente  $B_2$  foi desenvolvida por *Chen & Lui (1987)*, baseado num conceito de flambagem múltipla dos pilares, sendo também sugerida pelo AISC conforme abaixo:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum N_{sd}}{\sum N_e}}$$

Onde a expressão  $\sum N_e$  retrata do somatório das forças que provocam a flambagem elástica dos componentes estruturais que, efetivamente, pertencem aos sistema lateral resistente no andar considerado.