

**BIBLIOGRAFIA TÉCNICA PARA O  
DESENVOLVIMENTO DA  
CONSTRUÇÃO METÁLICA**

***VOLUME - I***

**GALPÕES PARA  
USOS GERAIS**

O setor siderúrgico, através do **Centro Brasileiro da Construção em Aço - CBCA**, tem a satisfação de reeditar, para atender ao universo de profissionais envolvidos com o emprego do aço na construção civil, o presente manual, projeto elaborado originalmente pela Cobrapi – Companhia Brasileira de Projetos Industriais (1987), a pedido da Siderbrás.

Primeiro de uma série relacionada à Construção em Aço, este manual insere-se nos objetivos do **CBCA**, centro dinâmico de serviços com foco exclusivamente técnico, de contribuir para a promoção do uso do aço na construção, atendendo às necessidades de projetistas, fabricantes de estruturas em aço, construtoras, profissionais liberais, arquitetos, engenheiros, professores universitários, estudantes e entidades de classe que se relacionam com a construção em aço.

<b>1. Partes Componentes dos Galpões Metálicos .....</b>	<b>5</b>
<b>2. Comentários sobre a Tipologia dos Galpões Metálicos .....</b>	<b>7</b>
<b>3. Projetos de Galpões .....</b>	<b>12</b>
<b>3.1 Documentos do projeto .....</b>	<b>13</b>
<b>3.2 Materiais comumente utilizados no projeto de galpões .....</b>	<b>14</b>
<b>3.3 Galpão a ser projetado .....</b>	<b>15</b>
<b>3.4 Aberturas laterais e de lanternim .....</b>	<b>17</b>
<b>3.5 Calhas e tubos de descida de água .....</b>	<b>18</b>
<b>3.6 Ações atuantes na estrutura do galpão .....</b>	<b>19</b>
<b>3.7 Dimensionamento das terças e vigas do tapamento lateral .....</b>	<b>25</b>
<b>3.8 Cálculo do Pórtico .....</b>	<b>33</b>
<b>3.9 Combinação de ações .....</b>	<b>37</b>
<b>3.10 Dimensionamento da coluna .....</b>	<b>38</b>
<b>3.11 Dimensionamento da viga .....</b>	<b>43</b>
<b>3.12 Verificação do deslocamento lateral .....</b>	<b>46</b>
<b>3.13 Placas de base, chumbadores e barras de cisalhamento .....</b>	<b>47</b>
<b>3.14 Dimensionamento dos elementos do tapamento frontal .....</b>	<b>54</b>
<b>3.15 Contraventamento da cobertura .....</b>	<b>58</b>
<b>3.16 Contraventamento vertical .....</b>	<b>64</b>
<b>4. Bibliografia .....</b>	<b>67</b>
<b>5. Fluxograma .....</b>	<b>69</b>

Este trabalho apresenta um roteiro básico de dimensionamento de galpões para usos gerais servindo de modelo de cálculo para as instalações que a eles sejam similares.

Devido à sua característica didática, apresenta longas rotinas de cálculo, que no cotidiano do projetista, são simplificadas através de sua experiência anterior ou de processos automatizados empregáveis em microcomputadores ou máquinas programáveis.

Como este trabalho foi calcado na norma NBR 8800:1986, torna-se imprescindível consultá-la durante a leitura deste.

Para o dimensionamento em situação de incêndio de elementos estruturais de aço, deve-se consultar a norma NBR 14323:1999, bem como a norma NBR 14432:2000, que estabelece as exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações.

Todo o trabalho baseou-se no Sistema Internacional de Unidades (SI), que utiliza: Newton (N) para forças, o milímetro (mm) para medidas lineares e o Pascal (Pa) para tensões.

Para maior comodidade do usuário e em função das grandezas envolvidas nos procedimentos de cálculo, foram empregados múltiplos das unidades citadas, ficando assim:

- característica geométricas das seções expressas em centímetros;
- forças em quilonewtons (kN);
- momentos fletores em quilonewtons x metro (kN x m);
- tensões em quilonewtons/centímetros quadrados (kN/cm<sup>2</sup>)

Vale observar que as ligações dos pórticos (vigas-colunas, vigas-vigas) não serão aqui apresentadas. Terão abordagem especial no terceiro fascículo desta coletânea, que trata somente do assunto.

Qualquer colaboração que pudermos receber dos leitores será de muita valia para que possamos, através das sugestões recebidas, aprimorar nossas próximas publicações.

# ***Capítulo 1***

---

## **Partes Componentes dos Galpões Metálicos**

## Partes Componentes dos Galpões Metálicos

Os galpões são construções geralmente de um pavimento, constituídos de colunas regularmente espaçadas com cobertura na parte superior e, às vezes, também nas laterais, se estendendo por grandes áreas e destinados à utilização comercial, industrial, agrícola ou mesmo civil.

A seguir são mostradas as partes principais do tipo mais comum de galpão metálico, com um vão transversal apenas, cobertura com duas meia-águas e estrutura dotada de viga de rolamento para receber ponte rolante:

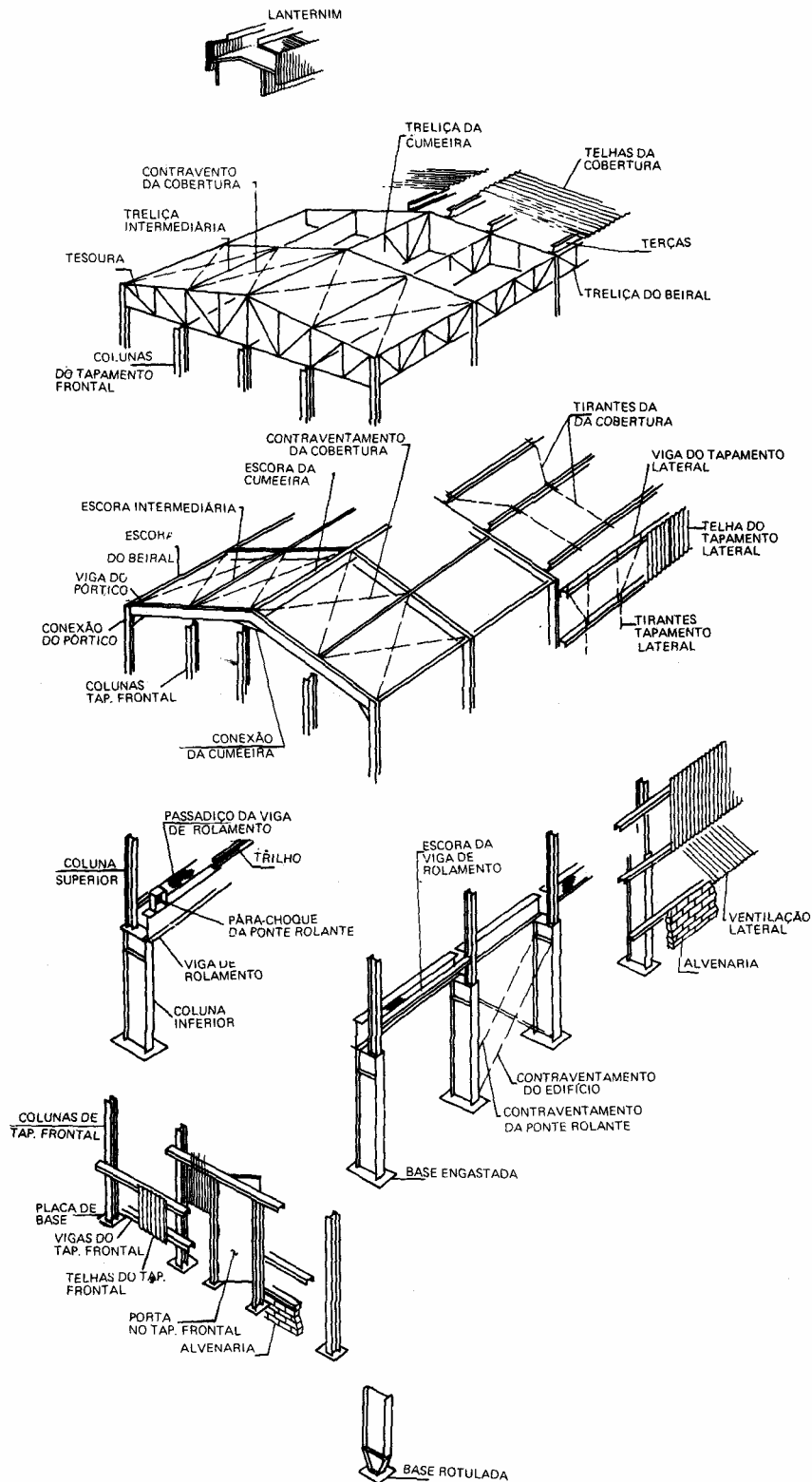


Fig. 1: Partes componentes do galpão metálico

# ***Capítulo 2***

---

## **Comentários sobre a Tipologia dos Galpões Metálicos**

A pergunta fundamental que ocorre ao engenheiro estrutural é como deve ser o galpão metálico que está sendo projetado.

Para se responder a esta pergunta deve-se analisar os seguintes aspectos.

## A - Finalidade ou Processo Industrial a que o galpão se destina:

- dimensões do pé direito;
- dimensões dos vãos longitudinais e transversais;
- localização e dimensões de aberturas;
- necessidade de lanternim;
- necessidade de ventilação lateral;
- necessidade de calha, etc.

## B –Ordem Econômica:

- base da coluna: rotulada ou engastada;
- perfis disponíveis: soldados ou laminados;
- tipo da estrutura: alma cheia ou treliçada.

## C –Arquitetura do Galpão (que estão também ligados à finalidade ou processo a que a estrutura se destina):

- disposição dos tapamentos laterais e frontais ao longo das filas e eixos;

- posição relativa dos tapamentos laterais e frontais e as colunas: mais afastados ou menos afastados;

- tipos de revestimento dos tapamentos laterais e frontais e cobertura;

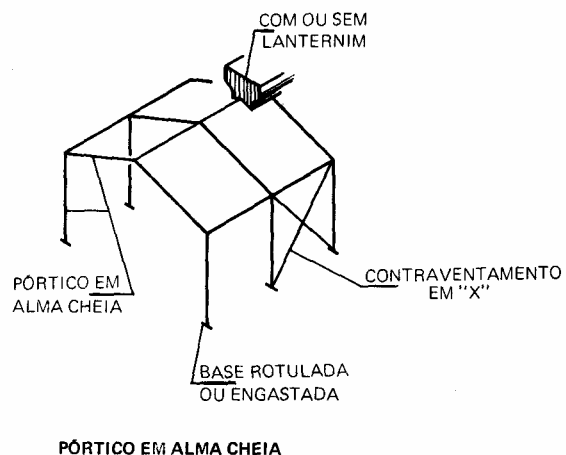
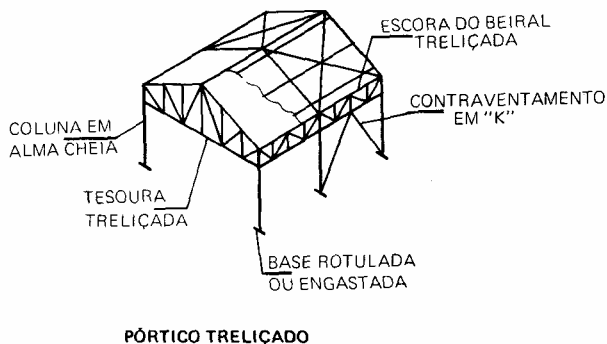
## D –Ações Atuantes:

- magnitude das cargas permanentes;
- sobrecarga na cobertura;
- cargas de vento;
- deformações e deslocamentos permitidos;
- magnitude e tipo (estático ou dinâmico) das cargas de equipamentos.

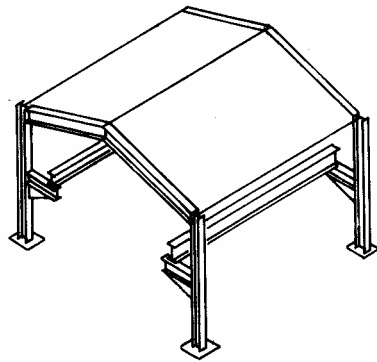
Os galpões podem ser classificados em três tipos básicos:

- de vãos simples;
- de vãos múltiplos;
- de tipo “shed”.

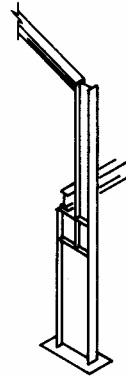
Devido à diversidade de alternativas de configurações que eles podem apresentar, são indicados apenas os tipos considerados mais comuns:



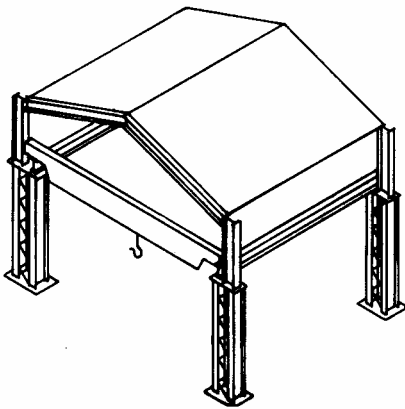
**Fig. 2 Galpões de vãos simples**



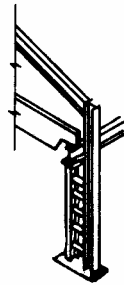
(A) COLUNA COM CONSOLE



(C) COLUNA INFERIOR EM ALMA CHEIA

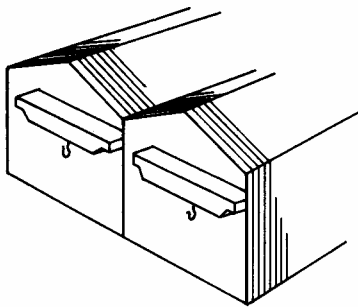


(B) COLUNA INFERIOR TRELIÇADA

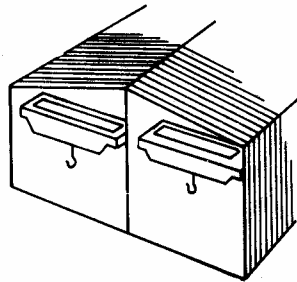


(D) COLUNAS INDEPENDENTES PARA O PÓRTICO E PARA A VIGA DE ROLAMENTO

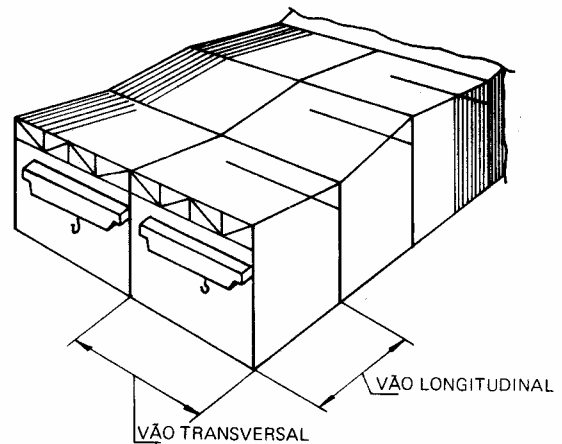
fig. 3: Galpões com ponte rolante



GEMINADO COM QUATRO MEIA - ÁGUAS



GEMINADO COM DUAS MEIA - ÁGUAS



GEMINADO COM MEIA - ÁGUAS NO SENTIDO TRANSVERSAL

Fig. 4 Galpões em vãos múltiplos

Para os galpões com ponte rolante, valem as seguintes observações:

- o caso *a*, da Fig. 3, coluna com console, é usual para pontes rolantes leves, com capacidade de içamento de cargas de até 100 kN.
- os casos *b*, coluna inferior treliçada e *c*, coluna inferior em alma cheia, são usuais para pontes rolantes médias, com capacidade de içamento de cargas de 100 a 600 kN

- o caso *d*, colunas independentes para o pórtico e para a viga de rolamento é usual para pontes rolantes pesadas com capacidade de içamento acima de 600 kN.

Os galpões em “shed” possuem vãos simples ou múltiplos. Além de vencer grandes vãos no sentido longitudinal e transversal, proporcionam ainda bons níveis de ventilação e iluminação natural.

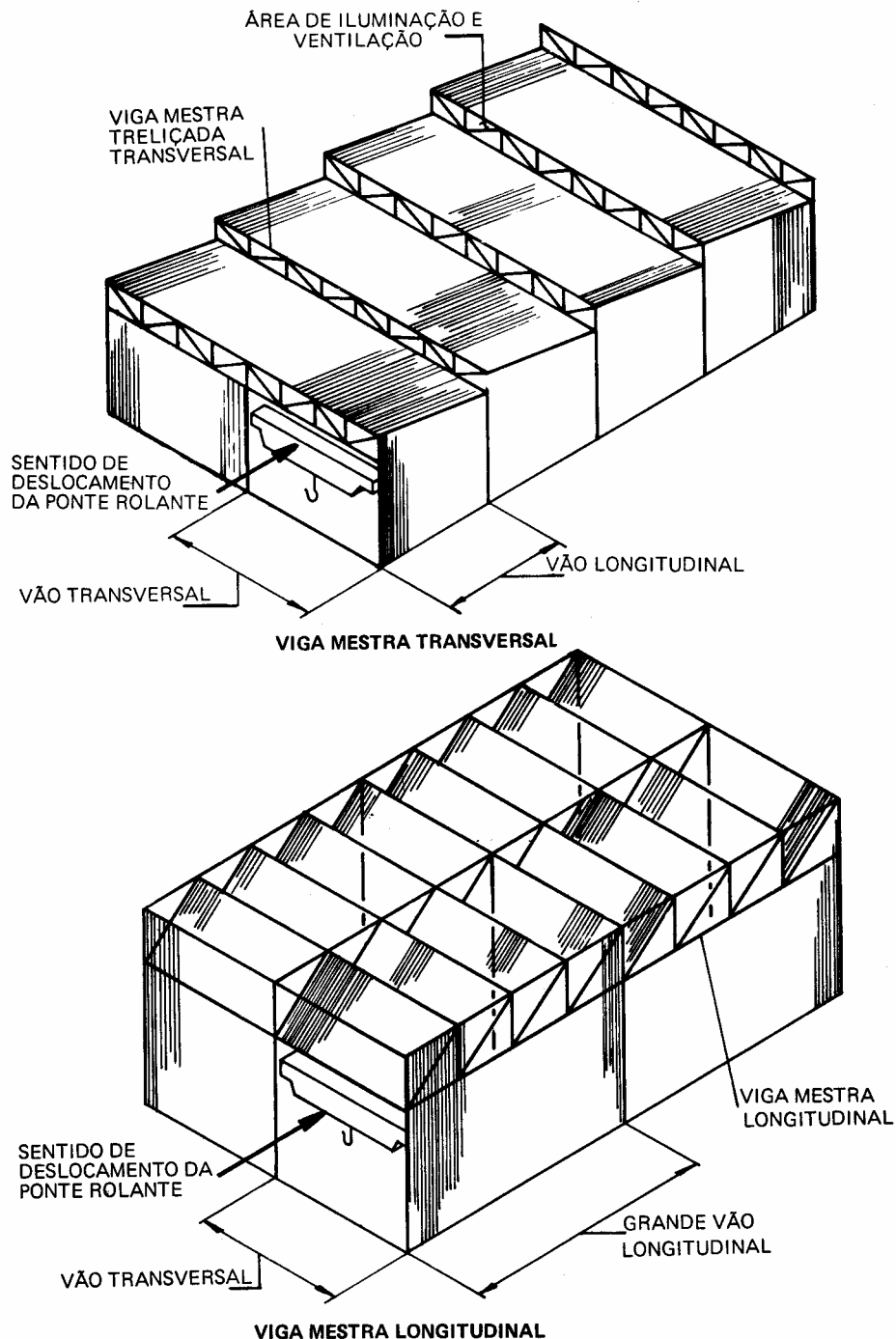


Fig. 5: Galpões em “SHED”

# **Capítulo 3**

---

## **Projetos de Galpões**

### 3.1 Documentos do projeto

Os documentos do projeto devem fornecer informações completas sobre:

- concepção do galpão;
- especificação dos materiais utilizados;
- fabricação e montagem das partes componentes.

São os seguintes os documentos do projeto:

#### A – Memória de cálculo:

Elaborada pelo engenheiro estrutural responsável pelo cálculo, deverá conter todas as informações necessárias à elaboração dos desenhos de projeto:

- dimensões do galpão;
- sistema estrutural claramente explicitado;
- normas e critérios adotados;
- cargas atuantes no galpão;
- dimensionamento e especificação de todos os elementos componentes;
- croquis explicativos dos detalhes especificados;
- considerações importantes sobre a utilização da estrutura, cargas, fabricação das peças e montagem.

Quando no desenvolvimento dos desenhos de projeto houver modificação nas informações ou detalhes contidos na Memória de Cálculo, esta deverá ser adequada à nova situação, de modo a refletir o projeto na sua forma final.

Em acréscimo, na elaboração da Memória de Cálculo os seguintes fatores devem ser considerados:

- economia na concepção estrutural;
- cuidadosa avaliação das ações atuantes;
- histórico das ações atuantes em todas as partes da estrutura, de forma a facilitar modificações e ampliações que se façam necessárias.

#### B - Desenhos de Projeto

De maneira geral, os desenhos de projeto de estrutura metálica são divididos em três grupos:

1º - DESENHOS DE PROJETO propriamente dito:

contém as informações necessárias para a execução dos desenhos de DETALHE ou FABRICAÇÃO:

- concepção estrutural;
- indicação de materiais;
- cargas nas fundações;
- detalhes de conexões;
- notas gerais de projeto.

2º - DESENHOS DE DETALHE ou FABRICAÇÃO

contém as informações necessárias à fabricação das peças da estrutura:

- dimensões das peças e conjuntos;
- especificações de materiais;
- operações necessárias na oficina;
- operações de soldas;
- cuidados especiais na fabricação;
- seqüência de operações;
- instruções para inspeção à fabricação.

3º - DESENHOS DE MONTAGEM:

contém as informações necessárias à montagem da estrutura:

- marcação das peças;
- notas gerais de montagem;
- cuidados especiais durante a montagem.

#### C – Lista de Materiais

Contém informações necessárias ao provisionamento, compra, fabricação e montagem dos materiais especificados no projeto.

Normalmente são as seguintes as Listas de Materiais elaboradas:

- Lista Resumo de Materiais;
- Lista de Telhas para Tapamentos e Cobertura;
- Lista de Parafusos para Compra e para Montagem;
- Lista de Parafusos Autoroscadores para Montagem das Telhas.

### 3.2 Materiais comumente utilizados no projeto de galpões

O item 4.6 e o ANEXO A da NBR 8800 especificam os materiais aceitos pela norma para o projeto de estruturas em aço.

Dentre esses materiais, os mais comumente utilizados são:

#### A – Aços Estruturais

- perfis laminados, perfis soldados e chapas estruturais de modo geral: aço ASTM A-36;
- perfis da chapa dobrada: ASTM A-570 grau C ou SAE 1010/1020;
- barras redondas rosqueadas: ASTM A-36 e SAE 1010/1020;

A NBR 8800 não prevê a utilização dos aços SAE 1010/1020 como barra redonda, apesar de serem os mesmos utilizados como tirantes para travamento lateral de terças e/ou vigas de tapamento e chumbadores.

#### B - Parafusos Comuns: ASTM A-307

#### C - Parafusos de Alta Resistência: ASTM A-235

#### D – Eletrodo para Solda: E70XX da AWS

#### E – Telhas para Tapamentos Laterais e Frontais e Cobertura:

de modo geral são utilizadas telhas constituídas dos seguintes materiais:

- aço galvanizado, com ou sem pintura;
- alumínio, com ou sem pintura;
- fibrocimento
- translúcida (plástica ou fibra de vidro)

Atualmente as telhas podem ser fabricadas com grandes alturas de onda (100mm ou mais) de forma a apresentarem grande rigidez à flexão, vencendo vãos livres entre terças de cobertura ou vigas de tapamento de 7m ou mais.

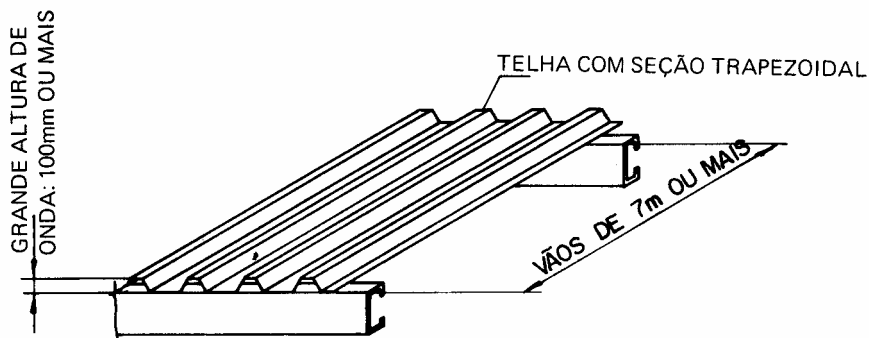


Fig. 6: Telhas para tapamento laterais e coberturas

### 3.3 Galpão a ser projetado

Será projetado, como exemplo ilustrativo, um galpão para almoxarifado de materiais leves com as seguintes características:

- galpão com duas meia-águas, inclinação do telhado 10°;
- pórtico com vigas e colunas em alma cheia, colunas com as bases rotuladas nas fundações;
- vão transversal de 15 m;
- vão longitudinal de 6 m;
- pé-direito 6 m;
- galpão sem ponte rolante;
- tapamentos laterais e frontais conforme Fig. 7;
- comprimento total do edifício 54 m;
- materiais utilizados:
  - aço estrutural *ASTM A-36*;
  - telhas para tapamentos frontais, laterais e cobertura: trapezoidal, espessura 0,35 mm, altura da onda 40 mm;

- tirantes de barra redonda *ASTM A-36*;
- sistema estrutural do galpão conforme Fig. 7.

Dentre os vários exemplos de galpões disponíveis para análise, foi escolhido um bem simples, com o propósito de cobrir o dimensionamento, com alternativas, de suas partes.

As colunas do galpão foram consideradas rotuladas nas bases, com o intuito de originar fundações menores e de execução mais simples, uma vez que elas não terão que absorver o efeito de momento fletor.

Para simplificar, foi considerado um galpão sem lanternim, sem aberturas laterais para ventilação e sem calhas nos beirais.

Em seqüência serão apresentadas algumas considerações sobre o dimensionamento das aberturas laterais para ventilação e aberturas para lanternins em galpões, além de algumas notas sobre dimensionamento de calhas.

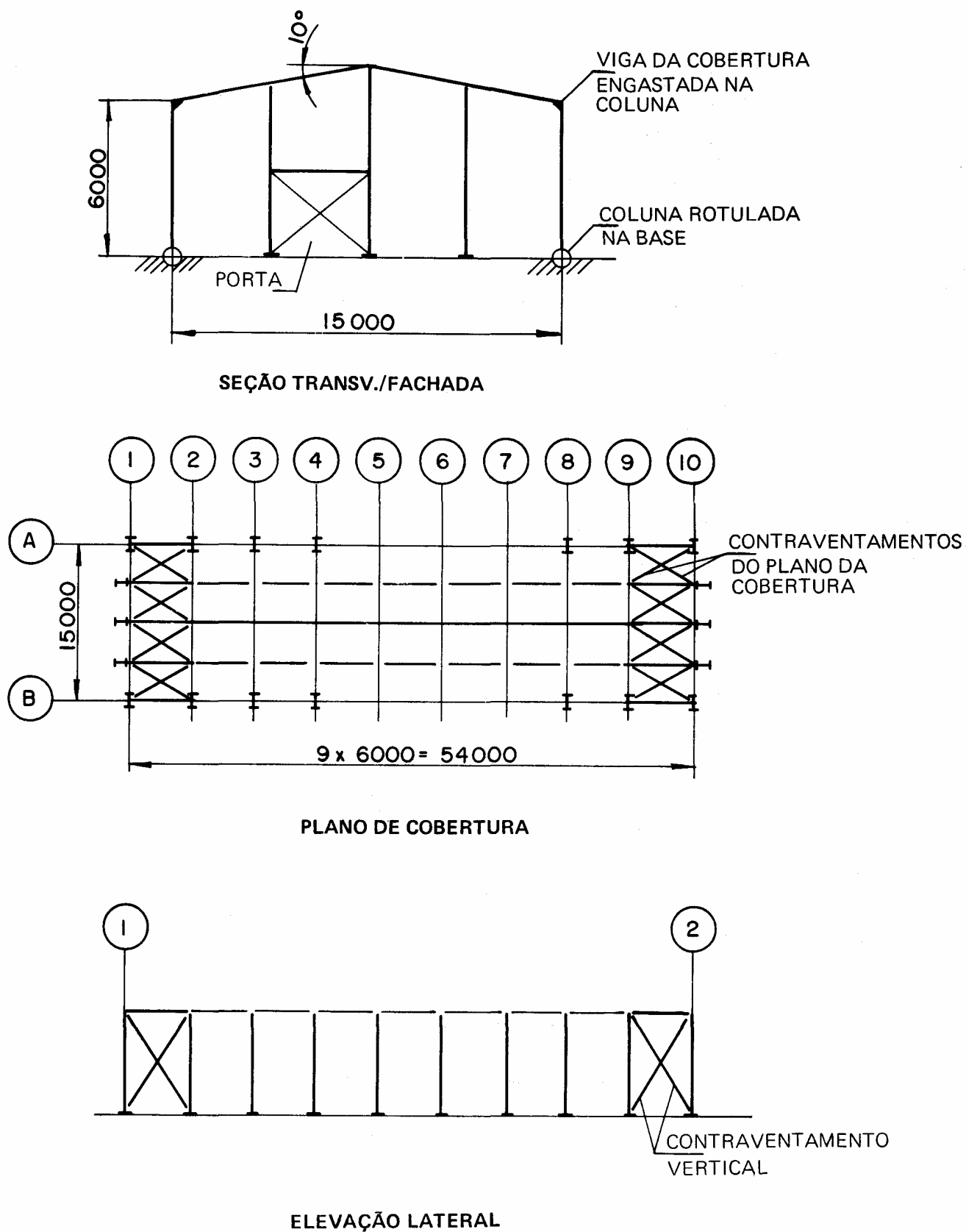


Fig. 7: Galpão a ser projetado

### 3.4 Aberturas laterais e de lanternim

Nos galpões que não possuem internamente equipamentos que gerem calor, a ventilação ou renovação interna do ar deve ser feita de forma natural pelo chamado “efeito lareira”. O ar de renovação penetra pelas aberturas colocadas nas partes inferiores dos tapamentos laterais e frontais ao mesmo tempo que o ar viciado sai pela abertura superior, através do lanternim.

As aberturas laterais  $h_1$  e a abertura do lanternim  $h_2$  podem ser calculadas de acordo com as seguintes considerações simplificadas:

- $V$  = volume interno do galpão em  $m^3$ ;
- velocidade do vento no exterior do galpão considerada nula;

- $v$  = velocidade de saída do ar através da abertura do lanternim, considerada entre 1 e 1,5 m/s;
- $L$  = comprimento total do galpão em m;
- $n$  = número de vezes que o ar interno do galpão vai ser renovado por hora, considerado de 15 a 30 renovações por hora;
- $h_1$  = altura da abertura lateral
- $h_2$  = largura da abertura do lanternim

$$h_2 = \frac{n \cdot V}{L \cdot v \cdot 3600} \text{ em m}$$

$$h_1 = \frac{1,5 h_2}{2} \text{ em m, levando-se em conta}$$

que são duas as aberturas laterais e que a soma delas deve ser uma vez e meia a abertura do lanternim.

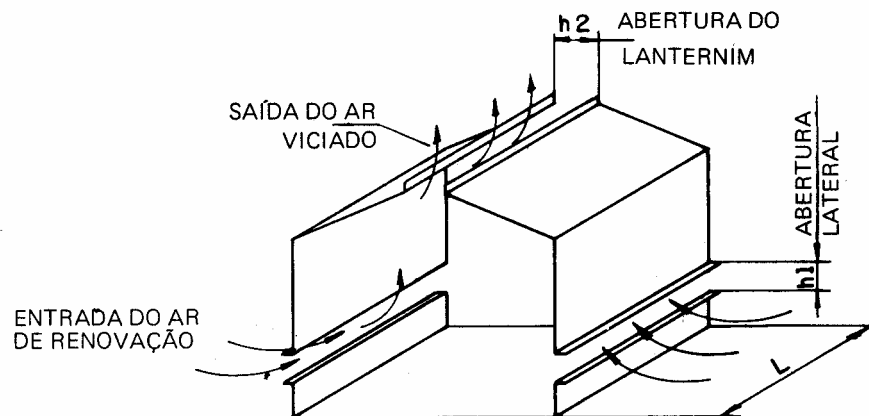


Fig. 8: Aberturas laterais e de lanternim

## Calhas e Tubos de Descida de Água

### 3.5 Calhas e tubos de descida de água

As calhas são colocadas ao longo dos beirais e nos locais apropriados para receber a água que corre no telhado.

Usualmente são fabricadas com chapa galvanizada dobrada e soldada. Seu formato depende da necessidade do projeto.

Devem ser apoiadas de espaço em espaço, dependendo da resistência de sua seção transversal.

O fundo da calha deve ter uma inclinação mínima de 0,5% para favorecer a limpeza interna e o escoamento da água até as caixas que alimentam os tubos de descida. A sua seção transversal útil, deve ter aproximadamente  $1\text{cm}^2$  para cada  $\text{m}^2$  de área de telhado.

No caso de grandes coberturas, onde o volume de água a ser escoado através da calha é significativo, sua seção transversal pode ser tão grande que deva ser projetada com chapas mais espessas (5mm ou mais).

Nesse caso, ela geralmente é auto-portante, não necessitando de apoios intermediários.

Eventualmente, sua largura pode ser aumentada para servir também do passadiço para manutenção do telhado.

Independente do caso considerado, as cargas provenientes das calhas (peso próprio, carga devido à água, carga de passadiço) devem ser levadas em conta no cálculo da estrutura e de seus apoios.

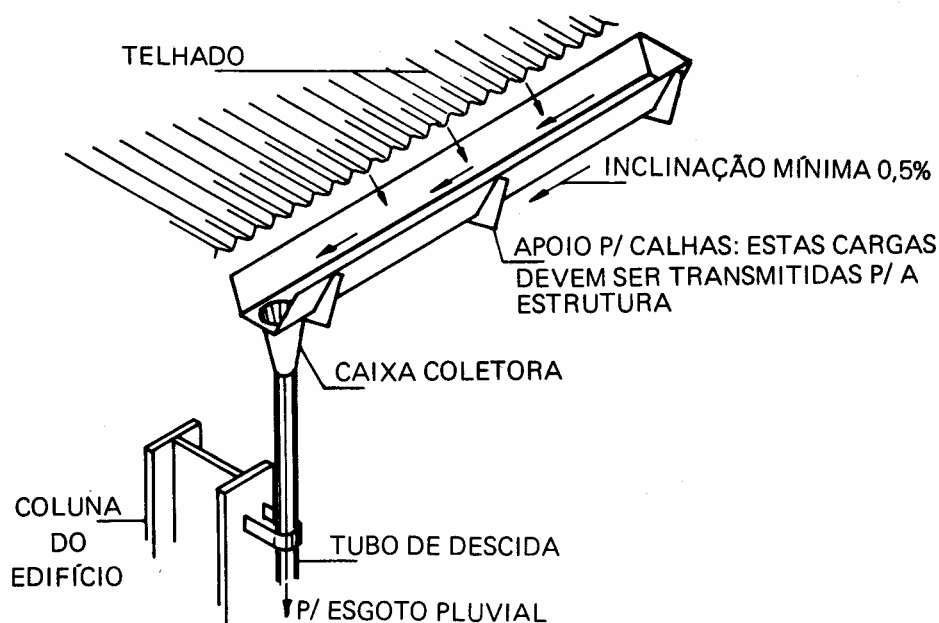


Fig. 9: Calha e tubo de descida de água

### 3.6 Ações atuantes na estrutura do galpão

De acordo com a *NBR 8800, Anexo B*, as ações atuantes no galpão a ser projetado são as seguintes:

#### A - Carga permanente

É formada pelo peso próprio de todos os elementos constituintes da estrutura, incluindo os pesos de equipamentos e instalações permanentemente suportados na estrutura.

Os pesos dos materiais de construção, na ausência de informações, devem ser calculados através da *NBR 6120*.

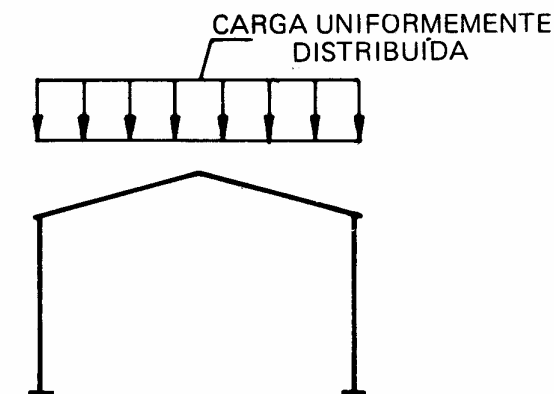
No nosso exemplo não existem equipamentos suportados pela estrutura e o peso próprio será avaliado na medida em que o cálculo for desenvolvido.

#### B – Cargas Variáveis

As cargas variáveis são aquelas que resultam do uso ou ocupação do edifício.

No caso serão considerados o vento (item C) e a sobrecarga.

Esta é considerada como uma carga uniformemente distribuída atuando sobre a projeção horizontal do telhado, para fazer face ao acúmulo de pó ou outros materiais a que o galpão fica sujeito.



**Fig. 10: Sobrecarga no telhado**

Seu valor é função da finalidade e da área em que a estrutura for construída, podendo atingir valores de 10 kN/m<sup>2</sup> ou mais.

De acordo com o item *B-3.6.1 do Anexo B*, da *NBR 8800* “nas coberturas comuns, não sujeitas a acúmulos de quaisquer materiais, e na ausência de especificação em contrário, deve ser prevista uma sobrecarga nominal mínima de 0,25 kN/m<sup>2</sup>...”.

Considerando que exista especificação particular para o galpão, será permitida uma sobrecarga mínima de 0,15 kN/m<sup>2</sup>.

#### C - Ação do Vento

A ação do vento sobre a estrutura será calculada de acordo com a *NBR 6123*, de onde foram retirados os conceitos que se seguem:

- velocidade básica do vento:  $V_0 = 40\text{m/s}$  (este valor é alto, acima da média brasileira, correspondente a parte do estado de São Paulo e ao Mato Grosso do Sul).
- fator topográfico  $S_1 = 1$   
fator de rugosidade  $S_2$ :  
classe da estrutura: C  
rugosidade: 3

altura acima do terreno	fator $S_2$
$\leq 3\text{m}$	0,55
5m	0,60
10m	0,69

- fator estatístico  $S_3 = 0,95$  para o edifício; para elementos de vedação será usado simplificadaamente o mesmo valor.

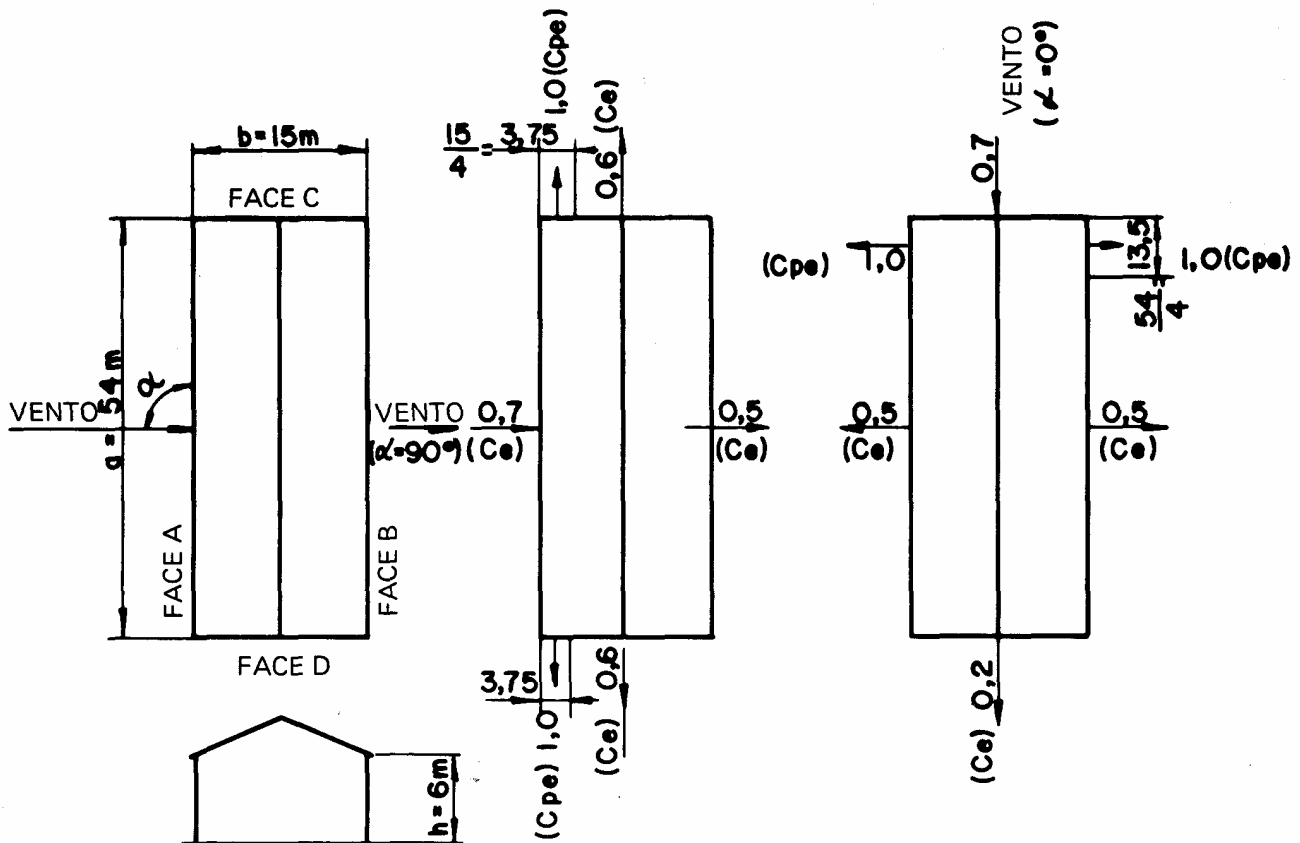
- velocidade característica do vento  $V_k$  e pressão de obstrução  $p$ :

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3$$

$$p = \frac{V_k^2}{1,6}$$

altura acima do terreno	Velocidade Característica $V_k$ (m/s)	Pressão de Obstrução $p$ (N/m <sup>2</sup> )
$\leq 3\text{m}$	20,9	273
5m	22,8	325

- coeficientes de pressão  $C_{pe}$  e de forma externos  $C_e$  para as paredes (tabela 4 NBR 6123).

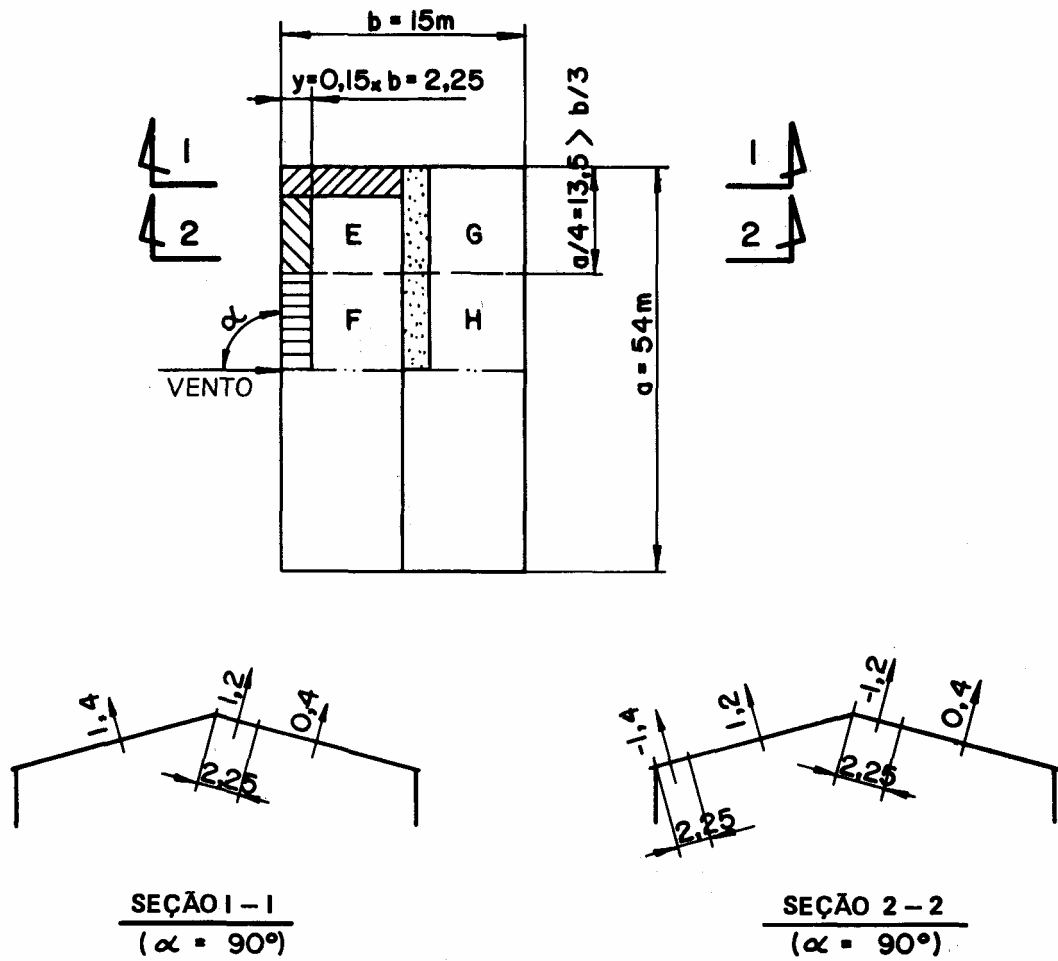


ALTURA RELATIVA	PROPORÇÃO EM PLANTA ( $a > b$ )	$\alpha$	COEFICIENTE $C_e$ PARA A SUPERFÍCIE				$C_{pe}$ MÉDIO
			A	B	C	D	
$\frac{h}{b} = \frac{6}{15} < \frac{1}{2}$	$\frac{a}{b} = \frac{54}{15}$ $\frac{3}{2} < \frac{54}{15} < 4$	$90^\circ$	0,7	-0,5	-0,6	-0,6	-1,0
		$0^\circ$	-0,5	-0,5	0,7	-0,2	

Fig. 11: Coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes

- coeficientes de pressão  $C_{pe}$  e de forma  $C_e$  externos para o telhado, *tabela 5 NBR 6123*

- coeficientes de pressão  $C_{pi}$  e de forma internos para o galpão *item 6.2 NBR 6123*



ALTURA RELATIVA	$\theta$	COEFICIENTE $C_e$ PARA A SUPERFÍCIE				Cpe MÉDIO			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
 $\frac{h}{b} = \frac{6}{15}$ $\frac{h}{b} < \frac{1}{2}$	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	-	-1,2

VALORES UTILIZADOS PARA CÁLCULO DO PÓRTICO DO GALPÃO

VALORES UTILIZADOS PARA CÁLCULO DE ELEMENTOS LOCALIZADOS TAIS COMO TELHA E TERÇA.

Fig. 12: Coeficientes de pressão e de forma externos para o telhado

## Projeto de Galpões

Os tapamentos laterais, frontais e a cobertura do galpão serão em chapa trapezoidal, portanto permeáveis, de acordo com a NBR 6123.

Para simplificar a análise, desprezar-se-á a possibilidade de abertura dominante em qualquer face do galpão quando ocorrer vento forte, apesar da previsão de portões nos tapamentos frontais (item 6.24 da NBR 6123):

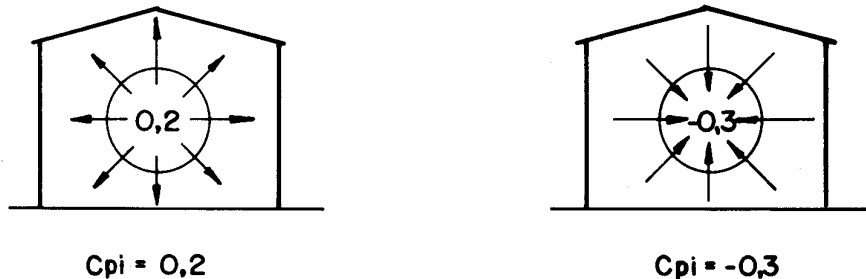


Fig. 13: Coeficientes de pressão e de forma internos

$$C_{pi} = 0,2 \quad \text{ou} \quad C_{pi} = -0,3$$

Os valores resultantes dos coeficientes de pressão, para o cálculo estão na fig. 14.

- para cálculo das telhas e vigas do tapamento e cobertura, (efeitos localizados na extremidade do galpão). Temos:

tapamentos laterais e frontais:

$C_{pe} = 1,0$	$C_{pe} = 0,7$
$C_{pi} = 0,2$	$C_{pi} = 0,3$
Soma = 1,2	Soma = 1,0

cobertura:

$C_{pe} = 1,4$
$C_{pi} = 0,2$
Soma = 1,6

- Esforços finais de vento no pórtico do galpão, fig. 15.

a carga de vento para cada trecho será dada por:

$$q = p \times C \times v, \text{ com:}$$

$q$  = carga em cada trecho, N/m

$p$  = pressão de obstrução em  $\text{kN/m}^2$ , função da altura, calculado anteriormente.

$v$  = espaçamento longitudinal entre pórticos, 6m

$C$  = coeficientes das hipóteses 1 e 2

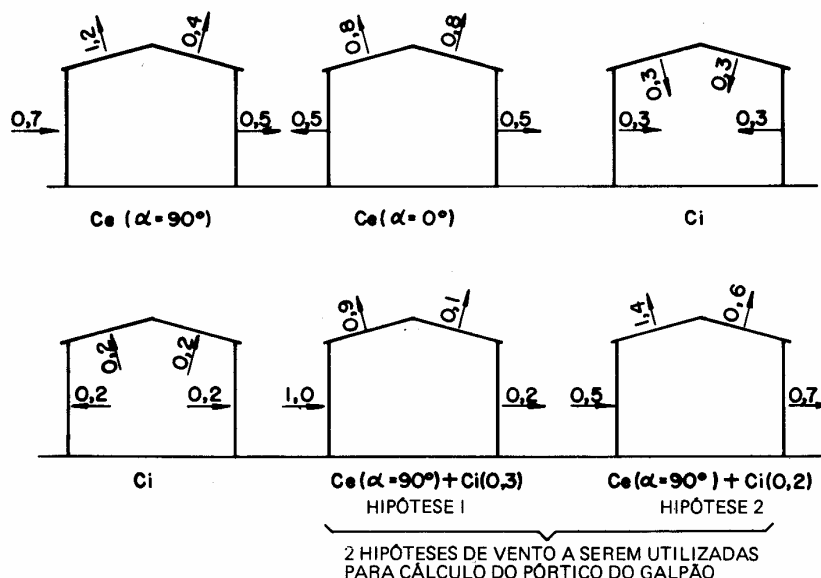


Fig. 14: Coeficientes finais para o galpão

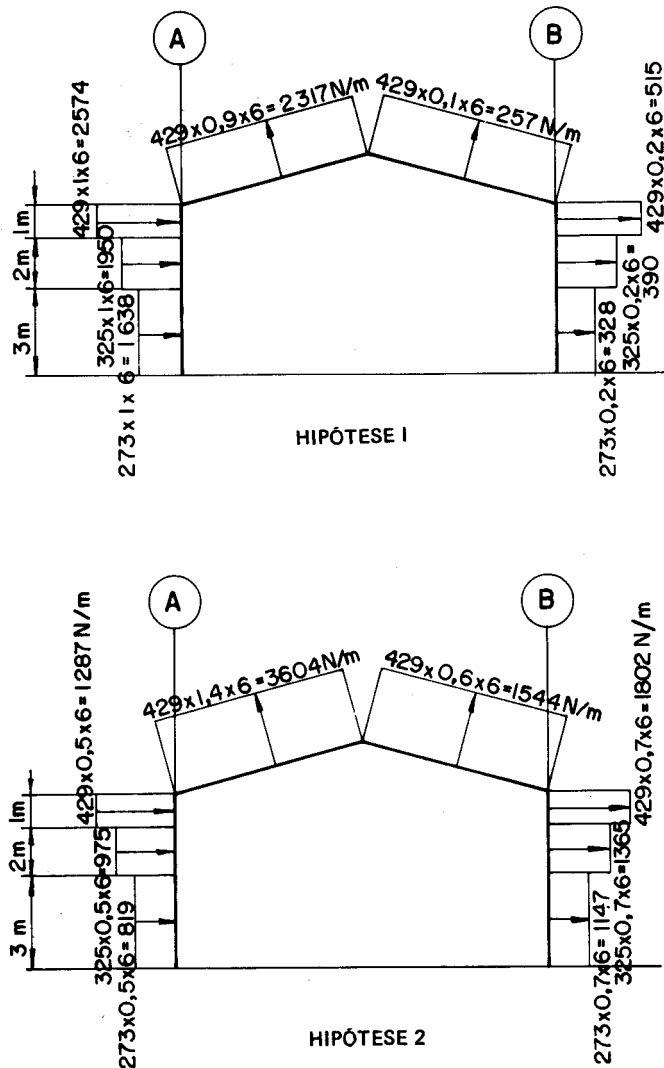


Figura. 15: Hipóteses 1 e 2 de vento

ONDE:

- Hipótese 1 é a soma do efeito do vento lateral ( $\alpha = 90^\circ$ ) com  $C_{pi} = -0,3$  (sucção interna)
- Hipótese 2 é a soma do efeito do vento lateral ( $\alpha = 90^\circ$ ) com  $C_{pi} = +0,2$  (pressão interna)
- As hipóteses com vento frontal ( $\alpha = 0^\circ$ ) conduzem a esforços finais inferiores aos das hipóteses acima.
- simplificação das hipóteses de vento:

as cargas de vento nas colunas do edifício poderão ser simplificadas, para facilitar o cálculo, a critério do engenheiro de estruturas.

No exemplo serão adotadas cargas médias ponderadas, como se segue:

*Hipótese 1:*

$$\text{Fila A: } q = \frac{1638 \times 3 + 1950 \times 2 + 2574 \times 1}{6} = 1898 \text{ kN/m}$$

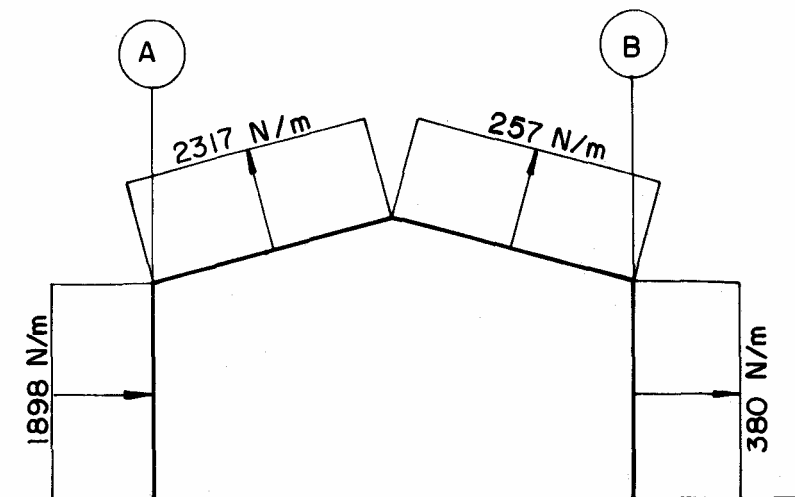
$$\text{Fila B: } q = \frac{328 \times 3 + 390 \times 2 + 515 \times 1}{6} = 380 \text{ kN/m}$$

*Hipótese 2:*

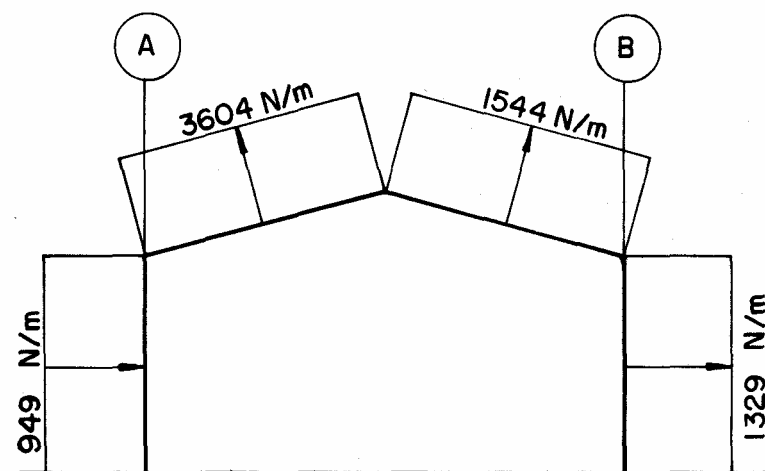
$$\text{Fila A: } q = \frac{819 \times 3 + 975 \times 2 + 1287 \times 1}{6} = 949 \text{ kN/m}$$

$$\text{Fila B: } q = \frac{1147 \times 3 + 1365 \times 2 + 1802 \times 1}{6} = 1329 \text{ kN/m}$$

Na figura 16 temos os carregamentos finais.



HIPÓTESE 1



HIPÓTESE 2

Fig. 16: Hipóteses 1 e 2 de vento simplificadas

### 3.7 Dimensionamento das terças e vigas do tapamento lateral

#### A - Características da Telha a ser Usada:

- trapezoidal
- altura da onda: 40mm
- espessura da telha: 0,35mm
- peso da telha: aproximadamente 40 N/m<sup>2</sup>.

OBS.: Em ambientes com atmosfera agressiva e também dependendo das condições de manuseio deve-se empregar telhas com maior espessura.

#### B - Ações Atuantes nas Telhas da Cobertura:

$$\begin{array}{rcl} \text{peso próprio, pp} & = & 40 \text{ N/m}^2 \\ \text{sobrecarga, sc} & = & 150 \text{ N/m}^2 \\ \hline & = & 190 \text{ N/m}^2 \end{array}$$

$$\text{vento, v: } -1,6 \times 429 = -686 \text{ N/m}^2 \text{ (sucção)}$$

#### C - Combinação de Ações:

$$\text{pp} + \text{sc: } 190 \text{ N/m}^2$$

$$\text{pp} + \text{v} : -646 \text{ N/m}^2$$

#### D - Espaçamento Máximo entre as Terças e as Vigas do Tapamento Lateral

Escolhida a telha da cobertura, o espaçamento entre as terças é obtido através de ábacos ou tabelas dos catálogos dos fabricantes que levam em conta os seguintes fatores:

- tipo e espessura da telha
- condição de continuidade da telha: biapoiada, sobre 3 apoios ou sobre 4 apoios
- carga atuante sobre a telha, descontando o peso próprio
- flecha máxima admissível para a telha, com a carga considerada: 1/180 ou 1/120 do vão.

No nosso caso, temos:

- telha trapezoidal
- altura 40 mm, espessura 0,35mm
- telha contínua sobre 4 apoios
- carga na telha:  $646 \text{ N/m}^2 \cong 65 \text{ Kg/m}^2$
- flecha admissível 1/180 do vão

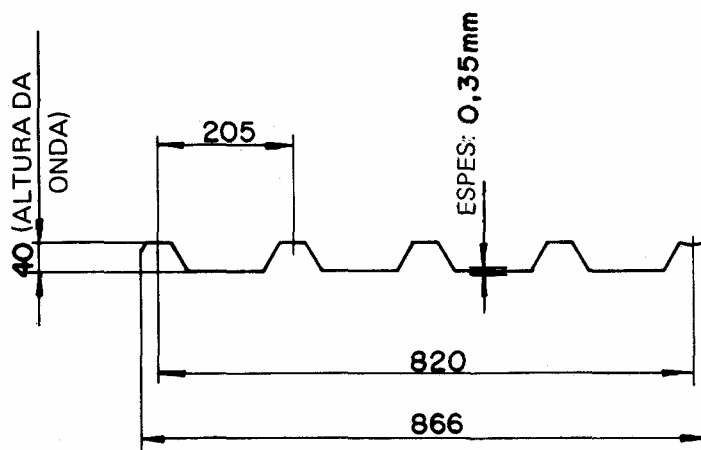
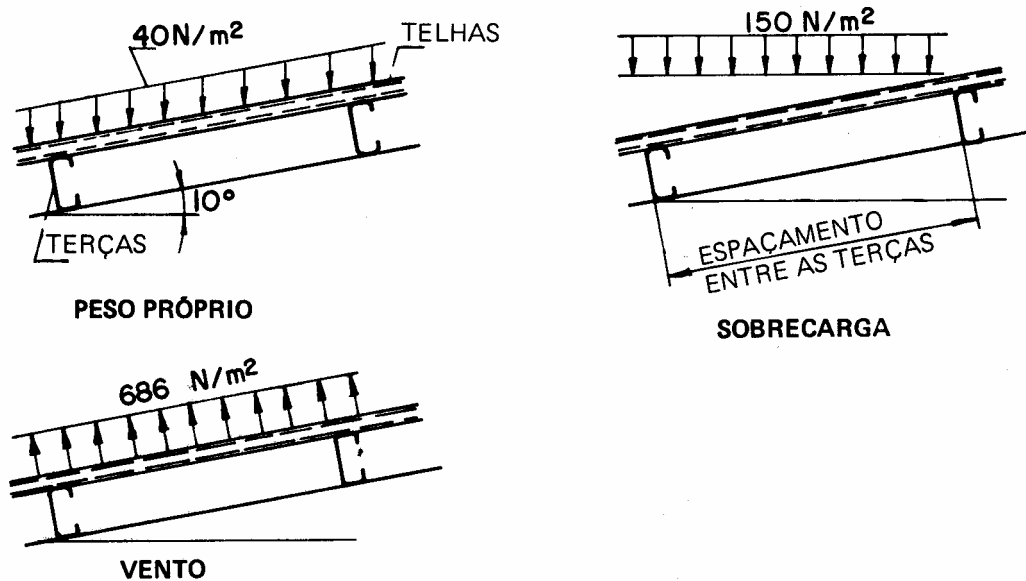
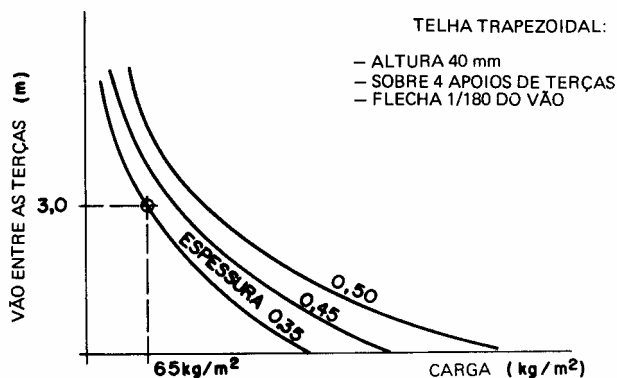


Fig. 17: Característica de telha a ser usada



**Fig. 18: Ação atuante nas telhas da cobertura**

Através da ábaco similar ao da figura 19, o espaçamento máximo entre as terças é 3,0m.



**Fig. 19: Ábaco para espaçamento de terças**

Em cada meia água da cobertura será usada telha contínua sobre 4 apoios de terças com o seguinte espaçamento entre elas, por disposição construtiva:

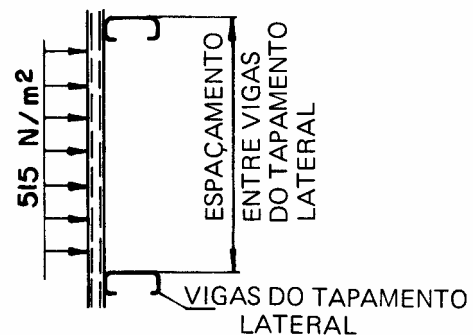
$$\frac{7,765\text{m}}{3} = 2,588\text{m}$$

valor menor que o máximo de 3,0 m.

## E - Ações atuantes nas telhas do tapamento lateral:

vento,  $v: 1,2 \times 429 = 515 \text{ N/m}^2$ , sendo 1,2 o coeficiente para tapamento lateral.

- Espaçamento máximo entre as vigas do tapamento lateral:



**Fig. 20: Ação atuante nas telhas do tapamento lateral**

de acordo com o catálogo do fabricante temos:

- para telha trapezoidal com  $h = 40 \text{ mm}$
- espessura da telha  $0,35 \text{ mm}$ .
- flecha admissível  $1/180$  do vão
- carga na telha:  $515 \text{ N/m}^2 \cong 52 \text{ Kg/m}^2$
- telha contínua sobre 3 apoios

O espaçamento máximo entre as vigas do tapamento lateral é 3,1 m. Por questões construtivas será adotado espaçamento de

$$\frac{6}{2} = 3,0\text{m}.$$

A distribuição das terças e vigas do tapamento lateral permanece como na figura

Considerando a seção da coluna de 300mm, o espaço para distribuição das terças fica aproximadamente:

$$\frac{7500}{\cos 10^\circ} + \frac{300}{2} = 7766 \text{ mm}$$

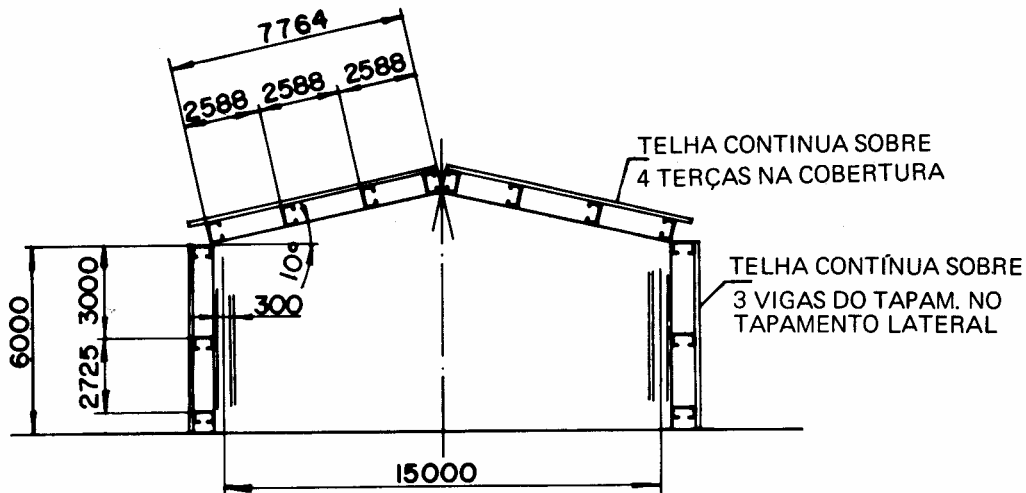


Fig. 21: Distribuição das terças da cobertura e vigas do tapamento lateral

## F – Dimensionamento das Terças

### • Considerações

- por economia, adota-se perfil dobrado a frio, com seção do tipo U;
- a norma brasileira *NBR 8800* não cobre o dimensionamento de perfis metálicos de chapa fina dobrados a frio;

Indicamos abaixo o dimensionamento usual pelo método das tensões admissíveis:

$$\frac{f_{bx}}{0,6F_y} + \frac{f_{bx}}{0,6F_y} < 1 \quad \text{para carregamentos sem o vento}$$

$$\frac{f_{bx}}{0,6F_y} + \frac{f_{bx}}{0,6F_y} < 1,33 \quad \text{para carregamentos com o vento}$$

onde:

$f_{bx}$  é a tensão atuante de compressão ou tração, devido à flexão segundo x;

$$f_{bx} = \frac{M_x}{W_x}$$

$$f_{bx} \text{ idem, segundo y; } f_{bx} = \frac{M_y}{W_y}$$

$0,6F_y$  é a tensão admissível à flexão igual a 60% da tensão de escoamento do aço.

Considerando aço A 570 grau C para as terças, com  $F_y = 23\text{kN/cm}^2$ ,  $0,6F_y \cong 14\text{kN/cm}^2$ .

- considera-se ainda que as fixações das telhas sobre as terças evitarão problemas de flambagem lateral e torção.

### • Ações atuantes:

Será considerado um valor médio para peso próprio de terças e tirantes de  $40\text{N/m}^2$ ; o vão entre as terças é de 2,588m.

$$\text{pp. terças + tirantes} \quad 40\text{N/m}^2 \times 2,588 = 104,0$$

$$\text{p.p. telha:} \quad 40\text{N/m}^2 \times 2,588 = 104,0$$

$$\hline 208,0$$

$$= 208,0 \text{ N/m}$$

$$\text{sobrecarga:} \quad 150\text{N/m}^2 \times 2,588 = 388\text{N/m}$$

$$\text{vento:} \quad -686 \times 2,588 = -1775 \text{ N/m}$$

### • Combinações de ações:

O peso próprio e a sobrecarga são verticais terão que ser decompostos nas direções X e Y, paralela e perpendicular ao plano da cobertura;

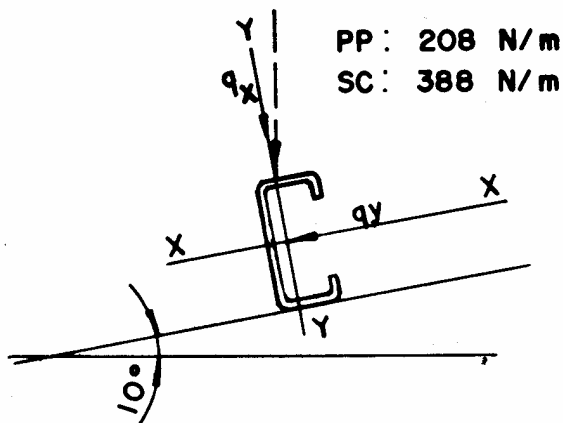
## Projeto de Galpões

o vento é perpendicular ao plano da cobertura,

$$pp + sc \begin{cases} q_x = (208 + 388) \cos 10^\circ = 587 \text{ N/m} \\ q_y = (208 + 388) \sin 10^\circ = 103 \text{ N/m} \end{cases}$$

$$pp + v \begin{cases} q_x = 208 \cos 10^\circ - 1775 = -1570 \text{ N/m} \\ q_y = 208 \sin 10^\circ = 36 \text{ N/m} \end{cases}$$

- Consideração estrutural:



A terço será considerada biapoiada sobre as vigas do pórtico;

A terço poderia também ser considerada contínua, apoiada em três vigas de pórticos adjacentes;

nesse caso a terço teria  $6 \times 2 = 12\text{m}$  de comprimento, o que tornaria o seu transporte difícil devido à pouca rigidez do perfil tipo U.

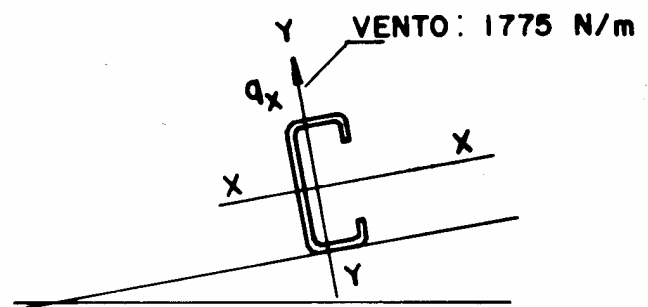


Fig. 22: Esforços nas terços

A terço será travada lateralmente, no sentido XX, por um tirante de barra redonda colocado no meio do vão. Nesse sentido, então, a terço será contínua com dois vãos iguais a 3 m:

$$pp + v \begin{cases} M_x = 1570 \times \frac{6^2}{8} = 7065 \text{ Nm} \\ M_y = 36 \times \frac{3^2}{8} = 40,5 \text{ Nm} \end{cases}$$

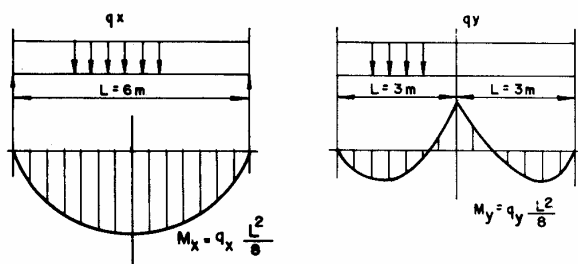
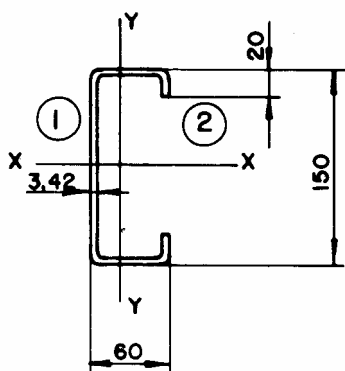


Fig. 23: Momentos fletores nas terços

$$pp + sc \begin{cases} M_x = \frac{q_x L^2}{8} = 587 \frac{6^2}{8} = 2642 \text{ Nm} \\ M_y = \frac{q_y L^2}{8} = \frac{103 \times 3^2}{8} = 116 \text{ Nm} \end{cases}$$

- Perfil da Terço

As características da seção da terço são retiradas de catálogo de fabricante de perfis dobrados a frio. De um modo geral as terços são escolhidas de forma que a altura da seção varie de  $1/40$  a  $1/60$  do vão; no nosso caso, a seção da terço deve variar entre  $\frac{6000}{40} = 150\text{mm}$  e  $\frac{6000}{60} = 100\text{mm}$ ; será escolhido o perfil U 150 x 60 x 20 x 3,42, com as seguintes características:



**Fig. 24: Seção da terça**

$$W_x = 43,4 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 11,1 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 325,6 \text{ cm}^4$$

$$p = 76 \text{ N/m}$$

- Tensões atuantes

As terças serão posicionadas na cobertura de tal forma que a parte aberta da seção fique voltada para o lado da cumeeira. Esta posição gera maior estabilidade porque as cargas verticais, nesse caso, se aproximam do centro de cisalhamento do perfil.

As tensões máximas ocorrem na seção central.

• Verificação:

$$pp + sc : fb_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{264,2}{43,4} = 6,0 \text{ kN/cm}^2$$

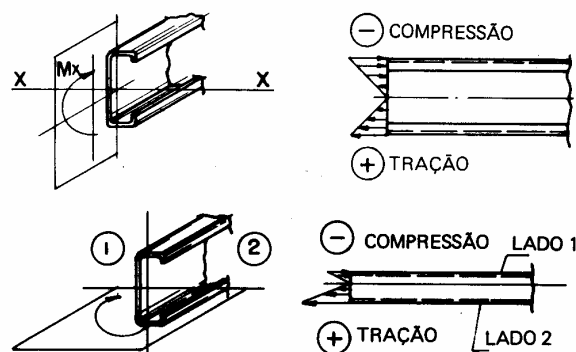
$$fb_y = \frac{M}{W_{y_2}} = \frac{11,6}{11,1} = 1,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$6,0 + 1,0 = 7,0 < 14 \text{ kN/cm}^2$$

$$pp + v : fb_x = \frac{706,5}{43,4} = 16,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$fb_y = \frac{4,05}{11,1} = 0,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$16,3 + 0,4 = 16,7 \text{ kN/cm}^2 < 14 \times 1,33 = 18,6 \text{ kN/cm}^2$$



**Fig. 25: Tensões na terça**

• Verificação da flecha:

De acordo com o Anexo C da NBR-8800, tabela 26, para efeito de sobrecarga, a flecha admissível para vigas biapoiadas suportando elementos de cobertura elásticos é 1/180 do vão.

$$\text{flecha} = \delta = \frac{5_q \times L^4}{384 \times E \times J}, \text{ onde}$$

J = momento de inércia da seção

$$q = \text{sobrecarga na terça} = 388 \times \cos 10^\circ = 382 \text{ N/m} = 0,00382 \text{ kN/cm}$$

$$E = \text{módulo de elasticidade do aço} = 205000 \text{ MPa} = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times 0,00382 \times 600^4}{384 \times 20500 \times 325,6} = 0,97 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{1}{620} < \frac{1}{180}, \text{ ok}$$

• Considerações de peso:

o peso da terça é 76 N/m; o peso médio da terça na cobertura é:

$$\frac{76}{2,588} = 29,4 \text{ N/m}^2$$

o valor estimado para peso da cobertura foi de 40 N/m<sup>2</sup>, a diferença 40 - 29,4 ≅ 11,0 N/m<sup>2</sup> será coberta pelo peso próprio das diagonais e tirantes.

• Tirantes da cobertura:

- Critério para dimensionamento:

O tirante será dimensionado pela NBR 8800, conforme o fluxograma BARRAS ROSQUEADAS À TRAÇÃO, em anexo.

- Solicitação de Cálculo:

A combinação crítica é (ver item 11:  
COMBINAÇÃO DE AÇÕES)

$$pp \times 1,3 + sc \times 1,4$$

$$\left. \begin{array}{l} pp : 80 \times \text{sen}10^\circ = 13,9 \text{ N/m}^2 \\ sc : 150 \times \text{sen}10^\circ = 26,0 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{componentes do pp e} \\ \text{sc segundo o plano} \\ \text{das terças} \end{array}$$

Tirante  $T_1$  (fig 26)

$$N_{1d} \frac{2}{3} (13,9 \times 3 \times 7,764 \times 1,3 + 26 \times 3 \times 7,764 \times 1,4) = \\ = 847 \text{ N}$$

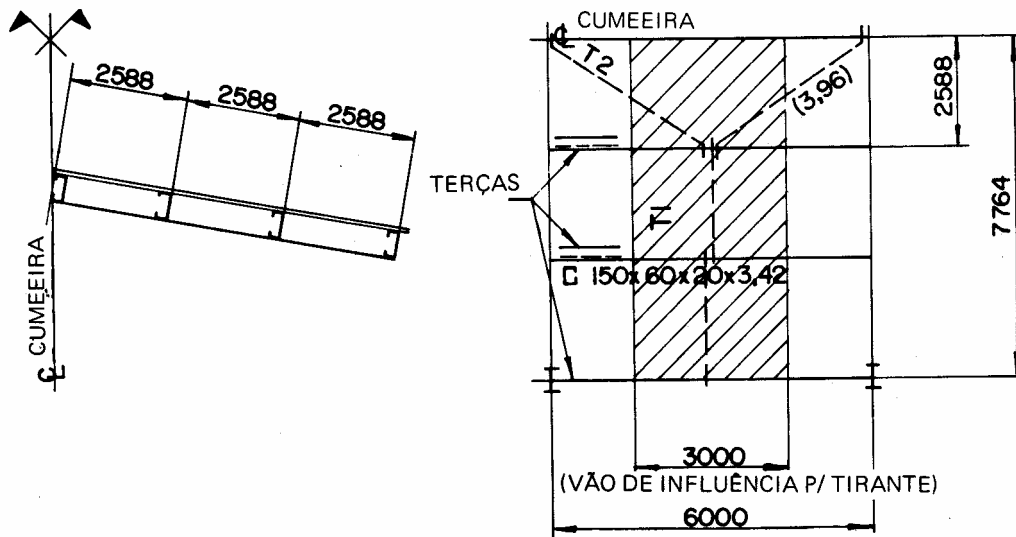


Fig. 26: Tirantes da cobertura

Tirante  $T_2$

$$N_{2d} = \frac{1269}{2} \times \frac{3,96}{2,588} = 971 \text{ N}$$

• Resistência de Cálculo:

Diâmetro  $d = 12\text{m}$ , aço A36

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

resistência de cálculo ao escoamento da seção bruta:

$$\begin{aligned} \phi_t N_n &= \phi_t \times A_g \times f_y = 0,9 \times \frac{\pi \times 1,2^2}{4} \times 25 = \\ &= 25,4 \text{ kN} = 25400 \text{ N} \end{aligned}$$

resistência de cálculo à ruptura da seção rosqueada:

$$\phi_t R_{nt} = \phi_t \times 0,75 A_p \times f_u = 0,65 \times 0,75 \times \dots$$

$$\dots \times \frac{\pi \times 1,2^2}{4} \times 40 = 22,0 \text{ kN} = 22000 \text{ N}$$

resistência de cálculo:

$$\phi_t R_{nt} = 22 \text{ kN} = 22000 \text{ N} < \phi_t N_n$$

verificação (para o tirante  $T_2$ )

$$N_{2d} = 971 \text{ N} < 22000 \text{ N}, \text{ ok.}$$

Normalmente nesses casos a verificação é desnecessária em virtude da baixa solicitação de cálculo; foi feita apenas como exemplo de utilização do fluxograma BARRAS ROSQUEADAS À TRAÇÃO (item 20 – FLUXOGRAMAS).

### G - Dimensionamento das Vigas do Tapamento Lateral:

- Considerações Gerais

As vigas do tapamento lateral também serão em seção U dobrada a frio, conforme as terças da cobertura.

Serão também previstos tirantes para travamento das vigas no sentido menos resistente.

- Ações atuantes (vão entre vigas = 3 m)

$$\text{p.p.vigas + tirantes} \quad 40 \text{ N/m}^2 \times 3 \quad = 120 \text{ N/m}$$

$$\text{p.p.telha:} \quad 40 \text{ N/m}^2 \times 3 \quad = 120 \text{ N/m}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 240 \text{ N/m}$$

$$\text{vento: } 1,2 \times 429 \text{ N/m}^2 \times 3 = 1544 \text{ N/m}$$

(1,2: coeficiente de pressão para cálculo do tapamento lateral; 429 N/m<sup>2</sup> a pressão de obstrução nas alturas entre 5 e 10 m)

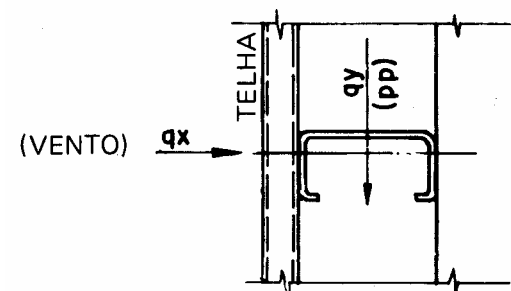


Fig. 27: Ações nas terças do tapamento lateral

Assim:  $q_x = 1544 \text{ N/m}$

$q_y = 240 \text{ N/m}$

Esforços solicitantes:

$$M_x = \frac{qL^2}{8} = \frac{1544 \times 6^2}{8} = 6948 \text{ Nm}$$

$$M_y = \frac{qL^2}{8} = \frac{240 \times 3^2}{8} = 270 \text{ Nm}$$

• Perfil da viga:

será usado o mesmo perfil da terço da cobertura:

U 150 x 60 x 20 x 3,42

$W_x = 43,3 \text{ cm}^3$       $J_x = 325,6 \text{ cm}^4$

$W_y = 11,1 \text{ cm}^3$

• Verificação:

$$fb_x = \frac{M_x}{W_x} = \frac{694,8}{43,4} = 16,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$fb_y = \frac{M_y}{W_y} = \frac{27,0}{11,1} = 2,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$16,0 + 2,4 = 18,4 \text{ kN/cm}^2 < 14 \times 1,33 \text{ kN/cm}^2$$

• Tirantes do tapamento lateral

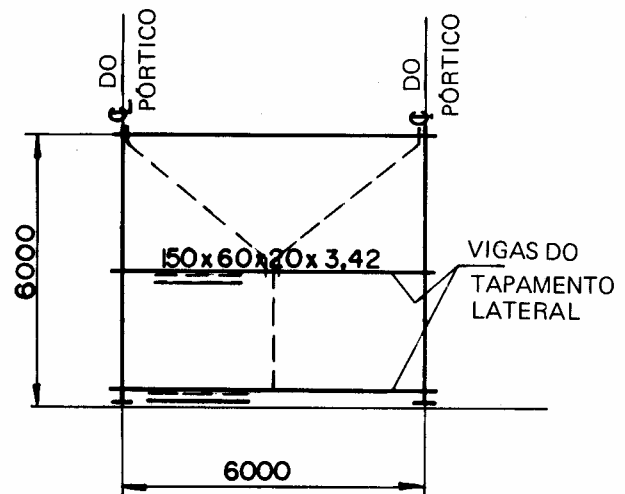


Fig. 29: Esquema do tapamento lateral

serão usados tirantes  $d = 12$  de aço A 36.

(Verificação desnecessária – sub item “Tirantes da Cobertura”).

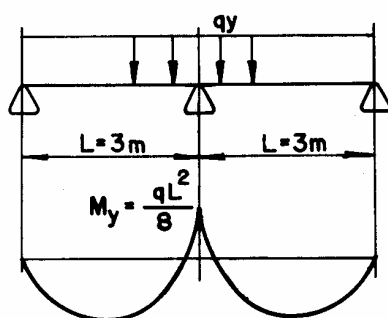
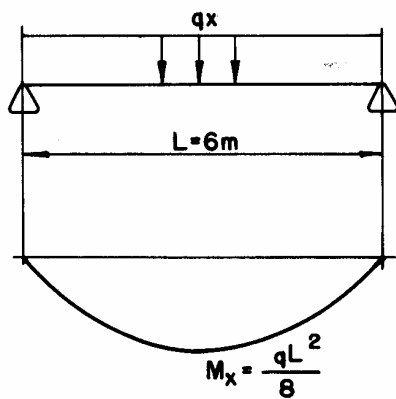


Fig. 28: Momentos fletores nas vigas do tapamento lateral

### 3.8 Cálculo do Pórtico

- Determinação dos esforços solicitantes

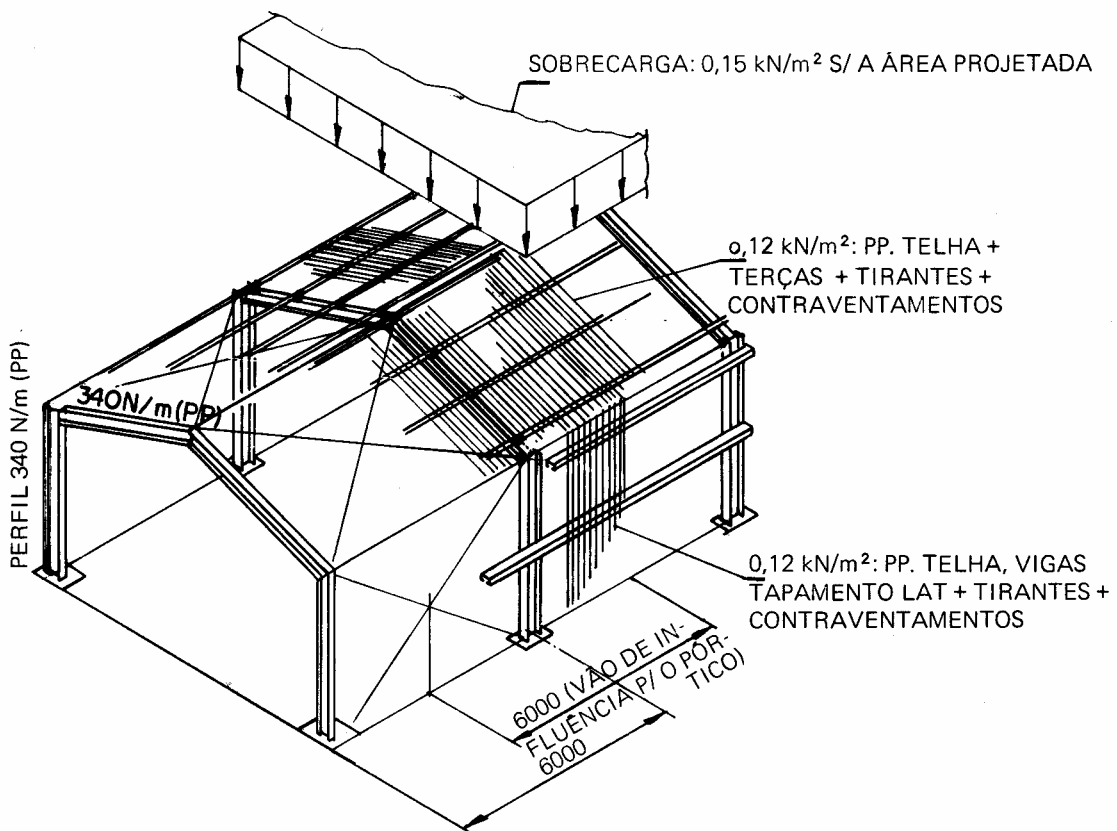
O pórtico do galpão será calculado através de formulários usualmente encontrados em manuais de engenharia. Este processo é demorado, consumindo tempo considerável do engenheiro estrutural.

O uso de computadores ou microcomputadores deixará tempo livre ao engenheiro para análise e tomada de

decisões relativas à economia, performance e adequação dos edifícios.

Para o perfil da coluna e da viga do pórtico, em consideração ao peso próprio da estrutura, foi estimado o perfil soldado de 340N/m; o peso próprio do tapamento lateral, bem como o peso próprio da coluna serão considerados como carga concentrada no topo da coluna:

p.p. da coluna	0,34 x 6	= 2,04
p.p. tapam.lateral:	0,12 x 6 x 6	= 4,32
		6,4 kN



**Fig. 30: Ações na Estrutura**

A sobrecarga será considerada sobre a área projetada da cobertura;

$$sc: 0,15 \times 6 = 0,9 \text{ kN/m}$$

Os carregamentos de vento na estrutura do galpão são os calculados anteriormente (hipóteses 1 e 2 de vento).

A carga distribuída devida ao peso próprio material será dada por:

perfil da viga:		= 0,34
p.p. da cobertura:	0,12 x 6	= 0,72
		1,06 kN/m

O peso próprio das telhas, bem como a sobrecarga na cobertura são transmitidas aos pórticos através dos apoios das terças.

Para simplificar, estas cargas são consideradas distribuídas ao longo das

vigas dos pórticos, em vez de concentrados

naqueles apoios.

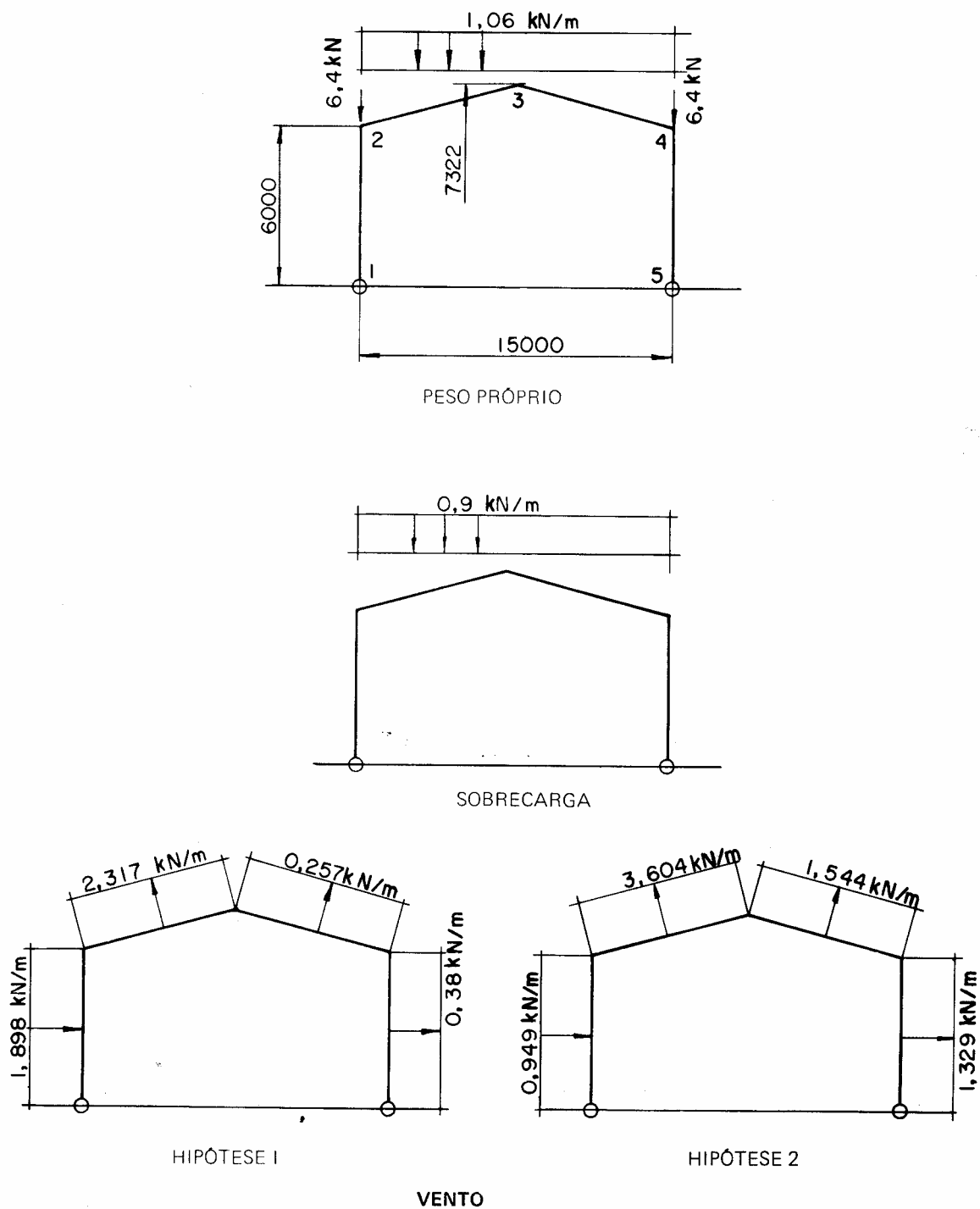


Fig. 31: Carregamentos finais na estrutura

- Coeficientes para solução do pórtico

$$k = \frac{h}{S} = \frac{6}{7,616} = 0,788$$

$$\phi = \frac{f}{h} = \frac{1,322}{6} = 0,22$$

$$m = 1 + \phi = 1,22$$

$$\beta = 2(k + 1) + m = 4,796$$

$$C = 1 + 2m = 3,44$$

$$N = \beta + mC = 8,993$$

$W = 1,06 \text{ kN/m}$  para peso próprio

$W = 0,9 \text{ kN/m}$  para sobrecarga

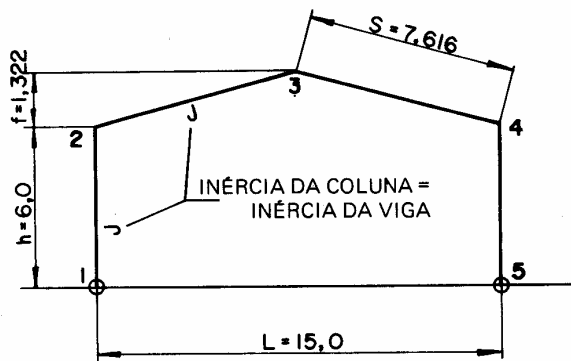


Fig. 32: Coeficientes para o pórtico

- Solução para o peso próprio:

$$M_2 = M_4 = \frac{WL^2(3 + 5m)}{16N} = \frac{1,06 \times 15^2(3 + 5 \times 1,22)}{16 \times 8,993} = 15,1 \text{ kN x m}$$

$$M_3 = \frac{WL^2}{8} - mM_2 = \frac{1,06 \times 15^2}{8} - 1,22 \times 15,1 = 11,4 \text{ kNm}$$

$$H_1 = H_5 = \frac{M_2}{h} = 2,5 \text{ kN}$$

$$V_1 = V_5 = \frac{WL}{2} + 6,4 = 14,4 \text{ kN}$$

- Solução para sobrecarga:

$$M_2 = M_4 = 12,8 \text{ kNm}$$

$$M_3 = 9,7 \text{ kNm}$$

$$H_1 = H_5 = 2,1 \text{ kN}$$

$$V_1 = V_5 = 6,8 \text{ kN}$$

- Solução para vento hipóteses 1 e 2:

Os manuais de cálculo não apresentam carregamentos com a mesma configuração do carregamento de vento, fazendo com que os esforços sejam obtidos de maneira indireta, pela combinação adequada de três carregamentos, levando em conta os sinais das cargas.

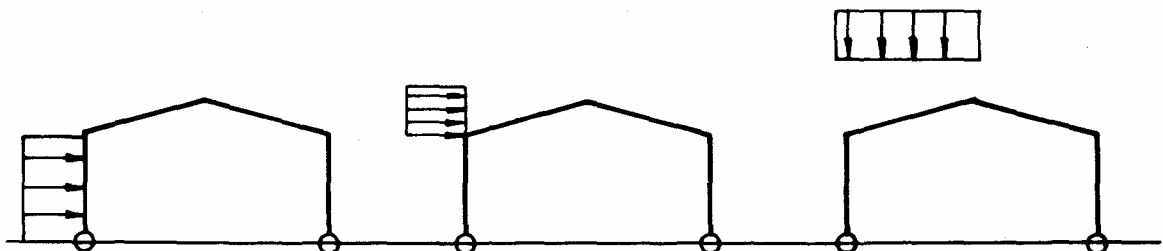
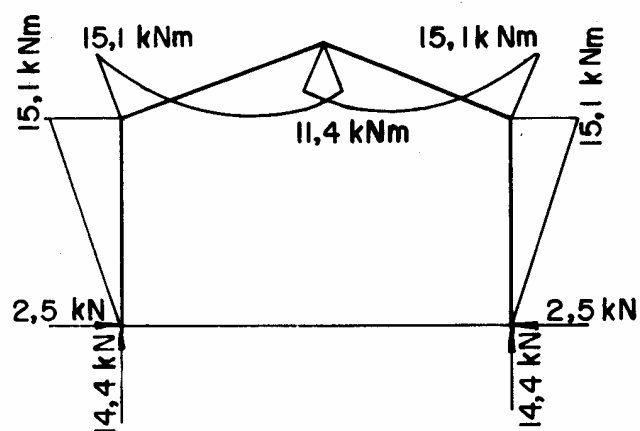
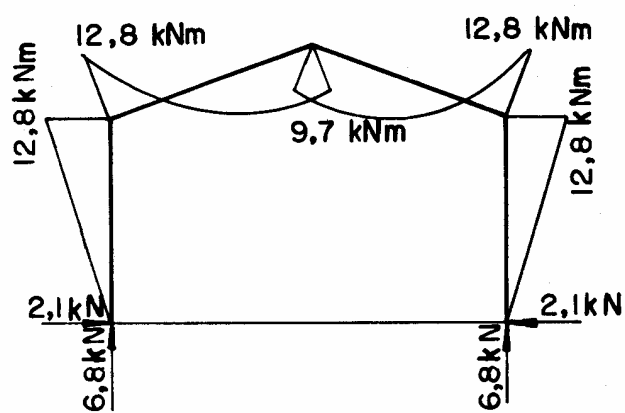


Fig. 33: Carregamentos auxiliares para determinação dos esforços de vento

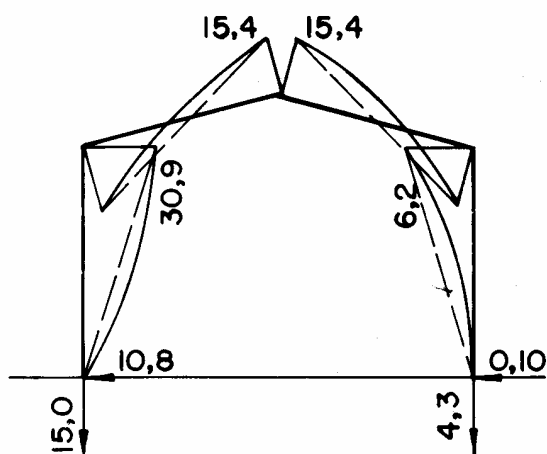
Os cálculos não foram aqui reproduzidos, porém os valores finais dos esforços estão mostrados na figura 34.



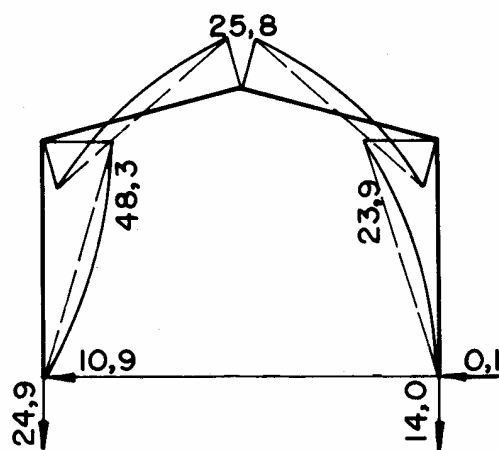
PESO PRÓPRIO



SOBRECARGA



VENTO HIPÓTESE I



VENTO HIPÓTESE 2

Fig. 34: Esforços para o pórtico

### 3.9 Combinação de ações

As considerações são de acordo com a NBR 8800, seção 4.8:

ação permanente G: pp (peso próprio)

ações variáveis  $\begin{cases} Q_1 & \text{sc (sobrecarga)} \\ Q_2 & \text{v (vento)} \end{cases}$

combinação de ações  $\begin{cases} \gamma_g G + \gamma_{q1} Q_1 \\ \gamma_g G + \gamma_{q2} Q_2 \\ \gamma_g G + \gamma_{q1} Q_1 + \gamma_{q2} \psi_2 Q_2 \\ \gamma_g G + \gamma_{q2} Q_2 + \gamma_1 \psi_1 Q_1 \end{cases}$

onde os coeficientes  $\gamma$  são os coeficientes de ponderação

(G) pp: ação de pequena variabilidade

$$\gamma_g = 1,3 \text{ ou } 1,0$$

$$(Q_1) \text{ sc: } \gamma_{q1} = 1,4$$

$$(Q_2) \text{ v: } \gamma_{q2} = 1,4$$

e os coeficientes  $\psi$  são os fatores de combinação

$$(Q_1) \text{ sc: } \psi_1 = 1$$

$$(Q_2) \text{ v: } \psi_2 = 0,6$$

As combinações ficam então:

$$\text{pp + sc: } \text{pp} \times 1,3 + 1,4 \text{ sc}$$

$$\text{pp + v : } \text{pp} \times 1,0 + 1,4 \text{ v} \\ \text{pp} \times 1,3 + 1,4 \text{ v}$$

$$\text{pp + sc + v: } \text{pp} \times 1,3 + 1,4 \text{ sc} + 0,6 \times 1,4 \times \text{v} \\ \text{pp} \times 1,3 + 1,4 \text{ v} + 1,0 \times 1,4 \times \text{sc}$$

			PP	JC	V	1,3PP 1,4SC	1,0PP 1,4V	1,3PP 1,4V	1,3PP 1,4SC 0,84V	1,3PP 1,4V 1,45SC
Coluna 1-2	Nº 2	M	-15,1	-12,8	48,3	-37,6	+52,5	48,0	3,0	30,1
		N	14,4	6,8	-24,9	28,2	-20,5	-16,1	7,3	-6,6
	Nº 1	M	0	0	0	0	0	0	0	0
		N	14,4	6,8	-24,9	28,2	-20,5	-16,1	7,3	-6,6
Coluna 5-4	Nº 4	M	-15,1	-12,8	23,9	-37,6	18,4	13,8	-17,5	-4,1
		N	14,4	6,8	-14,0	28,2	-5,2	-0,9	16,5	8,6
	Nº 5	M	0	0	0	0	0	0	0	0
		N	14,4	6,8	-14,0	28,2	-5,2	-0,9	16,5	8,6
Viga 2-3	Nº 2	M	-15,1	-12,8	48,3	-37,6	52,5	48,0	3,0	30,1
		N	3,9	3,3	-9,4	9,7	-9,3	-8,1	1,8	-3,5
	Nº 3	M	11,4	9,7	-25,8	28,4	-24,7	-21,3	6,7	-7,7
		N	2,5	+2,1	-9,4	6,2	-10,7	-9,9	-1,7	-7,0
Viga 3-4	Nº 3	M	11,4	9,7	-25,8	28,4	-24,7	-21,3	6,7	-7,7
		N	+2,5	+2,1	-10,3	6,2	-11,9	-11,1	-2,5	-8,2
	Nº 4	M	-15,1	-12,8	23,9	-37,6	18,4	13,8	-17,5	-4,1
		N	+3,9	3,3	-10,3	9,7	-10,5	-9,4	1,0	-4,7

### AÇÕES NAS BARRAS DA ESTRUTURA

A hipótese de vento 1 foi desprezada em função da hipótese 2 que apresentou maiores esforços solicitantes;

As forças estão em kN e os momentos em kN x m.

## 3.10 Dimensionamento da coluna

### A – Considerações Gerais:

O dimensionamento das colunas e vigas do pórtico e de seus demais elementos, obedecerão aos fluxogramas em anexo, baseados na *NBR 8800*.

Será também mostrado o dimensionamento feito através das tabelas do *volume III do Manual Brasileiro da Construção Metálica*, o que simplificará o cálculo.

### B – Solicitações de Cálculo:

De acordo com a tabela das combinações de ações, as solicitações máximas de cálculo serão para coluna 1-2 nó 2:

Hipótese 1.  
1,3pp + 1,4sc

$$\left\{ \begin{array}{l} M_d = -37,6 \text{ kNm} \\ N_d = 28,2 \text{ kN (compressão da coluna)} \end{array} \right.$$

Hipótese 2.  
1,0pp + 1,4v

$$\left\{ \begin{array}{l} M_d = 52,5 \text{ kNm} \\ N_d = -20,5 \text{ kN (tração na coluna)} \end{array} \right.$$

### C – Seção da Coluna:

No caso de galpão sem ponte rolante, a altura da seção da coluna varia de 1/20 a 1/30 da altura do pórtico. Então  $6/20 = 0,3\text{m}$  e  $6/30 = 0,2\text{m}$ . Será escolhido o perfil soldado IS 300 x 33,4, tabelado no *Manual Brasileiro da Construção Metálica, vol. III*.

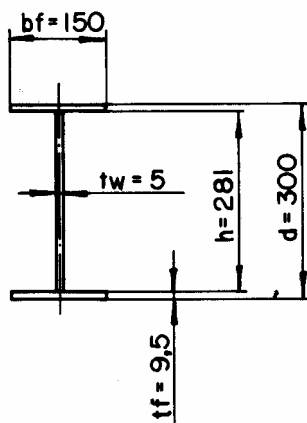


Fig. 35: Seção da Coluna

As características da seção da coluna são retiradas do Manual:

$$\begin{array}{ll} A_g = 42,6 \text{ cm}^2 & I_t = 9,74 \text{ cm}^4 \\ J_x = 6939 \text{ cm}^4 & J_y = 535 \text{ cm}^4 \\ r_x = 12,8 \text{ cm} & r_y = 3,5 \text{ cm} \\ W_x = 463 \text{ cm}^3 & \beta_1 = 8133 \text{ kNm} \\ Z_x = 513 \text{ cm}^3 & \beta_1 = 23639 \end{array}$$

### D – Verificação para a Hipótese 1:

$$M_d = -37,6 \text{ kNm}$$

$$N_d = 28,2 \text{ kN (compressão)}$$

Será usado o fluxograma *COMPRESSÃO COM FLEXÃO SEGUNDO X*.

Cálculo de  $N_n$  resistência nominal à força normal.

- esbeltez à compressão dos elementos da coluna escolhida:

$$\text{alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{281}{5} = 56,2 > \dots$$

$$\dots > 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,47 \sqrt{\frac{20500}{25}} =$$

$$= 42$$

∴ a alma é esbelta, estando sujeita a flambagem local. Assim a redução necessária na área da alma é feita através do fator  $Q_a$  calculado pelo anexo "E" e pela nota "C" do anexo "D" da *NBR 8800*.

A altura efetiva da alma  $h_{ef}$  será menor que  $h = 28,1 \text{ cm}$ ; o valor de  $h_{ef}$  ser[á calculado pela fórmula:

$$h_{ef} = \frac{862t_w}{\sqrt{f_y}} \left[ 1 - \frac{152}{\frac{h}{t_w} \sqrt{f_y}} \right]$$

com  $f_y = 250 \text{ MPa}$ ;  $t_w = 0,5 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} h_{ef} &= \frac{862 \times 0,5}{\sqrt{250}} \left[ 1 - \frac{152}{56,2 \sqrt{250}} \right] \\ &= 22,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

a área efetiva da coluna é, conforme item 3.2 do anexo E, *NBR-8800*.

$$\begin{aligned}
 A_{ef} &= A_g - (h-h_{ef}) t_w \\
 &= 42,6 - (28,1 - 22,6)0,5= \\
 &= 39,9 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

o valor de  $Q_a$  para a seção da coluna é:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{39,9}{42,6} = 0,94$$

flange:

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{15,0}{2 \times 0,95} = 7,9 < \dots$$

$$\dots < 0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15,8$$

O flange não é esbelto à compressão e  $Q_s = 1$  (Anexo E NBR 8800)

valor de Q:

$$Q = Q_s \times Q_a = 1 \times 0,94 = 0,94$$

- Escolha das curvas de flambagem: pela tabela 3 da NBR 8800, com  $t_f < 40\text{mm}$ , será usada a *curva b* para flambagem segundo X e a *curva C* para flambagem segundo Y.

- Cálculo da esbelteza segundo X e Y:

no plano do pórtico, a coluna será rotulada na base e engastada na viga do pórtico:

$K_x$  será considerado 2;

no plano longitudinal a coluna será rotulada na base e ao nível de escora do beiral;  $K_y$  será considerado 1

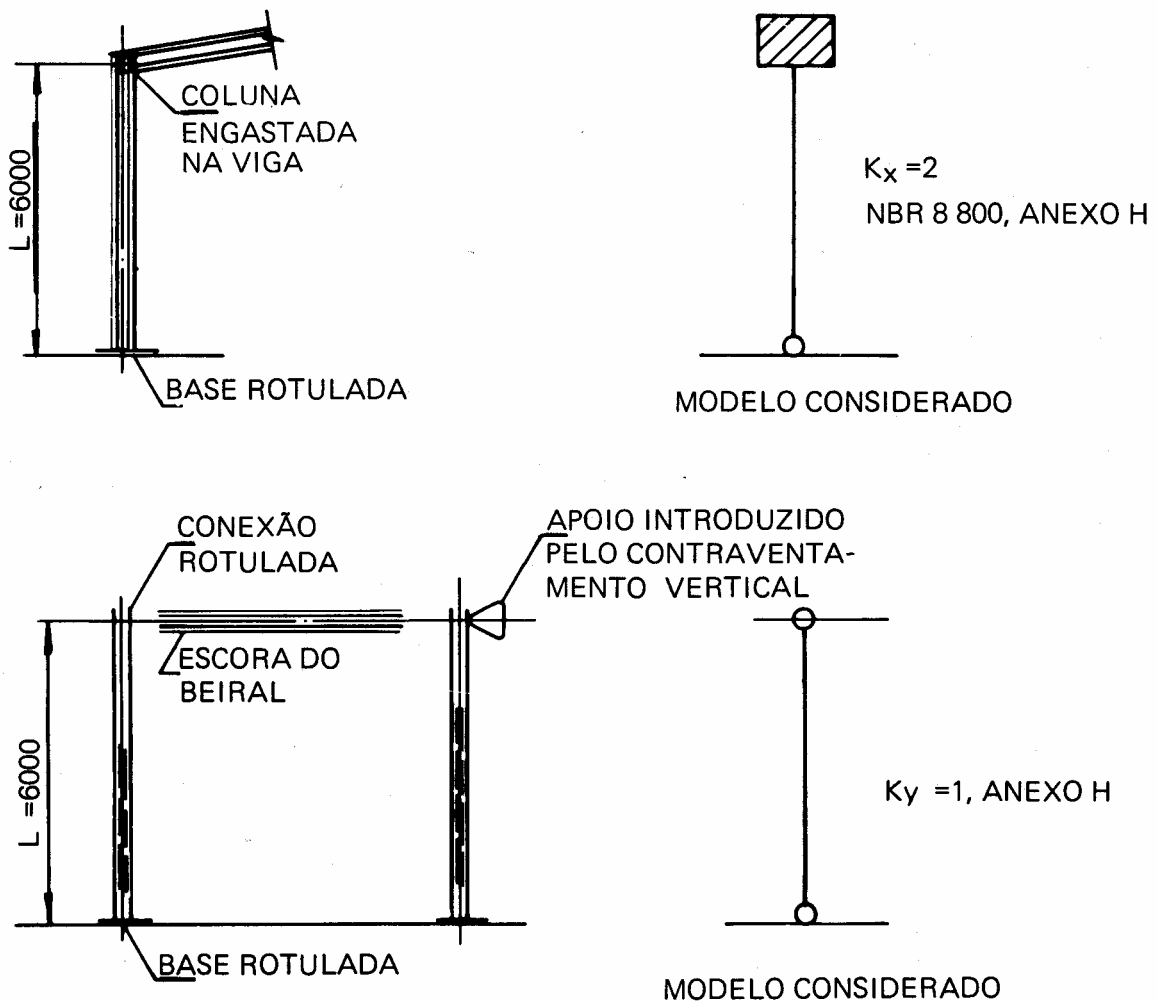


Fig. 36: Valores de  $K_x$  e  $K_y$

esbeltez no sentido X:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_X = \frac{2 \times 600}{12,8} = 94 < 200, \text{ok}$$

esbeltez no sentido Y:

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_Y = \frac{1 \times 600}{3,5} = 171 < 200, \text{ok}$$

- Parâmetros de esbeltez para barras comprimidas:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_X &= \frac{1}{\pi} \left(\frac{K\ell}{r}\right)_X \sqrt{\frac{Qf_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times 94 \times \sqrt{\frac{0,94 \times 25}{20500}} = 1,01 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_Y &= \frac{1}{\pi} \left(\frac{K\ell}{r}\right)_Y \sqrt{\frac{Qf_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times 171 \times \sqrt{\frac{0,94 \times 25}{20500}} = 1,84 \end{aligned}$$

- Coeficientes para cálculo da resistência à flambagem:

São determinados diretamente pela tabela 4 (ou figura 4) da NBR 8800, conforme a curva de flambagem:

flambagem segundo X:

$$\text{curva b, com } \lambda_X = 1,01 \rightarrow \rho_X = 0,592$$

flambagem segundo Y:

$$\text{curva c, com } \lambda_Y = 1,84 \rightarrow \rho_Y = 0,232$$

o menor valor  $\rho_Y = 0,232$  determina a flambagem:

- Resistência nominal à compressão:

$$\begin{aligned} N_n &= \rho_Y \times Q \times A_g \times F_y = \\ &= 0,232 \times 0,94 \times 42,6 \times 25 = \\ &= 232,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Assim } \phi_c N_n = 0,9 \times 232,3 = 209 >$$

$> N_d = 28,2$ , onde  $\phi_c$  = coef. de redução das resistências.

- Cálculo de  $M_n$ , resistência nominal à flexão.

Serão analisados, sucessivamente, os três estados limites últimos FLA, FLM e FLT, de acordo com o Anexo D da NBR 8800:

- Estado limite FLA: (Flambagem local da alma)

$$\frac{h}{t_w} = \frac{281}{5} = 56,2 < 5,6 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 160$$

- Logo a coluna não é esbelta à flexão.

$$\begin{aligned} \frac{N_d}{0,9N_y} &= \frac{N_d}{0,9 \times A_g f_y} = \frac{28,2}{0,9 \times 42,6 \times 25} = \\ &= 0,0294 < 0,207 \end{aligned}$$

$$\lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2,8 \frac{N_d}{0,9N_y}\right) =$$

$$= 3,5 \sqrt{\frac{20500}{25}} (1 - 2,8 \times 0,0294) =$$

$$= 92,0$$

$$\frac{h}{t_w} = 56,2 < \lambda_p = 92 \therefore$$

$$M_{nA} = Z_x f_y = 513 \times 25 = 12825 \text{ kNcm.}$$

- Estado limite FLM: (Flambagem local da mesa)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{15}{2 \times 0,95} = 7,9$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20500}{25}} = 10,9$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore$$

$$M_{nM} = Z_x f_y = 12825 \text{ kNcm}$$

- Estado limite FLT: (flambagem lateral com torção).

$L_b = 600 \text{cm}$  distância entre duas seções contidas lateralmente, igual à altura da coluna. (Não foi considerado aqui que as vigas do tapamento travam as colunas)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{600}{3,5} = 171,4$$

$$\lambda_p = 1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 50,1$$

Conforme anexo D, tabela 27 da NBR 8800:

$$\lambda_r = \frac{0,707 C_b \beta_1}{M_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \beta_2}{C_b^2 \times \beta_1^2} M_r^2}}$$

$C_b = 1$  conforme item 5.6.1.3.1 da NBR 8800

$$M_r = (f_y - f_r) W_x = 6251 \text{ kNcm},$$

com a tensão residual,  $f_r = 115 \text{ MPa}$

$$\lambda_r = \frac{0,707 \times 1 \times 813300}{6251} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \times 23639}{1^2 \times 813300^2} (6251)^2}}$$

$$= 173,7$$

$$\lambda = 171,4 < \lambda_r \therefore$$

$$M_{n_T} = Z f_y - (Z f_y - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$= 12825 - (12825 - 6251) \frac{171,4 - 50,1}{173,7 - 50,1}$$

$$= 6373 \text{ kNcm}$$

a resistência à flexão será o menor dos 3 valores de  $M_n$  devidos a **FLA**, **FLM** e **FLT**, ou seja:

$$M_n = 6373 \text{ kNcm}$$

A norma ainda exige que a resistência à flexão seja menor que  $1,25 W f_y$ :

$$1,25 W f_y = 1,25 \times 463 \times 25 = 14469 \text{ kNcm}$$

$$M_n = 6373 \text{ kNcm} < 1,25 W f_y, \text{ ok.}$$

$$\text{Assim } \phi_b M_n = 0,9 \times 6373 = 5736 >$$

$$> M_d = 3760$$

- Efeito combinado força normal e momento fletor.

Verificação pela 1ª fórmula: (Item 5.6.1.3 da NBR 8800)

$$\frac{N_d}{\phi \times Q \times A_g \times f_y} + \frac{M_d}{\phi_b M_n} \leq 1$$

$$\frac{28,2}{0,9 \times 0,94 \times 42,6 \times 25} + \frac{3760}{0,9 \times 6373} = 0,69 < 1,0$$

Verificação pela 2ª fórmula (Item 5.6.1.3 da NBR 8800)

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} \times M_d}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ex}}\right) \phi_b M_n} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \times \left(\frac{K \ell}{r}\right) \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 1,04$$

Fazendo-se  $Q = 1$  conforme item 5.6.1.3.2 da NBR 8800;

$$N_{ex} = \frac{A_g f_y}{\bar{\lambda}_x^2} = \frac{42,6 \times 25}{1,04^2} = 985 \text{ kN}$$

$$\frac{28,2}{0,9 \times 232,3} + \frac{0,85 \times 3760}{\left(1 - \frac{28,2}{0,73 \times 985}\right) 0,9 \times 6373} = 0,71 < 1,0$$

com  $C_{mx} = 0,85$  para estrutura deslocável.

#### • NOTA

A resistência à compressão pura para o perfil IS 300 x 33,4 pode ser obtida diretamente das tabelas do Manual Brasileiro da Construção Metálica, Vol. III.

Para o IS 300 x 33,4 e comprimento destravado de 6,0m temos:

$$\phi_c N_n = 296 \text{ kN}$$

Este valor difere do calculado acima (209kN) porque no caso de flexo-compressão, devido ao efeito de flambagem local da alma, os valores dados pelo manual (Anexo "E" da NBR 8800) são superiores aos calculados (Item 5.6.1.3.1 da NBR 8800).

A utilização das tabelas para compressão pura, no caso de flexo-compressão, entretanto é válida para um pré-dimensionamento ou uma primeira escolha do perfil.

Do manual podemos obter também a resistência à flexão pura para o IS 300 x 33,4.

Com o comprimento destravado de 6,0 m temos:

$$\text{kNcm} = 5842 \text{ kNcm}$$

A pequena diferença encontrada no valor calculado (5736 kNcm) é devida à maior precisão do cálculo automático.

### E – Verificação para Hipótese 2

$$M_d = 52,5 \text{ KNm}$$

$$N_d = - 20,5 \text{ kN (tração na coluna)}$$

- Considerações:

Será utilizado o FLUXOGRAMA DE TRAÇÃO COM FLEXÃO SEGUNDO X.

Não é necessária a verificação da esbeltez da coluna à tração uma vez que ela já foi verificada quando da análise da compressão; a resistência de cálculo à flexão já foi calculada anteriormente:

$$M_n = 6374 \text{ kNcm}$$

Verificação do efeito combinado

$$\frac{N_d}{\phi_t N_n} + \frac{M_{d_x}}{\phi_b M_{n_x}} \leq 1$$

$$\frac{20,5}{0,9 \times 42,6 \times 25} + \frac{5250}{0,9 \times 6373} = 0,94 < 1$$

onde:  $N_n = A_g f_y$  e  $\phi_t = 0,9$

### 3.11 Dimensionamento da viga

#### A – Solicitações de Cálculo:

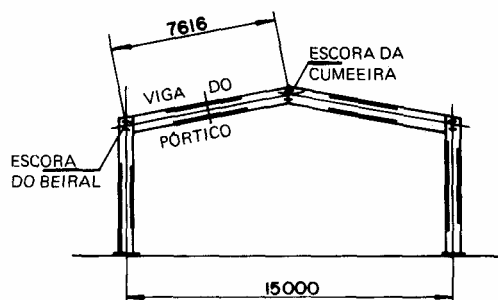
de acordo com as tabelas de combinação de ações as solicitações máximas de cálculo serão, para a viga 2-3 nó 2:

$$1. 1,3pp + 1,4 sc: \begin{cases} M_d = 37,6 \text{ kNm} \\ N_d = 9,7 \text{ kN (compressão na viga)} \end{cases}$$

$$2. 1,0pp + 1,4 v: \begin{cases} M_d = 52,5 \text{ kNm} \\ N_d = -9,3 \text{ kN (tração na viga)} \end{cases}$$

#### B – Seção da Viga:

Será usada a mesma seção da coluna;  
valem as mesmas características anteriores.



#### C – Verificação para Hipótese 1

$$M_d = -37,6 \text{ kNm}$$

$$N_d = 9,7 \text{ kN}$$

- Verificação da efetividade à compressão dos elementos da viga:

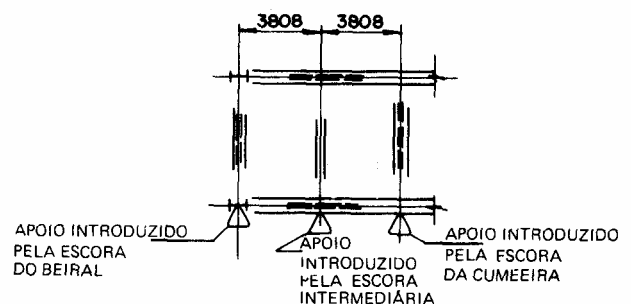
$$\text{alma: } \frac{h}{t_w} = \frac{281}{5} = 56,2 > 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42$$

$$Q_a < 1$$

$$\text{flange: } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{15}{2 \times 0,95} = 7,9 > 0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 15,8$$

$$Q_s = 1$$

como anteriormente calculado para a coluna  
 $Q_a = 0,94$  e  $Q = Q_s \times Q_a = 0,94$ .



**Fig. 37: Travamento da viga do Pórtico**

- Cálculo da esbeltez segundo X e Y:  
será considerado  $K_x = K_y = 1$   
esbeltez no sentido X:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1 \times 7616}{12,8} = 59,5 < 200$$

esbeltez no sentido Y:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1 \times 380,8}{3,5} = 108,8 < 200,$$

Como a esbeltez segundo y é maior, somente ela será analisada.

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_y &= \frac{1}{\pi} \left(\frac{Kl}{r}\right)_y \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} = \\ &= \frac{1}{\pi} \times 108,8 \times \sqrt{\frac{0,94 \times 25}{20500}} = 1,17 \end{aligned}$$

- Coeficiente para cálculo da resistência à flambagem:

será utilizada a tabela 4 da NBR 8800 para cálculo de  $\rho$ .

Conforme visto anteriormente, pela tabela 4, curva c:

$$\lambda_y = 1,17 \quad \rho = 0,452$$

- Resistência nominal à compressão:

$$N_n = \rho \times Q \times A_g \times F_y = \\ = 0,452 \times 0,94 \times 42,6 \times 25 = 452,5 \text{ kN}$$

## ANÁLISE DE FLEXÃO

### Estado limite FLA

$$\frac{h}{t_w} = \frac{281}{5} = 56,2 < 5,6 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 160$$

$$\frac{N_d}{0,9N_y} = \frac{N_d}{0,9 \times A_g \times F_y} = \frac{9,7}{0,9 \times 42,6 \times 25} = \\ = 0,010 < 0,207$$

$$\lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y} \left( 1 - 2,8 \frac{N_d}{0,9 N_y} \right)} \\ = 3,5 \sqrt{\frac{20500}{25} (1 - 2,8 \times 0,010)} = 97,4$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 56,2 < 97,4 \therefore$$

$$M_{nA} = Z_x f_y = 513 \times 25 = 12825 \text{ kNcm}$$

### Estado limite FLM

conforme anteriormente,

$$M_{nA} = 12825 \text{ kNcm}$$

### Estado limite FLT:

$$L_b = 380,8 \text{ cm:}$$

distância entre duas seções contidas lateralmente, no caso a distância entre a escora do beiral e a escora intermediária. Não foi considerado aqui que as terças da cobertura travam lateralmente a viga do pórtico.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{380,8}{3,5} = 109$$

os valores de  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$  são os anteriormente calculados para a coluna:

$$\lambda_p = 50,1$$

$$\lambda_r = 173,7$$

Nesse caso  $\lambda$  se situa entre  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$ :

$$\lambda_p = 50,1 < \lambda = 109 < \lambda_r = 173,7;$$

então

$$M_{nT} = Z f_y - (Z f_y - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

com

$$M_r = W_x (f_y - f_r) =$$

$$M_{nT} = 513 \times 25 - (513 \times 25 - 6251) \frac{109 - 50,1}{173,7 - 50,1}$$

$$M_{nT} = 9692 \text{ kNcm}$$

$M_n = 9692 \text{ kNcm}$  é o menor dos 3 valores entre  $M_{nA}$ ,  $M_{nF}$  e  $M_{nT}$  além de ser menor que  $1,25 W f_y = 1,25 \times 463 \times 25 = 14469 \text{ kNcm}$ . Assim  $M_n = 9692 \text{ kNcm}$

Verificação pela 1ª fórmula:

$$\frac{N_d}{\phi \cdot Q \cdot A_g \cdot F_y} + \frac{M_d}{\phi_b M_n} \leq 1,0$$

$$\frac{9,7}{0,9 \times 0,94 \times 42,6 \times 25} + \frac{3760}{0,9 \times 9692} = 0,44 < 1,0$$

Verificação pela 2ª fórmula:

$$N_{ex} = \frac{A_g f_y}{\lambda_x^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \left( \frac{K \ell}{r} \right)_x \sqrt{\frac{f_y}{E}} =$$

$$= \frac{1}{\pi} 59,5 \sqrt{\frac{25}{20500}} = 0,66$$

$$N_{ex} = \frac{42,6 \times 25}{0,66^2} = 2445 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_m \times M_d}{\left( 1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ex}} \right) \phi_b M_n} \leq 1$$

$$\frac{9,7}{0,9 \times 452,5} + \frac{0,85 \times 3670}{\left( 1 - \frac{9,7}{0,73 \times 2445} \right) 0,9 \times 9692} = 0,38 < 1$$

Pelo Manual Brasileiro a resistência à flexão pura para perfil IS 300 x 33,4 e:

para  $L_b = 380 \text{ cm}$   $\phi_b M_n \cong 9000 \text{ kNcm}$   
valor próximo do calculado;

#### D – Verificação para Hipótese 2

$M_d = 52,5 \text{ kNm}$

$N_d = -9,3 \text{ kN}$  (tração na viga)

Considerações:

a resistência à flexão já foi calculada anteriormente:

$M_n = 9692 \text{ kNcm}$

efeito combinado:

$$\frac{N_d}{\phi_t N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} \leq 1,0$$
$$\frac{9,3}{0,9 \times 42,6 \times 25} + \frac{5250}{0,9 \times 9692} = 0,61 < 1,0$$

- Observações sobre a “folga” no dimensionamento das vigas e colunas.

Os valores obtidos nas fórmulas de interação 1 e 2, na verificação de colunas e vigas submetidas a força normal e momento fletor, devem ser próximos de 1.

Dependendo do julgamento do engenheiro de estruturas com relação ao conhecimento das cargas atuantes e ao comportamento da estrutura, esse valor pode se afastar mais ou menos do valor 1. Normalmente ele é mantido em torno de 0,9.

No exemplo foram obtidos os valores

para a coluna: 0,94

para a viga do pórtico: 0,61

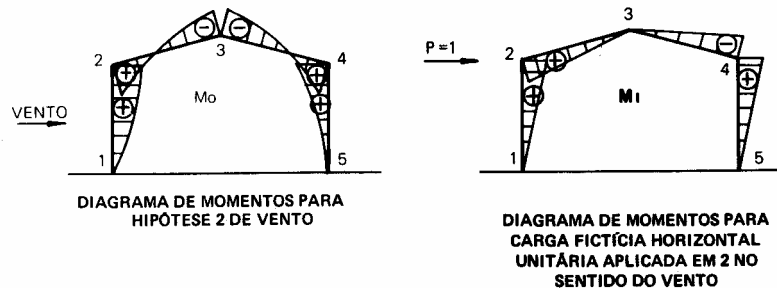
A seção da viga poderia ser melhorada pela escolha de um perfil mais leve, com menos área e inércia de forma a se obter dimensionamento mais econômico.

Ao mesmo tempo deve ser verificado o Estado Limite de Utilização referente ao deslocamento horizontal do pórtico, que é função das inércias das vigas e colunas, no sentido de se decidir sobre esta alteração.

## 3.12 Verificação do deslocamento lateral

O estado limite de deformação horizontal para edifício industrial, ocasionado pela ação nominal de vento é de 1/400 a 1/200 da altura do edifício – ver *anexo C da NBR 8800, tabela 26*.

O deslocamento lateral do pórtico no nó 2, para a hipótese 2 de vento, que é a mais significativa, pode ser calculado pelo método dos esforços, através de tabela de integrais de produtos:



**Fig. 38: Cálculo do deslocamento horizontal do pórtico**

O valor do deslocamento horizontal no nº 2 será dado por (fig. 38)

$$\delta = \frac{1}{EJ} \sum M_0 M_1 d\ell$$

com a somatória dos produtos das funções momento, estendida a todas as barras da estrutura e levando-se em conta os seus sinais.

O deslocamento horizontal calculado dessa forma ou obtido através de computador é

$$h = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{Nesse caso } \frac{h}{H} = \frac{2,4}{600} = \frac{1}{246}$$

valor próximo de  $\frac{1}{200}$ , o limite máximo.

Nesse caso, as inércias do pórtico não serão alteradas, em atendimento ao estado limite de utilização.

### 3.13 Placas de base, chumbadores e barras de cisalhamento

#### A- Solicitações de Cálculo

De acordo com os esforços atuantes nas bases das colunas, são as seguintes as solicitações de cálculo:

$$1,3pp + 1,4 sc: \begin{cases} N = 28,2 \text{ kN (compressão} \\ \text{na coluna)} \\ H = 6,2 \text{ kN (esforço} \\ \text{horizontal)} \end{cases}$$

$$1,0pp + 1,4 v: \begin{cases} N = -20,5 \text{ kN (arrancamento} \\ \text{na coluna)} \\ H = 12,8 \text{ kN (esforço} \\ \text{horizontal)} \end{cases}$$

#### B – Considerações:

A placa de base é do tipo “rotulado”, de modo a transmitir apenas esforços verticais de compressão ou arrancamento e esforços horizontais.

Os esforços verticais de compressão são absorvidos através de compressão direta da placa sobre o concreto.

Os esforços verticais de arrancamento são absorvidos através da tração nos chumbadores solidários à placa de base.

Os esforços horizontais podem ser resistidos apenas pelo atrito entre a placa de base e o concreto de enchimento, desde que os esforços na coluna sejam somente de compressão. Nesse caso o coeficiente de atrito pode ser considerado até 0,4 para cálculo da força resistente. A alternativa mais comum é projetar-se barra de cisalhamento para absorção destes esforços, conforme fig. 39.

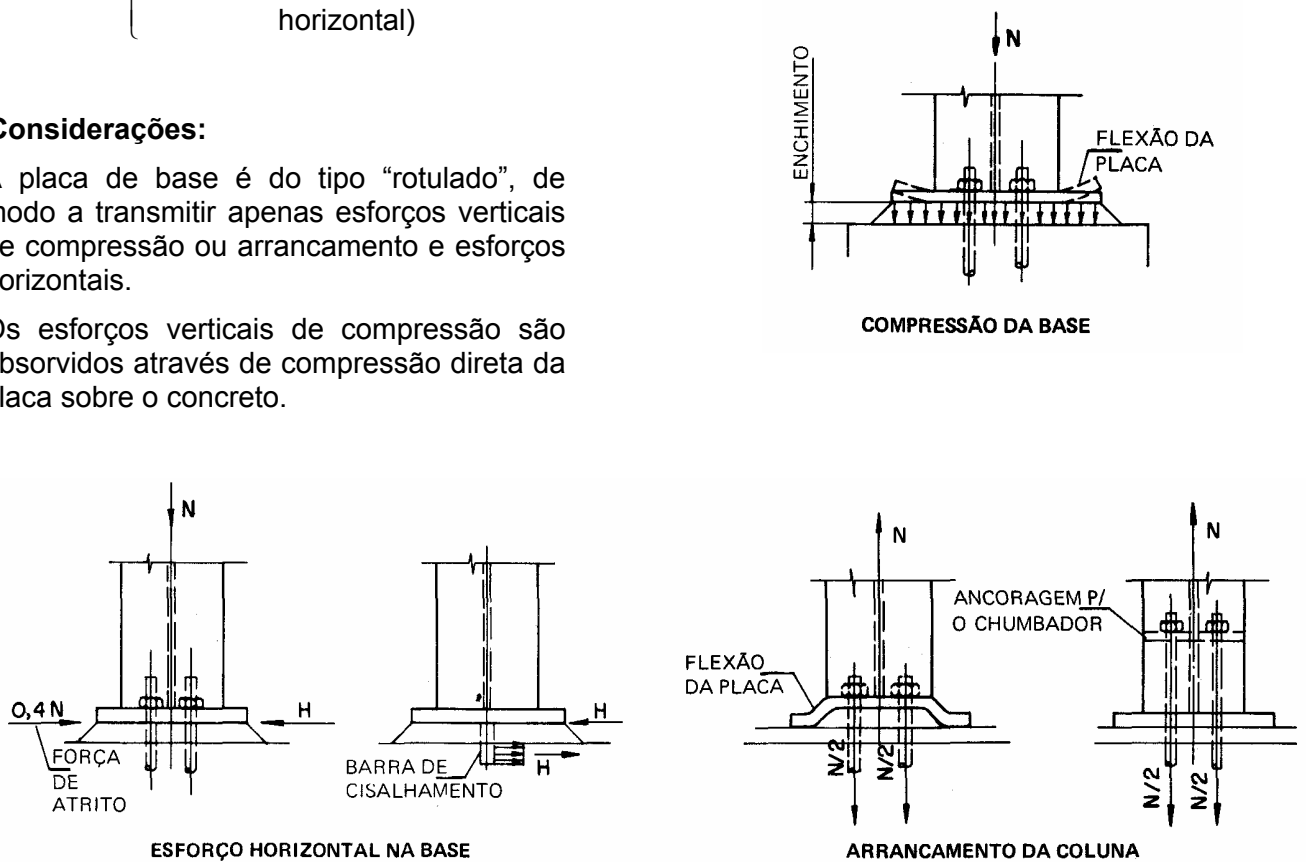
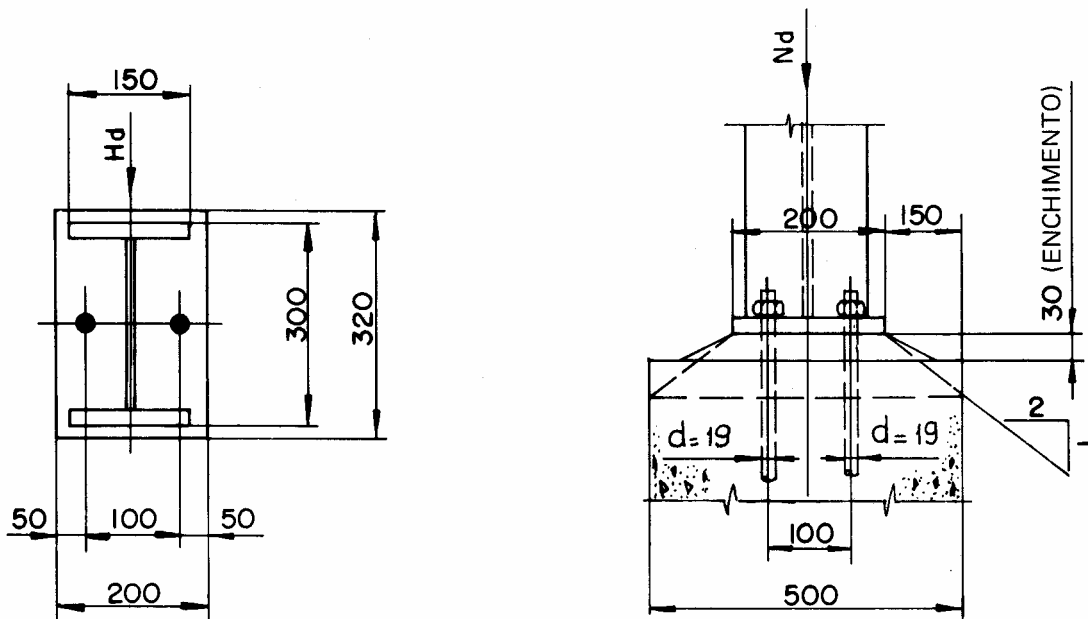


Fig. 39: Absorção dos esforços pela base



**Fig. 40: Placa de base**

Finalmente, para que a placa de base possa ser considerada como rotulada, os chumbadores deverão ser posicionados o mais próximo possível entre si, de forma a não impedir de maneira apreciável, a rotação da coluna com relação ao topo da fundação.

Entre o topo da fundação e o fundo da placa de base é deixado um espaço mínimo de 25mm para enchimento com argamassa.

A sua função é transmitir para as fundações os esforços de compressão da placa de base; por este motivo a abertura para enchimento deve ser tal que permita o completo preenchimento do espaço com argamassa, sem vazios ou falhas.

## C – Cálculo da Placa de Base

- Disposições construtivas:

Distância entre centros de furos (NBR 8800, item 7.3.6) considerando chumbadores com  $d = 19\text{mm}$ ,

$$3 \times d = 3 \times 19 = 57\text{mm} < 100\text{mm}, \text{ ok}$$

Distância entre o centro do furo à borda da placa: (NBR, item 7.3.7)

Distância mínima, considerando a placa cortada com serra ou tesoura: 32mm

Distância real conforme o croqui:

$$50\text{mm} > 32\text{mm}, \text{ ok.}$$

- Verificação de pressão da placa de base sobre o concreto

- Considerações:

$f_{ck}$  do concreto: 18MPa = 1,8 kN/cm<sup>2</sup>

dimensões do bloco de concreto:

$$500\text{mm} \times 500\text{mm}$$

pressão de cálculo da placa de base:

$$p = \frac{28,2}{20 \times 32} = 0,04 \text{ kN/cm}^2$$

Resistência de cálculo do concreto sob a placa (NBR 8800, item 7.6.1.4)

$$R_n = 0,7 f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,40 f_{ck}$$

$A_2$  = área efetiva da superfície de concreto = 50 x 38

$A_1$  = área da placa de base = 20 x 32

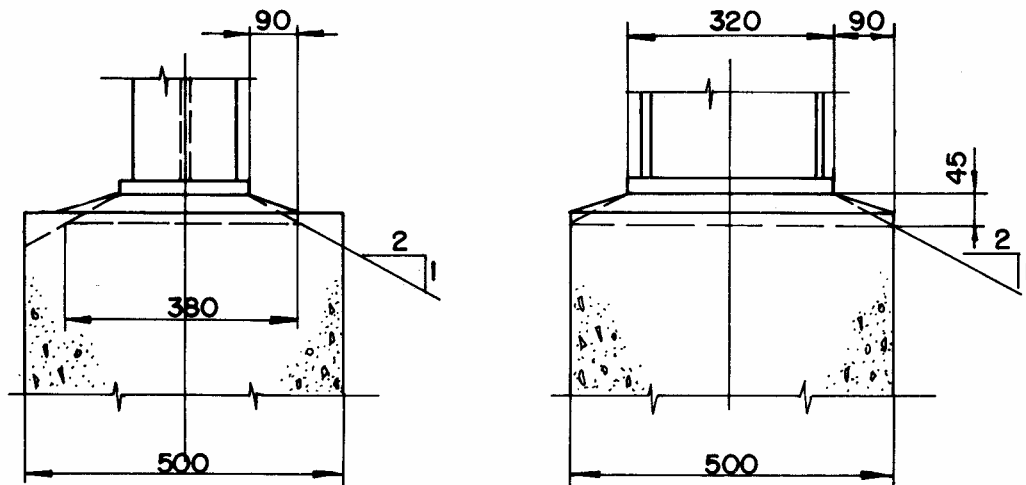


Fig. 41: Pressão da placa sobre o concreto

$$R_n = 0,7 \times 1,8 \sqrt{\frac{50 \times 38}{20 \times 32}} =$$

$$= 2,17 \text{ kN/cm}^2 < 1,4 f_{ck}, \text{ ok}$$

$$\phi R_n = 0,7 \times 2,17 = 1,52 \text{ kN/cm}^2$$

a pressão de cálculo,  $p = 0,04 \text{ kN/cm}^2$ , é muito menor que a resistência de cálculo,  $\phi R_n = 1,52 \text{ kN/cm}^2$

- Flexão da placa de base devido à compressão no concreto:

A espessura da placa de base será considerada 12mm;

Ela será considerada engastada sob o apoio da alma e simplesmente suportada sob os flanges; o bordo livre não é apoiado (fórmulas por Stress And Strain, 4ª Edição, pág. 227).

$$\frac{a}{b} = \frac{281}{100} = 2,8$$

$$\text{momento fletor de cálculo } M_d = \frac{\beta}{6} p b^2$$

para faixa de 1 cm de chapa.

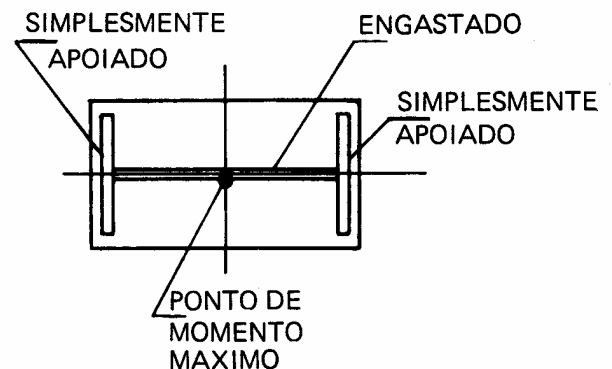
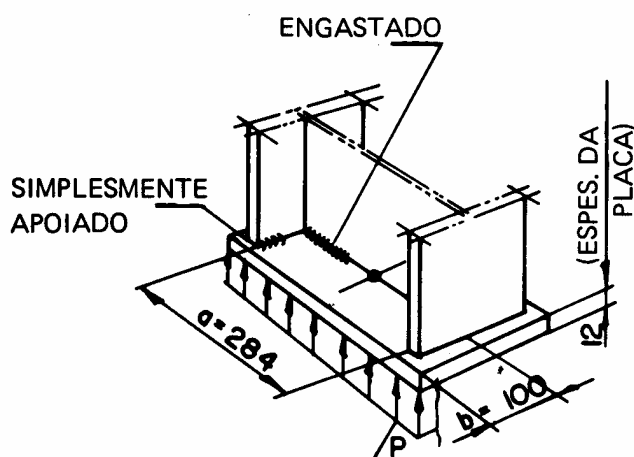


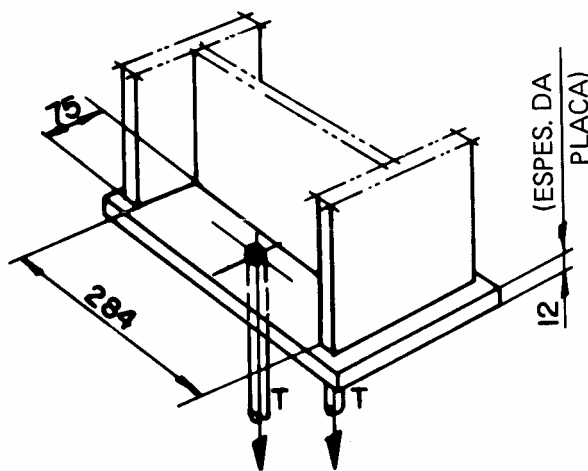
Fig. 42: Flexão da placa devido à compressão

$\beta$  = valor tirado da tabela por interpolação

$\frac{a}{b}$	1	1,5	2	3	$\infty$
$\beta$	0,714	1,362	1,914	2,568	3,00

para  $\frac{a}{b} = 2,8$ ,  $\beta = 2,437$

$$M_d = \frac{2,437}{6} \times 0,04 \times 10^2 = 1,62 \text{ kNcm/cm}$$



**Fig. 43: Ancoragem do chumbador**

Esforço de arrancamento no chumbador:

$$N_d = \frac{20,5}{2} = 10,3 \text{ kN}$$

Para se obter um modelo mais simples de verificação de placa, desconsiderar-se-á o apoio da placa sob os flanges, levando-se em conta apenas o engaste sob a alma. (*Formulas for Stress And Strain, 4ª Edição, pág. 135.*)

Momento fletor de cálculo:

$$M_d = T_d \times K_m;$$

$K_m$  = coeficiente tirado da tabela por interpolação:

$$\frac{z}{a} = 0; \frac{c}{a} = \frac{47}{97} \cong 0,5$$

$c/a$	$z/a$		0	0,25	0,50
1	$K_m$		0,509	0,474	0,390
0,75	$K_m$		0,428	0,387	0,284
0,5	$K_m$		0,37	0,302	0,196

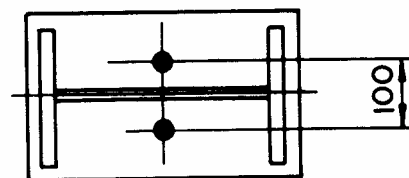
momento fletor resistente: o menor dos dois valores:  $Zf_y = \frac{t^2}{4} f_y$  e  $1,25Wf_y = 1,25 \frac{t^2}{6} f_y$ , no caso o último valor:

$$M_n = 1,25 \times \frac{1,2^2}{6} \times 25 = 7,5 \text{ kNcm/cm}$$

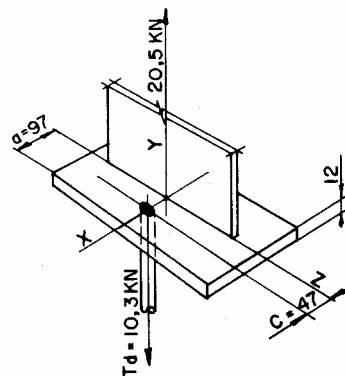
$$M_d < \phi M_n = 0,9 \times 7,5 = 6,75 \text{ kNcm/cm}$$

o momento fletor de cálculo é muito menor que o momento fletor resistente.

- Flexão da placa de base devido à tração no chumbador.



0,25	$K_m$	0,332	0,172	0,073
------	-------	-------	-------	-------



**Fig. 44 Flexão da placa de base devido à tração no chumbador**

$$K_m = 0,37$$

$$M_d = 10,3 \times 0,37 = 3,81 \text{ kN/cm}$$

Verificação:

$$M_d = 3,81 \text{ kN/cm} < \phi M_n = 6,75 \text{ kN/cm}; \text{ok}$$

A espessura da placa está folgada quanto aos esforços solicitantes.

A espessura escolhida no caso, 12mm, não ocorreu em função dos esforços solicitantes, mas de uma espessura mínimo, que a julgamento do engenheiro estrutural será adotada.

#### D – Cálculo dos Chumbadores

- Considerações:

Será especificado chumbador de 19 mm de aço ASTM A-36

Conforme visto anteriormente, para os tirantes da cobertura temos:

$$f_y = 250 \text{ MP}_a = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ MP}_a = 40 \text{ kN/cm}^2$$

- Resistência de cálculo ao escoamento da seção bruta:

$$\phi_t N_n = 64,1 \text{ kN}$$

- Resistência de cálculo à ruptura da seção rosqueada:

$$\phi_t R_{n_t} = 55,6 \text{ kN}$$

- Solicitação de cálculo do chumbador:

$$T_d = 10,3 \text{ kN}$$

- Verificação:

$$T_d = 10,3 \text{ kN} < \phi_t R_{n_t} = 55,6 \text{ kN}, \text{ ok}$$

- O chumbador possui folga em seu dimensionamento conforme verificação anterior. A existência desta folga ficará a critério do engenheiro estrutural e sua ocorrência será função:

- da incerteza das cargas atuantes;
- do ambiente de montagem da estrutura;
- dos esforços atuantes durante a montagem.

- Ancoragem do chumbador no bloco de concreto

Normalmente os detalhes da ancoragem do chumbador no bloco de concreto são padronizados em função do diâmetro.

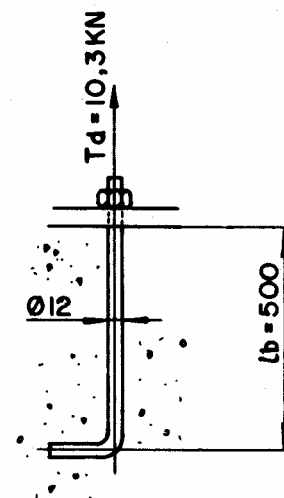


Fig. 45: Ancoragem do Chumbador

A figura 45 mostra um detalhe típico de ancoragem, como chumbador dobrado em forma de gancho.

Em geral são levados em conta no cálculo da ancoragem do chumbador a aderência entre a sua superfície e a massa de concreto envolvente e a resistência adicional provocada pelo gancho na extremidade do mesmo.

No caso de dúvida quanto à efetividade da aderência, seja pelo envolvimento deficiente do concreto ao chumbador ou pelo mau estado das superfícies de contato, a aderência deve ser desprezada, levando-se em conta apenas o gancho na extremidade.

#### E – Cálculo de Barra de Cisalhamento

Devido à geometria da placa de base, a barra de cisalhamento terá que se localizar fora do centro da placa.

O enchimento da argamassa para assentamento da placa foi considerado de 30mm: espessuras maiores de enchimento deverão ser utilizadas para placas de base maiores.

No cálculo da barra de cisalhamento a espessura devida ao enchimento não é considerada como efetiva para resistir ao esforço horizontal.

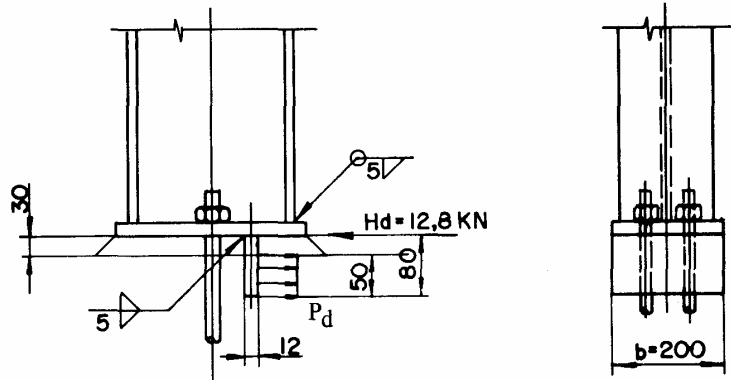


Fig. 46: Barra de Cisalhamento

O efeito de flexão na placa de base, devido à resistência excêntrica ao esforço horizontal, foi desprezado no dimensionamento da mesma.

Esforço de cálculo:

$$H_d = 12,8 \text{ kN}$$

Pressão de cálculo da barra sobre o concreto:

$$P_d = \frac{12,8}{20 \times 5} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

$$R_n = 0,7 f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

com  $A_1 = A_2$  e para  $\phi = 0,7$

$$\phi R_n = 0,88 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_d = 0,128 < \phi R_n = 0,88 \text{ kN/cm}^2, \text{ ok}$$

Cisalhamento da barra, considerando a sua espessura de 12 mm:

$$F_v = \frac{12,8}{1,2 \times 20} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

• Resistência ao cisalhamento:

$$\phi_v \times 0,6 f_y = 0,9 \times 0,6 \times 25 = 13,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_v = 0,53 < 13,5, \text{ ok}$$

• Flexão da barra de cisalhamento:

$$M_d = H_d \times 5,5 = 12,8 \times 5,5 = 70,4 \text{ kNcm}$$

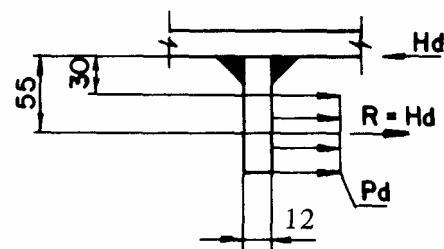


Fig. 47: Flexão da barra de cisalhamento

• Resistência de cálculo ao momento fletor será o menor dos dois valores:

$$\phi_b f_y Z = \phi_b \times 25 \times \frac{t^2}{4} \times b =$$

$$= 0,9 \times 25 \times \frac{1,2^2}{4} \times 20 = 162 \text{ kNcm}$$

$$\phi_b \times 1,25 \times f_y \times W = 0,9 \times 1,25 \times 25 \times \frac{t^2}{6} \times b =$$

$$= 0,9 \times 1,25 \times 25 \times \frac{1,2^2 \times 20}{6} = 135 \text{ kNcm}$$

$$M_d = 70,4 < 135 \text{ kNcm, ok}$$

• Solda da barra de cisalhamento na placa de base:

O eletrodo usado será o E 70 XX, que é compatível com ASTM A-36 (tabela 7 NBR 8800) e a espessura mínima do cordão de solda a ser usado é 5 mm, conforme a tabela 11 NBR 8800 e em função das chapas a serem soldadas.

placa de base e barra de cisalhamento:

espessura mín. 5 mm

serão especificados cordões com espessura 5 mm.

garganta efetiva:

$$0,707 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}$$

área da solda:

$$0,35 \times 20 \times 2 = 14,1 \text{ cm}^2$$

módulo resistente da solda:

$$20 \times 0,35 \times 1,2 = 8,4 \text{ cm}^3$$

- Tensão na solda devido  $H_d$ : (horizontal)

$$\frac{H_d}{14,1} = \frac{12,8}{14,1} = 0,91 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão na solda devido a  $M_d$ : (vertical)

$$\frac{M_d}{8,4} = 8,4 \text{ kN/cm}^2$$

- Tensão resultante na solda devido aos dois efeitos:

$$R_d = \sqrt{0,9^2 + 8,4^2} = 8,4 \text{ kN/cm}^2$$

- Resistência de cálculo da solda:

conforme *NBR 8800 tabela 8*, os dois casos devem ser analisados:

resistência da solda (tensão)

$$R_s = \phi \times 0,6 f_w = 0,75 \times 0,6 \times 485 = 218 \text{ MP}_a = 21,8 \text{ kN/cm}^2$$

com:  $\phi = 0,75$

$f_w$  = resistência mínima à tração do metal da solda = 485 MP<sub>a</sub> para o E 70 XX.

- Resistência do metal base

$$R_m = \phi \times \frac{0,6}{0,707} \times f_y =$$

$$= 0,90 \times \frac{0,6}{0,707} \times 25 = 19,1 \text{ kN/cm}^2$$

com:  $\phi = 0,90$

$f_y$  = tensão de escoamento do metal base, 25 kN/cm<sup>2</sup> para o A-36

$\frac{1}{707}$  = fator para fazer referência à área do metal base em contato com a solda; nesse caso a resistência de cálculo da solda é de 19,1 kN/cm<sup>2</sup>;

Verificação:

$$R_d = 6,3 \text{ kN/cm}^2 < 19,1 \text{ kN/cm}^2, \text{ ok.}$$

- Considerações finais:

Como os esforços solicitantes são pequenos, a soldas mínimas compatíveis com as espessuras dos materiais, (conf. *tabela 11 da NBR 8800*), são suficientes para resistir aos esforços.

De qualquer forma os cálculos da solda foram apresentados para se ter idéia da marcha de cálculo.

- Solda da coluna na placa de base

Será usada a solda mínima (5 mm) compatível com a espessura das chapas de flange.

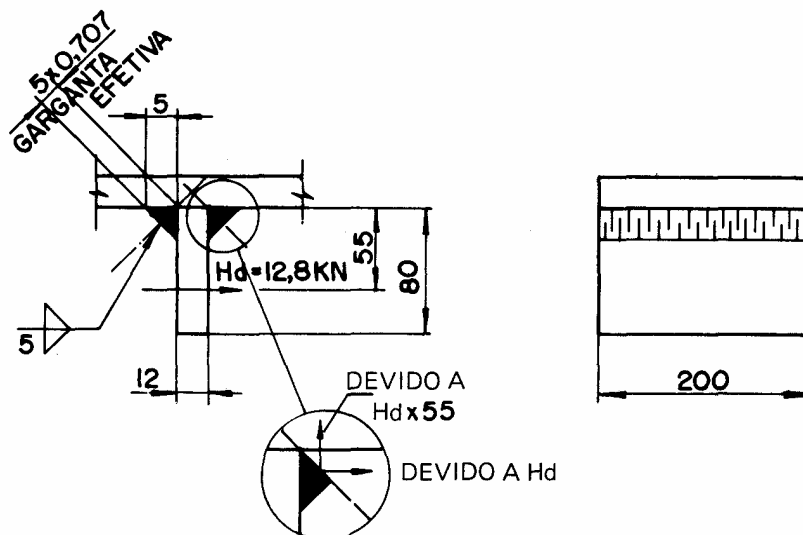


Fig. 48: Solda da barra de cisalhamento

## 3.14 Dimensionamento dos elementos do tapamento frontal

### A – Considerações

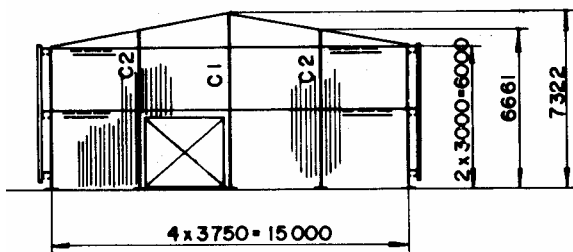


Fig. 49 Esquema do tapamento frontal

As vigas do tapamento frontal serão consideradas iguais às vigas do tapamento lateral (perfil U de chapa dobrada de 150 x 60 x 20 x 3,42), como é usual adotar-se.

Como o vão das vigas do tapamento frontal é menor, 3750mm, a escolha poderia ser mais econômica se se tentasse por exemplo, um perfil dobrado de 150 x 60 x 2,66 ou mesmo menor, seguindo a mesma marcha de cálculo utilizada para as vigas do tapamento lateral.

### B – Cálculo das Colunas do Tapamento Frontal

O dimensionamento será feito para a coluna C<sub>1</sub>; as colunas C<sub>2</sub> serão consideradas iguais às colunas C<sub>1</sub>, embora o comprimento delas seja menor (6661 mm).

As pressões de vento são as anteriores (273 N/m<sup>2</sup>, 325 N/m<sup>2</sup> e 429 N/m<sup>2</sup>) determinadas respectivamente para as alturas 3, 5 e 10m; o coeficiente de pressão é 1,0, resultante

das ações de pressão interna e externa, conforme indicado anteriormente; o vão de influência 3,75m.

- Ações atuantes na coluna C<sub>1</sub>:

- esforço vertical

pp vigas +

tirantes: 0,04kN/m<sup>2</sup>

pp telha : 0,04kN/m<sup>2</sup>

$$0,08\text{kN/m}^2 \times 3,75 \times 7,322 = 2,2\text{kN}$$

peso próprio da coluna:  $0,4 \times 7,322 = 2,9\text{kN}$   
(considerando perfil de 5,1kN

0,4 kN/m)

Para simplificar, desprezou-se o efeito da excentricidade devido ao peso próprio das vigas, tirantes e telhas dos tapamentos.

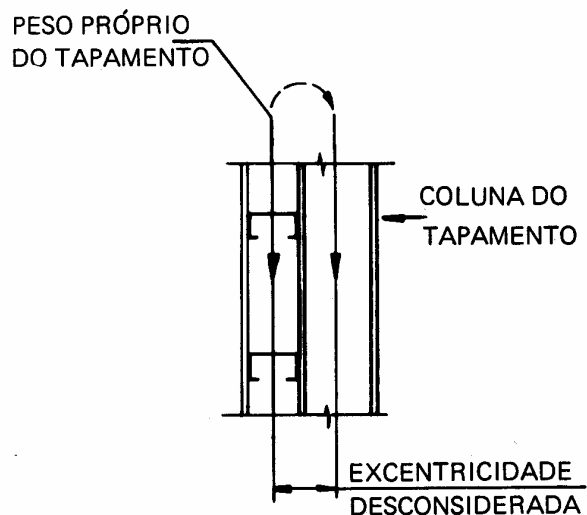


Fig. 50: Excentricidade do tapamento

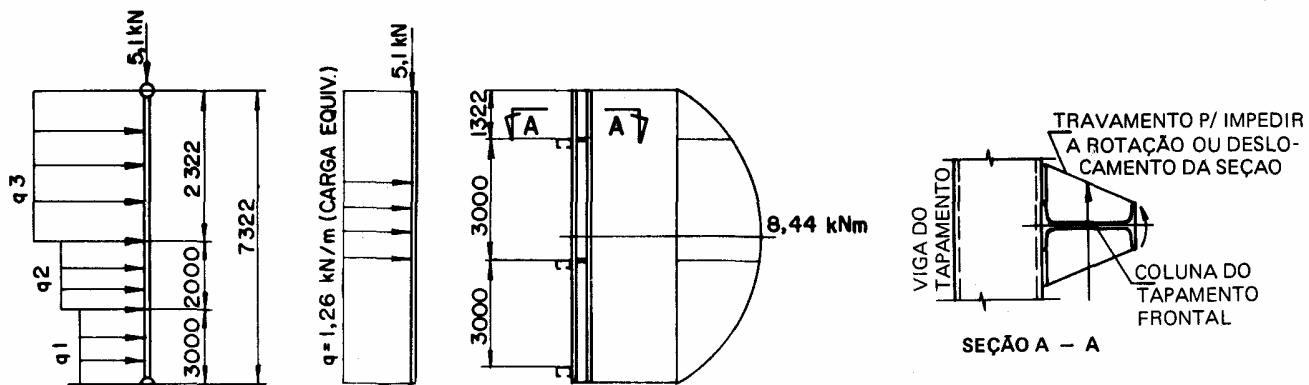


Fig. 51: Coluna do tapamento frontal

- Esquema da coluna

$$q_1 = 1 \times 0,273 \times 3,75 = 1,02 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = 1 \times 0,325 \times 3,75 = 1,22 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = 1 \times 0,429 \times 3,75 = 1,61 \text{ kN/m}$$

Usualmente, trabalha-se com pressão cuja média esteja entre  $q_1$ ,  $q_2$  e  $q_3$ :

$$q = \frac{1,02 \times 3 + 1,22 \times 2 + 1,61 \times 2,322}{7,322} =$$

$$= 1,26 \text{ kN/m}$$

momento máximo na coluna:

$$M = \frac{q \times 7,322^2}{8} = \frac{1,26 \times 7,322^2}{8} =$$

$$= 8,44 \text{ kNm}$$

- Seção da coluna

Será considerado o perfil laminado: I 152 x 18,5 kg/m padrão americano, por ser perfil leve:

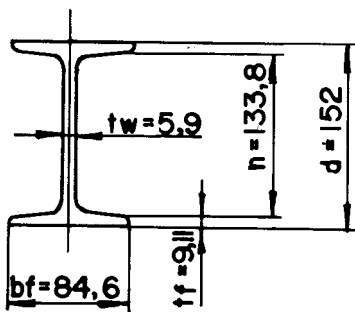


Fig. 52: Seção da Coluna

As características da seção são retiradas de catálogo.

$$A_g = 23,6 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 919 \text{ cm}^4 \quad J_y = 76 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 121 \text{ cm}^3 \quad r_y = 1,79 \text{ cm}$$

$$Z_x = 139 \text{ cm}^3 \quad I_t = 7,0 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 6,24 \text{ cm}$$

- Solicitação de cálculo

Em função dos esforços nominais calculados anteriormente:

$$N_d = 1,3 \times 5,1 = 6,6 \text{ kN (compressão)}$$

$$M_d = 1,4 \times 8,44 = 11,82 \text{ kNm}$$

- Verificação da coluna

Será utilizado o FLUXOGRAMA DE COMPRESSÃO COM FLEXÃO, SEGUNDO X.

Os perfis laminados são projetados de modo a não serem esbeltos à compressão. Portanto  $Q = 1$ .

De acordo com a *tabela 3 da NBR 8800*, para perfis I laminados, temos:

$$\frac{d}{b} = \frac{152}{84,6} = 1,8 > 1,2 \therefore \text{flambagem segundo XX: curva "a"}$$

$$t_f = 9,1 < 40 \text{ mm} \therefore \text{flambagem segundo YY: curva "b"}$$

- Cálculo do índice de esbelteza, segundo X e Y.

No caso de colunas de tapamentos laterais e frontais, os valores de  $K_x$  e  $K_y$  são adotados usualmente iguais a 1.

A coluna é travada lateralmente, segundo o plano de menor resistência, através de ligação especial com as vigas de tapamento, conforme indicado na seção AA, o que impede o deslocamento e a rotação da seção.

Nesse caso temos:

$$\text{esbelteza segundo X} = \frac{K \ell}{r_x} = \frac{1 \times 732,2}{6,24} =$$

$$= 117$$

$$\text{esbelteza segundo Y} = \frac{K \ell}{r_y} = \frac{1 \times 300}{1,79} =$$

$$= 168$$

- Parâmetro de esbelteza

Conforme analisado anteriormente, a flambagem segundo y é que predomina:

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \left( \frac{K \ell}{r} \right)_y \times \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} =$$

$$= \frac{1}{\pi} \times 168 \sqrt{\frac{25 \times 1}{20500}} = 1,867$$

- Coeficiente para cálculo da resistência à flambagem, pela *tabela 4 NBR 8800*:

$$\left. \begin{array}{l} \rho / \text{curva "b"} \\ \lambda = 1,867 \end{array} \right\} \rho = 0,234$$

- Resistência nominal à compressão

$$N_n = \rho \times Q \times A_g \times F_y =$$

$$= 0,234 \times 1 \times 23,6 \times 25 = 138 \text{ kN}$$

Semelhante ao que foi dito anteriormente com respeito à esbelteza à compressão, podemos dizer que os perfis laminados também não têm problemas de flambagens locais na alma e nas mesas. (FLA e FLM).

Devem ser verificados quando a flambagem lateral por torção. (FLT).

- Estado limite FLT:

$L_b = 300\text{cm}$  (Distância entre 2 seções contidas lateralmente. No caso, a distância entre as vigas de tapamento lateral)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{1,79} = 168$$

$$\beta_1 = \pi \sqrt{GE} \sqrt{I_T A_g} =$$

$$= 513617 \text{ kNcm}$$

considerando que  $G = 0,385 E$

$$\beta_2 = 6,415 \frac{A_g (d - t_f)^2}{I_T} =$$

$$= 6,415 \times \frac{23,6(15,2 - 0,91)^2}{7} = 4416$$

$$M_r = (f_y - f_r)W = (25 - 11,5)121 =$$

$$= 1634 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_r = \frac{0,707 C_b \beta_1}{M_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4\beta_2 M_r^2}{C_b^2 \beta_1^2}}}$$

$$\lambda_r = \frac{0,707 \times 1 \times 513617}{1634} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \times 4416}{1^2 \times 513617^2} \times 1634^2}} = 320,9$$

$$\lambda_p = 1,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 50,1$$

$$\lambda_p = 50,1 < \lambda < \lambda_r = 320,9$$

$$M_n = Z_x f_y - (Z_x f_y - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$= 3475 - (3475 - 1634) \frac{168 - 50,1}{320,9 - 50,1}$$

$$M_n = 2673 \text{ kNcm}$$

- Comparação de  $M_n$  com  $1,25 W_f y$   
 $1,25 W_f y = 1,25 \times 121 \times 25 = 3784 \text{ kNcm}$   
 $M_n = 2673 \text{ kNcm} < 1,25 W_f y$ , ok

- Efeito combinado força normal e momento fletor

- Verificação pela 1ª fórmula:

$$\frac{N_d}{\phi Q A_g f_y} + \frac{M_d}{\phi_b M_n} \leq 1$$

$$\frac{6,6}{0,9 \times 23,6 \times 25} + \frac{1182}{0,9 \times 2673} = 0,50 < 1,0$$

- Verificação pela 2ª fórmula:

$$N_{ex} = \frac{A_g f_y}{\bar{\lambda}_x^2}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{1}{\pi} \left( \frac{K \ell}{r} \right)_x \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} =$$

$$= \frac{1}{\pi} \times 117 \times \sqrt{\frac{1 \times 25}{20500}} = 1,30$$

$$N_{ex} = \frac{23,6 \times 25}{1,30^2} = 349 \text{ kN}$$

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_m \times M_d}{\left( 1 - \frac{N_d}{0,73 N_{ex}} \right) \phi_b M_n} \leq 1,0;$$

Considerando  $C_{m_x} = 1$ , para coluna indesejável com extremidade rotulada:

$$\frac{6,6}{0,9 \times 138} + \frac{1 \times 1182}{\left( 1 - \frac{6,6}{0,73 \times 349} \right) 0,9 \times 2673} =$$

$$= 0,56 < 1,0$$

O perfil laminado I152 x 18,5 utilizado para a coluna ficou folgado conforme a verificação feita pelas duas fórmulas de interação, e o

imediatamente inferior (l 10,2 x 11,5) não atende.

Serão mantidos os perfis I152 x 18,5 para colunas do tapamento frontal e a flecha lateral da coluna deverá ser verificada para o valor nominal da carga de vento  $q = 1,26$  kN/m.

- Cálculo da flecha:

$\delta$  = flecha da coluna do tapamento frontal:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EJ}$$
$$= \frac{5 \times 0,0126 \times 732,2^4}{384 \times 20500 \times 919} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{1}{292} < \frac{1}{200} \text{ (anexo C da NBR - 8800)}$$

- Placa de base para a coluna do tapamento frontal:

Em virtude dos esforços serem pequenos na base da coluna, a placa de base deverá ser a mais simples possível, conforme figura 53.

A verificação de seus elementos não será feita aqui, mas poderá ser processada conforme

a verificação feita para a placa de base das colunas do galpão.

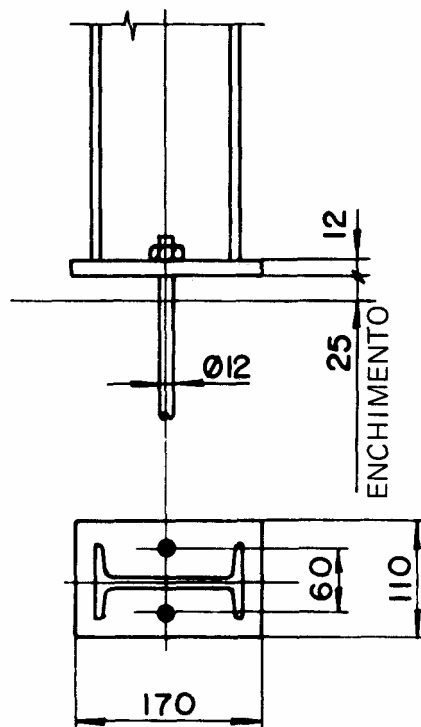


Fig. 53: Placa de base – coluna do tapamento frontal

## 3.15 Contraventamento da cobertura

### A – Considerações

Os contraventamentos dos planos da cobertura serão colocados nos vãos extremos, entre eixos 1 e 2 e 9 e 10, de tal forma que eles possam resistir diretamente ao vento incidente nos tapamentos frontais;

o contraventamento da cobertura deve dar apoio às colunas do tapamento frontal;

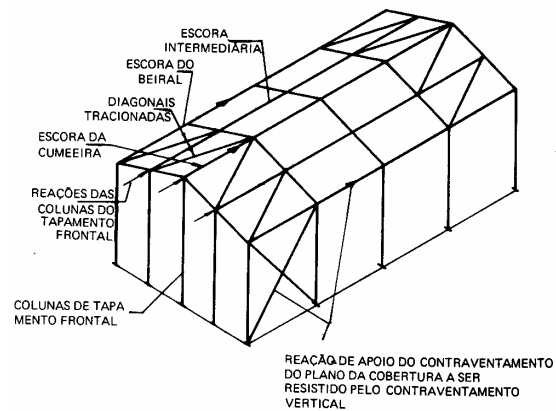
as cargas atuantes no contraventamento da cobertura são, nesse caso, as reações de apoio das colunas do tapamento frontal;

a rigidez do plano do contraventamento é obtida por diagonais colocadas em forma de "X";

havendo solicitação do contraventamento, as diagonais passam a trabalhar, uma metade tracionada e a outra comprimida;

a simplificação usual de dimensionamento que se faz é desconsiderar a existência das diagonais comprimidas, considerando apenas a atuação das diagonais tracionadas, de forma a se obter um treliçado isostático de solução simples. Neste caso as diagonais tracionadas deverão ser dimensionadas com esbeltez próxima do limite máximo de 300, conseguindo-

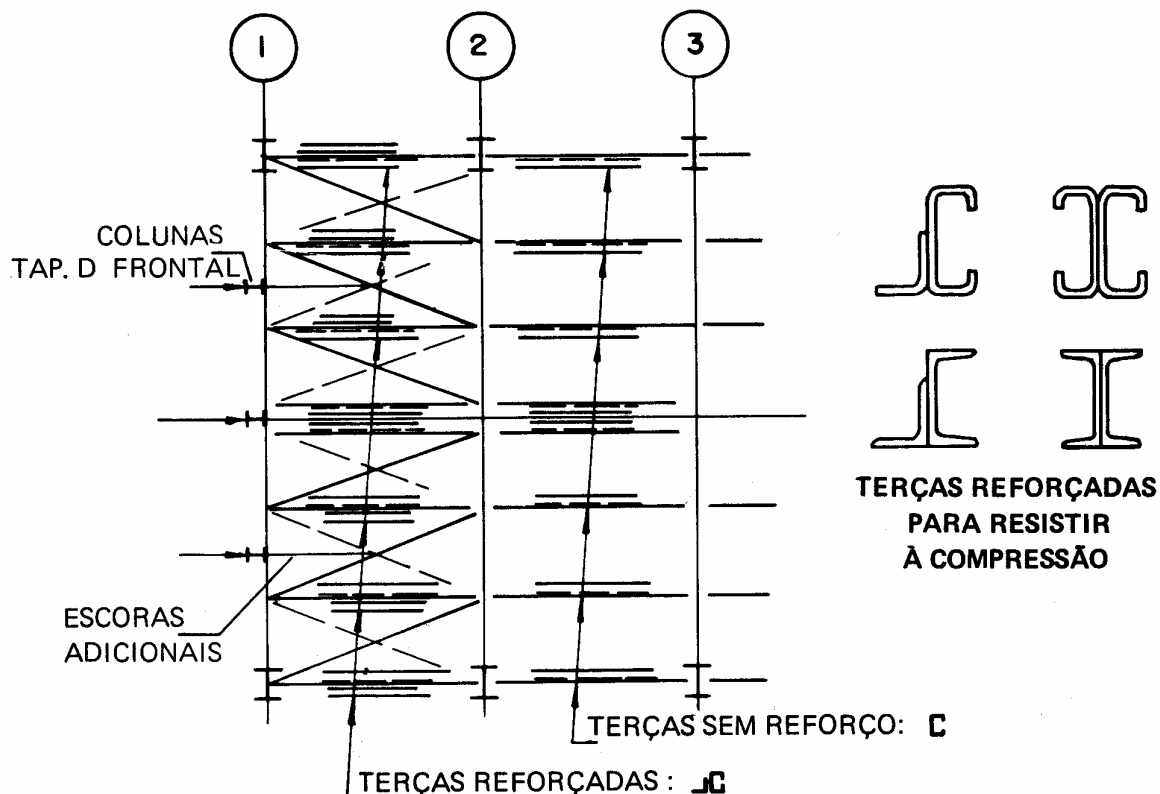
se um modelo mais próximo da simplificação adotada, além de mais econômico.



**Fig. 54: Esforços longitudinais de vento**

as reações de apoio do contraventamento da cobertura deverão, uma de cada lado, ser transmitidas através da compressão das escoras de beiral, até o vão verticalmente contraventado.

No exemplo, os contraventamentos verticais serão previstos também nos vãos extremos do edifício, de forma que a escora do beiral somente exista nestes vãos.



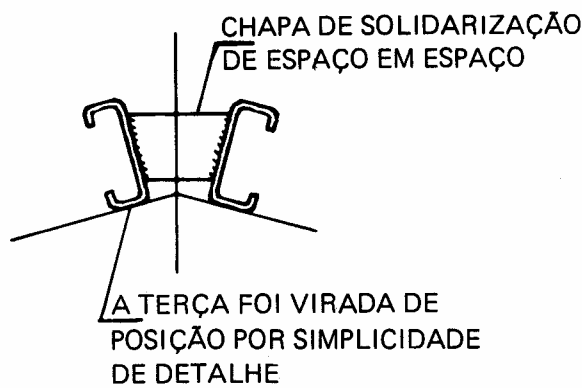
**Fig. 55: Contraventamento da cobertura com terças reforçadas**

## B – Alternativas de Projeto para o Contraventamento da Cobertura

- Primeira

Consiste em considerar as terças da cobertura como elemento de contraventamento. Nesse caso, além de suportar as cargas verticais de peso próprio e sobrecarga, as terças deverão ser “reforçadas” para resistir também aos esforços de compressão.

As terças duplas da cumeeira não necessitam ser reforçadas, serão apenas solidarizadas uma na outra, de espaço em espaço ao longo do comprimento para que também possam resistir à compressão.



**Fig. 56: Terças da cumeeira**

As características das seções “reforçadas” são normalmente encontradas em manuais para facilitar os cálculos.

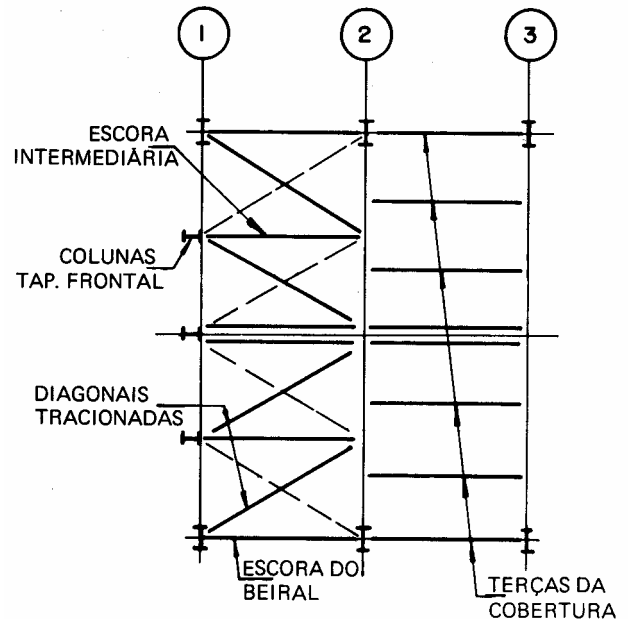
Como as colunas do tapamento frontal não coincidem com a posição das terças, escoras adicionais, alinhadas com as colunas, deverão ser acrescentadas para a transmissão do esforço (Fig. 55).

- Segunda

Nesse caso são criadas escoras independentes das terças dimensionadas apenas ao efeito de compressão.

No exemplo em consideração será utilizada a segunda alternativa, por dar origem a uma geometria mais simplificada para o contraventamento da cobertura.

## C – Cálculo do Contraventamento da Cobertura



**Fig. 57: Contraventamento da cobertura independente das terças**

- Esforços atuantes no contraventamento da cobertura

### Considerações

O esforço de 4,6 kN corresponde à reação de apoio na coluna central do tapamento frontal (coluna  $C_1$ ) devida ao esforço nominal de vento, 1,26N/m.

Nas demais colunas (colunas  $C_2$ ) e no beiral, os esforços serão em função da largura da área de influência e dos comprimentos das colunas, fig. 49.

$$\text{coluna } C_2: 1,26 \times \frac{6,661}{2} = 4,2 \text{ kN}$$

$$\text{escora do beiral: } \frac{1,26}{2} \times \frac{6}{2} = 1,9 \text{ kN}$$

No diagrama do contraventamento do plano da cobertura (fig. 58) estão indicados os comprimentos das barras e os esforços atuantes.

Os esforços indicados são os nominais e deverão ser multiplicados por 1,4 para se obter os esforços de cálculo.

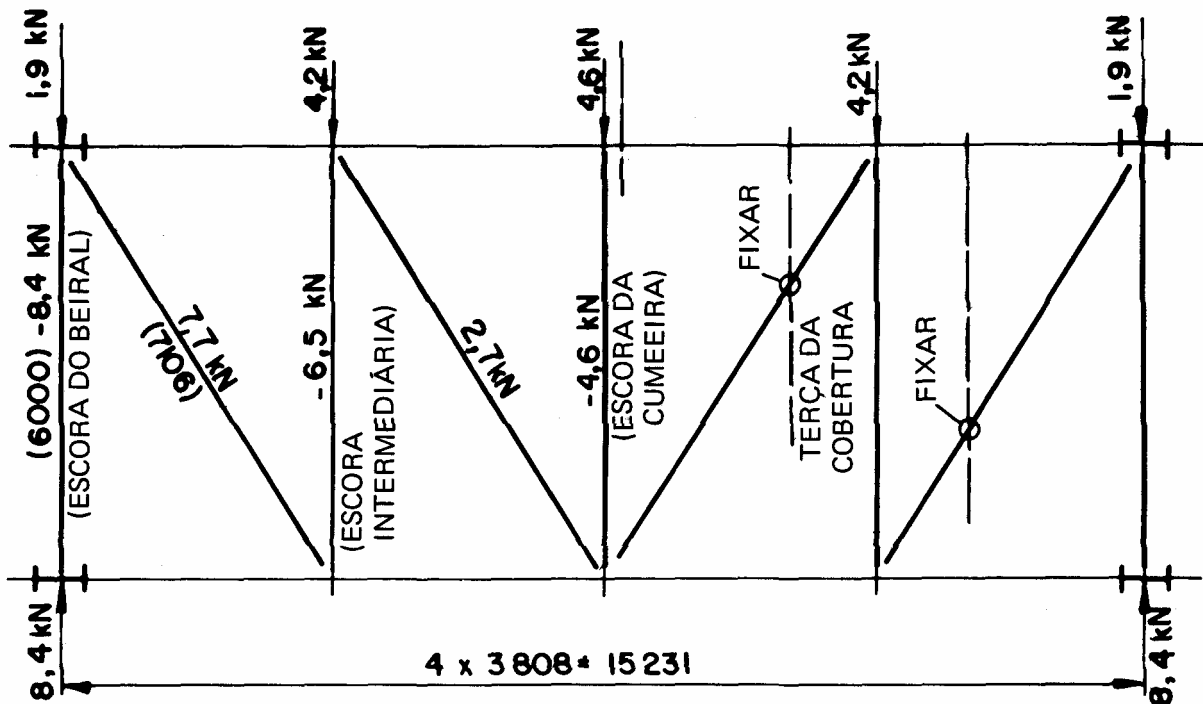


Fig. 58: Esforços no contraventamento da cobertura

- Dimensionamento da escora do beiral

- esforço atuante:

desprezando a flexão da escora devido ao seu peso próprio e considerando o coeficiente de ponderação para vento de 1.4, temos:

$$N_d = 8,4 \times 1,4 = 11,8 \text{ (compressão)}$$

- característica da seção

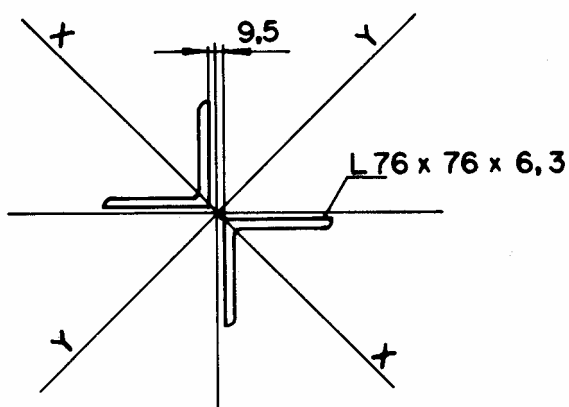


Fig. 59: Escora do beiral

$$A_g = 18,53 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2,98 \text{ cm}$$

$$r_y = 4,01 \text{ cm}$$

- verificação do valor limite da relação largura/espessura

Pela tabela 1 NBR 8800,

$$\frac{b}{t} = \frac{76}{6,3} = 12 < 0,44 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13; \text{ ok}$$

nesse caso o valor de Q é 1

cálculo de esbeltez:

nesses casos é adotado  $K_x = K_y = 1$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_x = \frac{1 \times 600}{2,93} = 201 \cong 200$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_y = \frac{1 \times 600}{4,01} = 150 < 200$$

o valor de  $\left(\frac{Kl}{r}\right)_x$  embora seja um pouco maior que 200 (201) será aceito porque além de estar próximo deste, o tamanho real da peça é menor do que aquele considerado.

- cálculo de  $\bar{\lambda}_x$

A esbeltez segundo XX predomina, assim somente ela será analisada:

$$\begin{aligned} \bar{\lambda}_x &= \frac{1}{\pi} \left(\frac{Kl}{r}\right)_x \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} \\ &= \frac{1}{\pi} \times 200 \sqrt{\frac{1 \times 25}{20500}} = 2,22 > 0,2 \end{aligned}$$

pela *tabela 3 NBR 8800* deverá ser usada a curva “c”;

pela *tabela 4 NBR 8800*

$$\left. \begin{array}{l} \text{curva c} \\ \lambda = 2,22 \end{array} \right\} \rho = 0,169$$

- resistência nominal à compressão:

$$N_n = \rho Q A_g f_y$$

$$= 0,169 \times 1 \times 18,53 \times 25 = 78,3 \text{ kN}$$

verificação:

$$N_d < \phi N_n \text{ com } \phi = 0,9$$

$$N_d = 11,8 \text{ kN} < 0,9 \times 78,3 = 70,5 \text{ kN, ok}$$

• Dimensionamento da escora intermediária da cobertura

A solicitação de cálculo é, conforme a fig. 58,  $N_d = 6,5 \times 1,4 = 9,1 \text{ kN}$  (compressão)

será adotada a mesma seção da escora do beiral,  $\perp \Gamma 76 \times 76 \times 6,3$

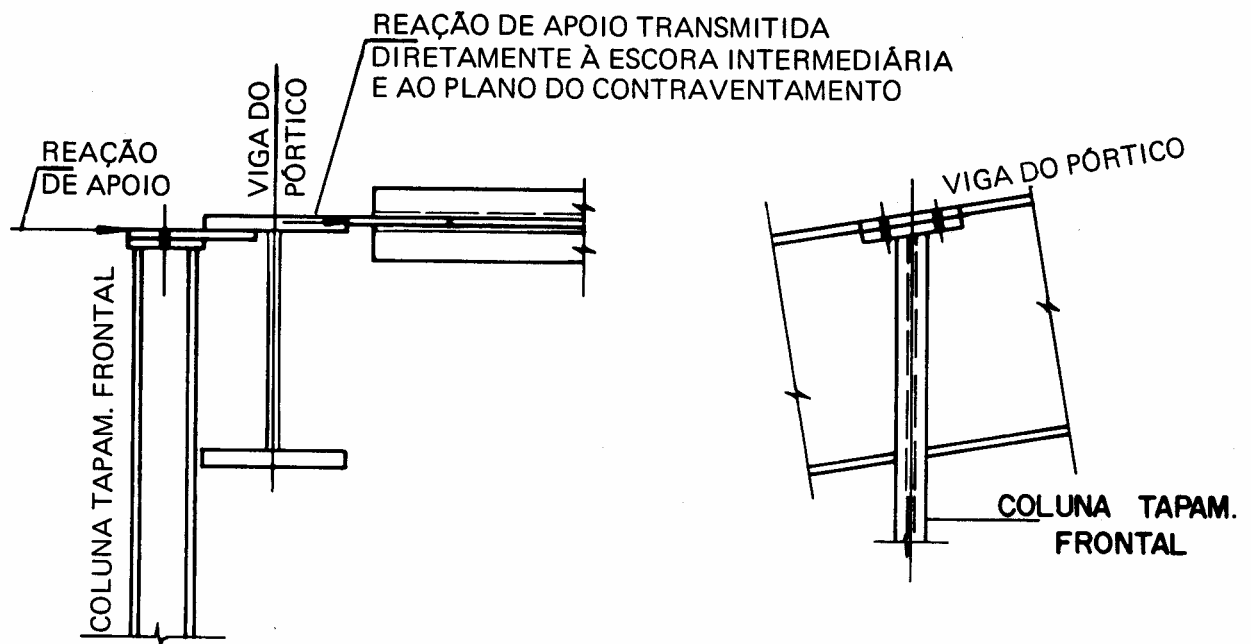
• Dimensionamento da escora da cumeeira

A solicitação de cálculo é menor:  $N_d = 4,6 \times 1,4 = 6,4 \text{ kN}$ ; poderia também ser especificada, nesse caso, a mesma seção das escoras do beiral e intermediária da cobertura,  $\perp \Gamma 76 \times 76 \times 6,3$ .

A alternativa mais econômica porém é a utilização das duas terças, solidarizadas uma à outra, para acréscimo de resistência à compressão, conforme aludido anteriormente, fig. 56.

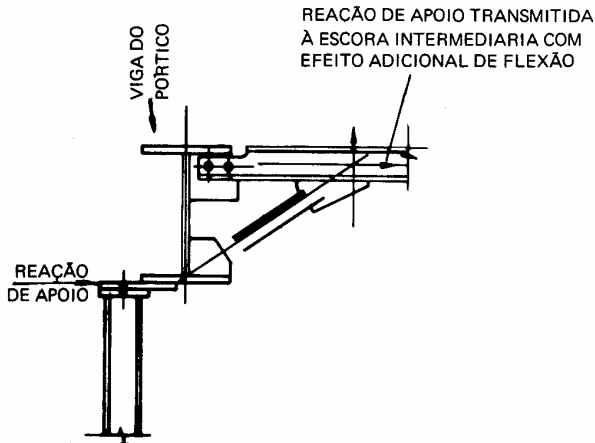
• Apoio das colunas do tapamento frontal na viga do pórtico

A transmissão das reações de apoio das colunas do tapamento frontal ao contraventamento da cobertura, deverá ser feita de maneira direta, procurando se evitar o efeito excêntrico (fig. 60).



**Fig. 60: Fixação das colunas do tapamento frontal com viga do pórtico**

Na eventualidade de não se poder evitar o efeito excêntrico, o detalhe deverá ser modificado, de tal forma que a escora do contraventamento resista aos efeitos adicionais de flexão, conforme fig. 61.



**Fig.: 61 Fixação das colunas do tapamento frontal com viga do pórtico**

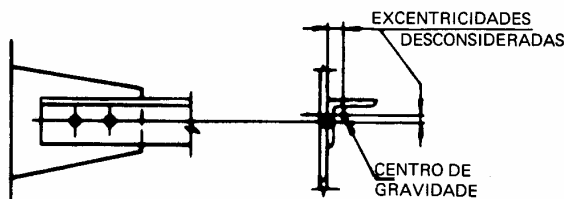
- Diagonais da cobertura:

Em função dos pequenos esforços atuantes nas diagonais da cobertura elas deverão ser projetadas como elementos constituídos de um perfil apenas.

Uma alternativa é utilizar na diagonal uma cantoneira de abas iguais, outra é a de se empregar ferros redondos com as extremidades rosqueadas.

### 1º) Diagonal em L de abas iguais.

as diagonais em L são parafusadas apenas em uma das abas. Isto introduz, além do esforço de tração, esforço de flexão, devido à excentricidade da aplicação da carga. No caso de diagonais leves essa excentricidade pode ser desconsiderada.



**Fig. 62: Diagonal em L simples**

A esbeltez da diagonal deve estar limitada em 300.

Para diminuir o comprimento de flambagem e também diminuir a deformação devida ao peso próprio, a diagonal será afixada na terça por sob a qual ela passa; nesse exemplo, o comprimento da flambagem diagonal passa de 7106mm para aproximadamente 2/3 de 7106 = 4737mm conforme fig. 58.

- características da seção

$$L \ 102 \times 102 \times 6,4$$

$$A_g = 12,5 \text{ cm}^2$$

$$r_z = 2,02 \text{ cm}$$

será utilizado o fluxograma que faz referência à tração.

- verificação da esbeltez:

$$\frac{K\ell}{r_z} = \frac{1 \times 473,7}{2,02} = 235 < 300 \text{ ok}$$

com

$K = 1$  no caso de diagonais e peças secundárias

$$\ell = 473,7 \text{ cm o comprimento não travado}$$

- Cálculo de  $A_e$ , área efetiva (NBR 8800, item 5.1.1.3), fig. 63

$$A_e = A_n \times C_t$$

$C_t = 0,75$ : todas as barras com ligações parafusadas com dois parafusos ( $\phi 16$ ) na direção da força;

$A_n$  = área líquida.

diâmetro do furo = 18 mm;

diâmetro do furo para cálculo de  $A_n$

$$18 + 2 = 20 \text{ mm};$$

$$A_n = (19,76 - 2,0) 0,635 = 11,3 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 0,75 \times 11,3 = 8,5 \text{ cm}^2$$

- estados limites

escoamento da seção bruta:

$$\phi_t A_g f_y = 0,9 \times 12,5 \times 25 = 281 \text{ kN}$$

ruptura da seção líquida efetiva:

$$\phi_t \times A_e \times f_u = 0,75 \times 8,5 \times 40 = 255 \text{ kN};$$

com  $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$  o limite de resistência à tração do A-36

- verificação:

o estado limite de ruptura da seção líquida predomina por ser menor;

$$N_d = 7,7 \times 1,4 \text{ kN} < \phi_t A_e f_u = 255 \text{ kN}$$

Existe folga no dimensionamento da diagonal. Sua seção não será alterada pois a limitação exigida à esbeltez máxima é de 300.

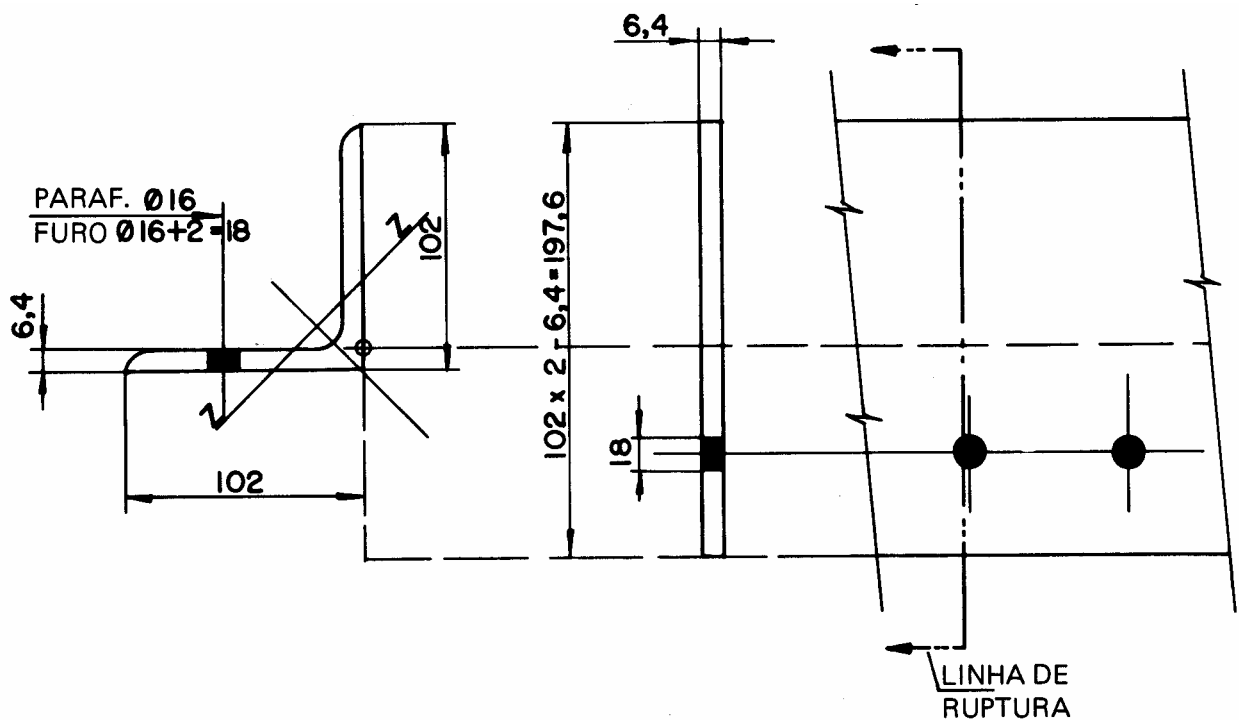


Fig. 63: Diagonal da Cobertura

## 2º) Diagonal de barra redonda (tirante)

como a *NBR 8800* não limita a esbeltez do tirante, eles deverão ser providos de dispositivos para mantê-los tracionados (esticadores); será considerado tirante ASTM A36,  $d = 16$ ;

a verificação será de acordo com o FLUXOGRAMA DE BARRAS ROSQUEADAS À TRAÇÃO, conforme feito anteriormente.

## 3.16 Contraventamento vertical

### A - Considerações

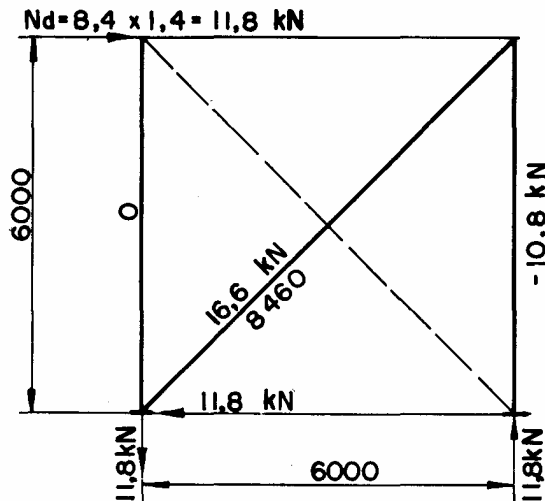
De modo geral existem duas formas clássicas de contraventamentos verticais de edifícios: o de tipo "X" e o de tipo "K".

O contraventamento de tipo "X", conforme visto anteriormente, é dimensionado à tração,

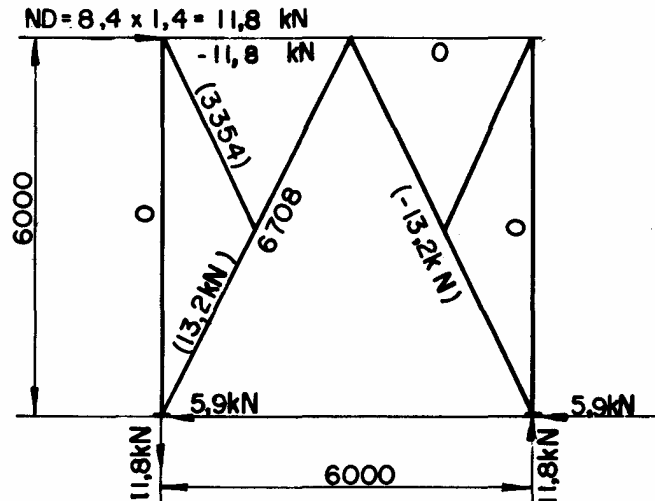
com a hipótese simplificadora de se considerar a presença da diagonal comprimida.

O contraventamento tipo "K" é dimensionado à compressão, conforme a distribuição dos esforços nas barras.

A partir da solicitação de cálculo  $N_d = 8,4 \times 1,4 = 11,8$  kN os esforços atuantes nas barras para ambas as configurações "X" e "K", estão indicados na figura 64.



CONTRAVENTAMENTO TIPO "X"



CONTRAVENTAMENTO TIPO "K"

Fig. 64: Contraventamentos verticais

### B - Cálculo das Diagonais do Contraventamento em X.

- Esforço de cálculo

$N_d = 16,6$  kN, conforme a fig. 64.

1ª) Diagonal em L de abas iguais, fig. 65

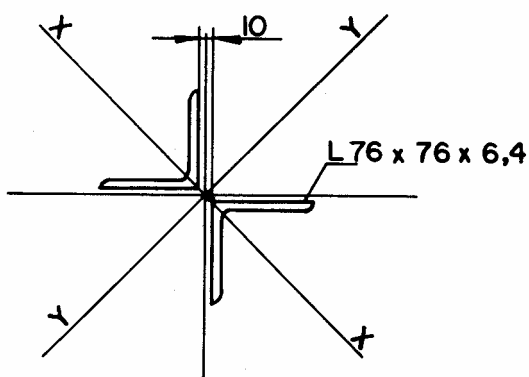


Fig. 65: Diagonal do contraventamento em X

- Características da seção:

$$A_g = 18,53 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2,98 \text{ cm}$$

$$r_y = 4,01 \text{ cm}$$

- Verificação de esbeltezz

O raio de giração da seção segundo X é menor (2,98) que o raio segundo Y (4,01); a esbeltezz segundo X vai predominar.

$K = 1$ , o valor usual nesses casos;

$\ell = 846,0$ cm, comprimento da diagonal

$$\frac{K\ell}{r_x} = \frac{1 \times 846}{2,98} = 284 < 300, \text{ o valor limite para a}$$

peça tracionada, ok.

- resistência de cálculo à tração:

Como o esforço de cálculo de tração da diagonal é pequeno, 16,6 kN, percebe-se que a diagonal estará automaticamente verificada;

A resistência de cálculo será verificada a título de fixação do procedimento

área efetiva,  $A_e$  (NBR 8800 item 5.1.1.3)

$$A_e = A_n \times C_t$$

$C_t = 0,75$ : todas as barras com ligações parafusadas com dois parafusos ( $\phi$  16mm) na direção da força.

$A_n$  = área líquida correspondente à linha de ruptura, fig. 66.

$$A_n = (14,56 - 2,0) \times 0,64 = 8,0 \text{ cm}^2$$

$A_e = 2 A_n \times C_t$  (considerando as duas cantoneiras)

$$A_e = 2 \times 8,0 \times 0,75 = 12,0 \text{ cm}^2$$

- estados limites:

escoamento da seção bruta

$$\phi_t \times A_g \times f_y = 0,9 \times 18,5 \times 25 = 416,3 \text{ kN}$$

ruptura da seção líquida efetiva:

$$\phi_t \times A_e \times f_u = 0,75 \times 12,0 \times 40 = 360 \text{ kN}$$

o estado limite de ruptura da seção líquida prevalece por ser menor;

$$N_d = 16,6 \text{ kN} < \phi_t \times A_e \times f_u = 360 \text{ kN}$$

o valor de  $N_d$  é bem menor que 360 kN, como era previsto.

2ª) Diagonal de barra redonda (tirante)

Como o esforço de cálculo é pequeno ( $N_d = 16,6 \text{ kN}$ ) um tirante de ASTM A 36  $d = 20$  passa com folga, conforme verificação que pode ser feita através do FLUXOGRAMA DE BARRAS ROSQUEADAS À TRAÇÃO.

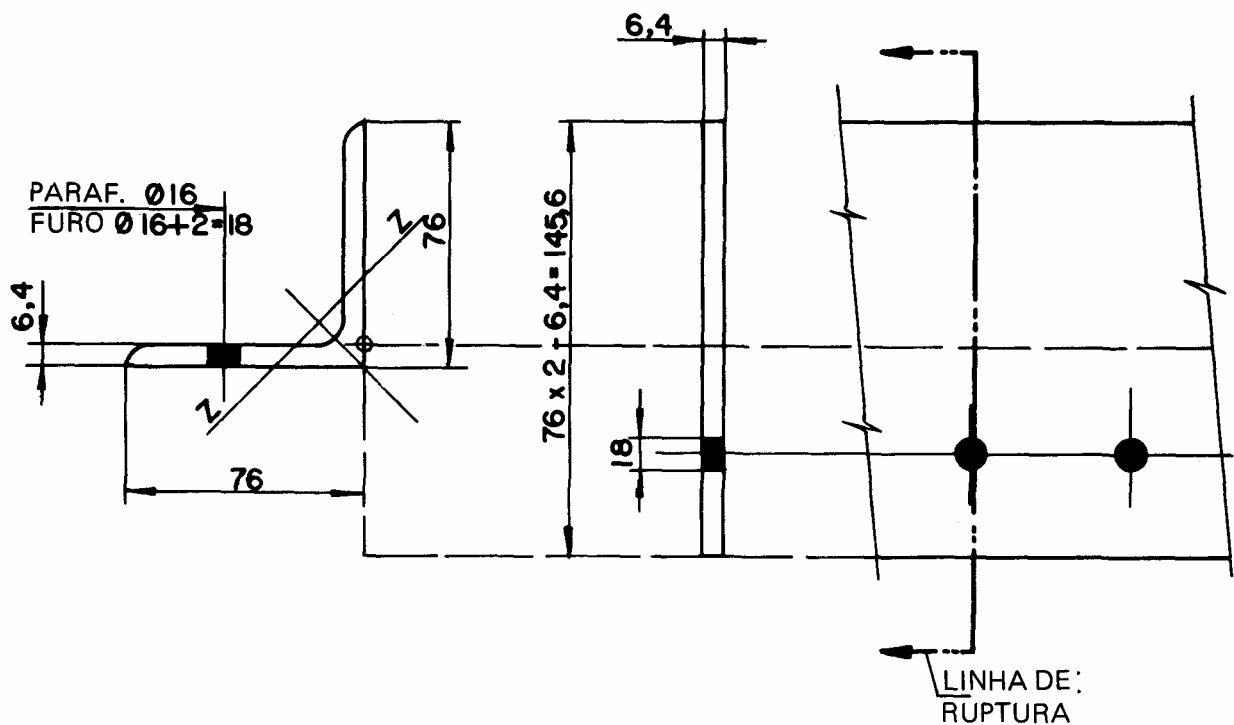


Fig. 66: Diagonal do contraventamento em X linha de ruptura

## C - Cálculo da Diagonal Principal do Contraventamento em K

- Esforço de cálculo

No contraventamento em "K" as diagonais são tracionadas e comprimidas conforme mostrado na *figura 64*.

Para se obter uma diagonal mais leve, trava-se a diagonal em seu ponto médio, por uma barra auxiliar, no plano do contraventamento vertical.

- Dimensionamento

- característica da seção, fig. 67

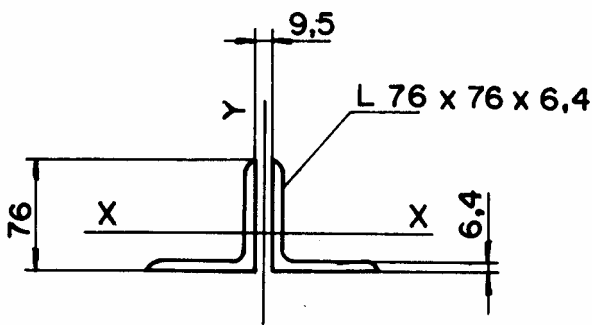


fig. 67 Diagonal do contraventamento em "K"

$$A_g = 18,6 \text{ cm}^2$$

$$r_x = 2,36 \text{ cm}$$

$$r_y = 3,50 \text{ cm}$$

- verificação do valor limite da relação largura/espessura:

pela tabela 1 *NBR 8800*:

$$\frac{b}{t} = \frac{76}{6,4} = 11,9 < \dots$$

$$\dots < 0,44 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13; \text{ ok,}$$

nesse caso  $Q = 1$

- cálculo das esbeltezes:

nesses casos é adotado  $K_x = K_y = 1$

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_x = \frac{1 \times 670,8}{2 \times 2,36} = 142 < 200,$$

levando em conta o travamento promovido, no sentido X, pela diagonal acrescentada;

$$\left(\frac{K\ell}{r}\right)_y = \frac{1 \times 670,8}{3,50} = 192 < 200, \text{ ok}$$

- cálculo de  $\lambda_y$ :

a flambagem segundo Y predomina.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} \left(\frac{K\ell}{r}\right)_y \sqrt{\frac{Q f_y}{E}} =$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1}{\pi} \times 192 \sqrt{\frac{1 \times 25}{20500}} = 2,13 > 0,2$$

∴ pela tabela 4 da *NBR 8800*:

$$\left. \begin{array}{l} \text{curva c} \\ \bar{\lambda} = 2,13 \end{array} \right\} \rho = 0,182$$

- resistência nominal à compressão:

$$N_n = \rho Q A_y f_y$$

$$= 0,182 \times 1 \times 18,6 \times 25 = 84,6 \text{ kN}$$

- verificação:

deverá ser:

$$N_d \leq \phi N_n, \text{ com } \phi = 0,9$$

$$N_d = 13,2 \text{ kN} < 0,9 \times 84,6 = 76,1 \text{ kN, ok}$$

- Diagonal de travamento:

a diagonal de travamento teoricamente, não tem esforço de cálculo. Existem algumas normas que recomendam que seu dimensionamento seja feito para uma força igual 2,5% da força atuante na barra a ser travada; além disso sua esbeltez deverá ficar abaixo do valor limite de 200.

Como o comprimento da diagonal é 3354mm, o raio de giro mínimo da seção é:

$$\frac{\ell}{r_{\min}} = \frac{335,4}{r_{\min}} = 200 \therefore$$

$$r_{\min} = 1,68 \text{ cm}$$

poderá ser usada a seção  $\text{L } 64 \times 64 \times 4,8$  com raio mínimo  $r_x = 1,95 \text{ cm}$ .

# ***Capítulo 4***

---

## **Bibliografía**

- a) NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios.
- b) NBR 6123: Forças Devidas a Vento em Edificações.
- c) Manual Brasileiro Para Cálculo de Estruturas Metálicas, vols. I, II e III.
- d) Galpões Em Estrutura Metálica – Açominas.
- e) Steel Designer's Manual – 4ª Edição – Grosby Sockwood London.
- f) Formulas for Stress And Strain – Roark – 4ª Edição
- g) Elementos das Estruturas de Aço – Gilson Queiroz – 1ª Edição
- h) Galpões Industriais Em Estrutura de Aço – Engº Hildony Hélio Belley – FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas S.A.

# ***Capítulo 5***

---

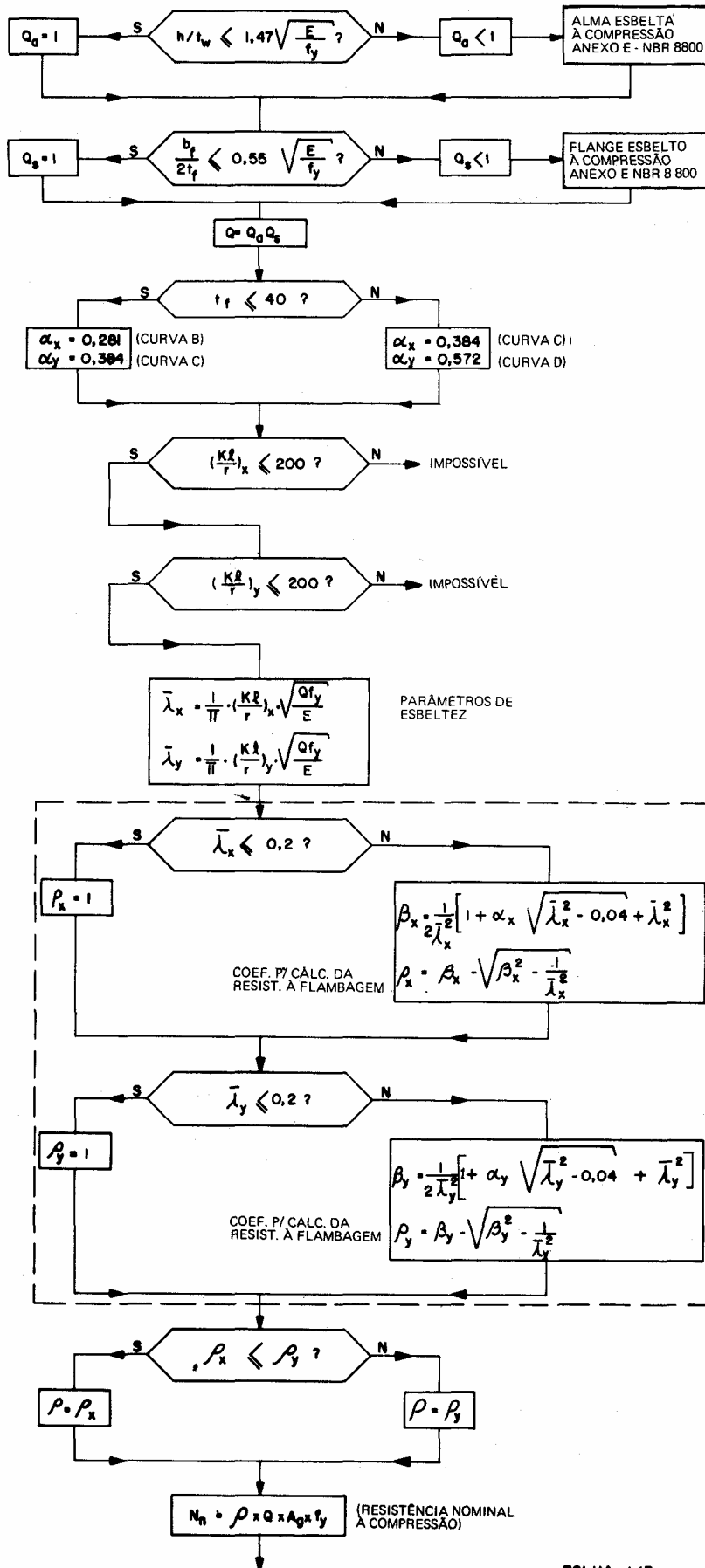
## **Fluxograma**

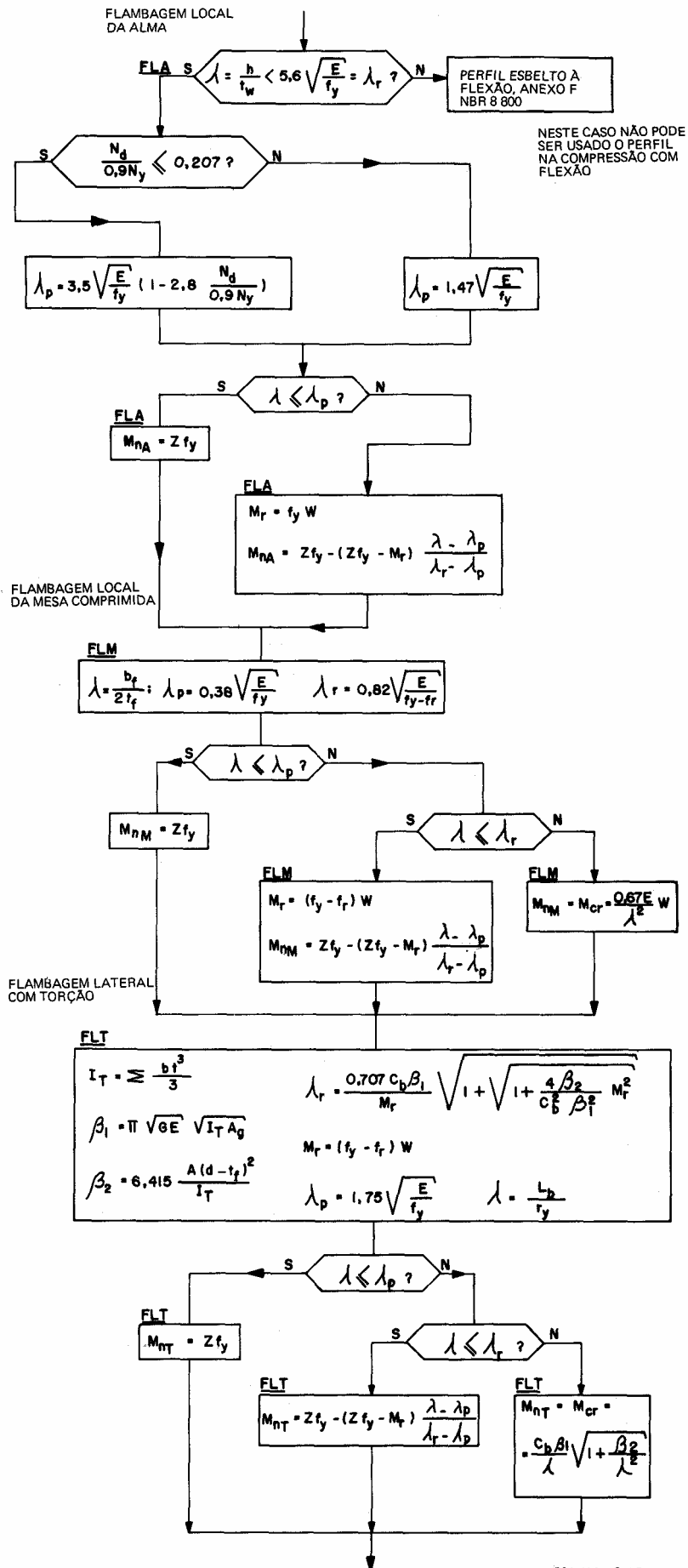
$N_n$	= resistência nominal à compressão ou à tração.	$Z_x$	= módulo resistente plástico com relação ao eixo X.
$A_g$	= área bruta da seção transversal.	$W_x$	= módulo resistente elástico da seção com relação ao eixo X.
$Q$	= coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local.	$M_r$	= momento fletor correspondente ao início do escoamento.
$f_y$	= limite de escoamento do aço.	$M_n$	= resistência nominal à flexão, no caso segundo X.
$E$	= módulo de elasticidade do aço, 205000 MPa.	$M_{cr}$	= momento fletor de flambagem elástica
$K$	= parâmetro de flambagem a ser determinado por análise da estabilidade.	$I_T$	= momento de inércia à torção
$\ell$	= comprimento real, não contraventado, no sentido em que se está analisando a flambagem.	$C_b$	= coeficiente para o dimensionamento à flexão; no caso $C_b = 1$ .
$r_{x,y}$	= raio de giração da seção bruta no sentido em que se está analisando a flambagem.	$d$	= altura da seção da viga I.
$\lambda$	= parâmetro de esbeltez para barras comprimidas	$f_r$	= tensão residual, considerada 115 MPa.
$\rho$	= coeficiente para cálculo da resistência de flambagem elástica ou inelástica.	$t_f$	= espessura da mesa.
$b_f$	= largura da mesa.	$L_b$	= distância entre duas seções contidas lateralmente.
$h$	= altura da alma entre faces internas da mesa.	$\phi_c = \phi_b$	= coeficientes de resistência à compressão e ao momento fletor, $\phi_c = \phi_b = 0,9$ .
$t_w$	= espessura da alma.	$C_m$	= coeficiente correspondente à flexão, no caso segundo X.
$\lambda_r$	= valor de $\lambda$ para o qual $M_{cr} = M_r$ .	$\phi_t$	= coeficiente de resistência na tração.
$\lambda_p$	= valor de $\lambda$ para o qual a seção pode atingir a plastificação.	$R_{nt}$	= resistência nominal à ruptura da seção rosqueada.
$N_d$	= solicitação de cálculo à compressão ou tração.	$A_p$	= área do parafuso.
$N_y$	= força normal de escoamento da seção $= A_g f_y$	$A_r$	= área efetiva à tração (em parafusos e barras rosqueadas).
FLA	= flambagem local da alma.	$K$	= 0,9743 (rosca UNC – parafuso ASTM). 0,9382 (rosca métrica 150 grossa).
FLM	= flambagem local da mesa.	$\rho$	= passo de rosca em mm.
FLT	= flambagem local com torção.		

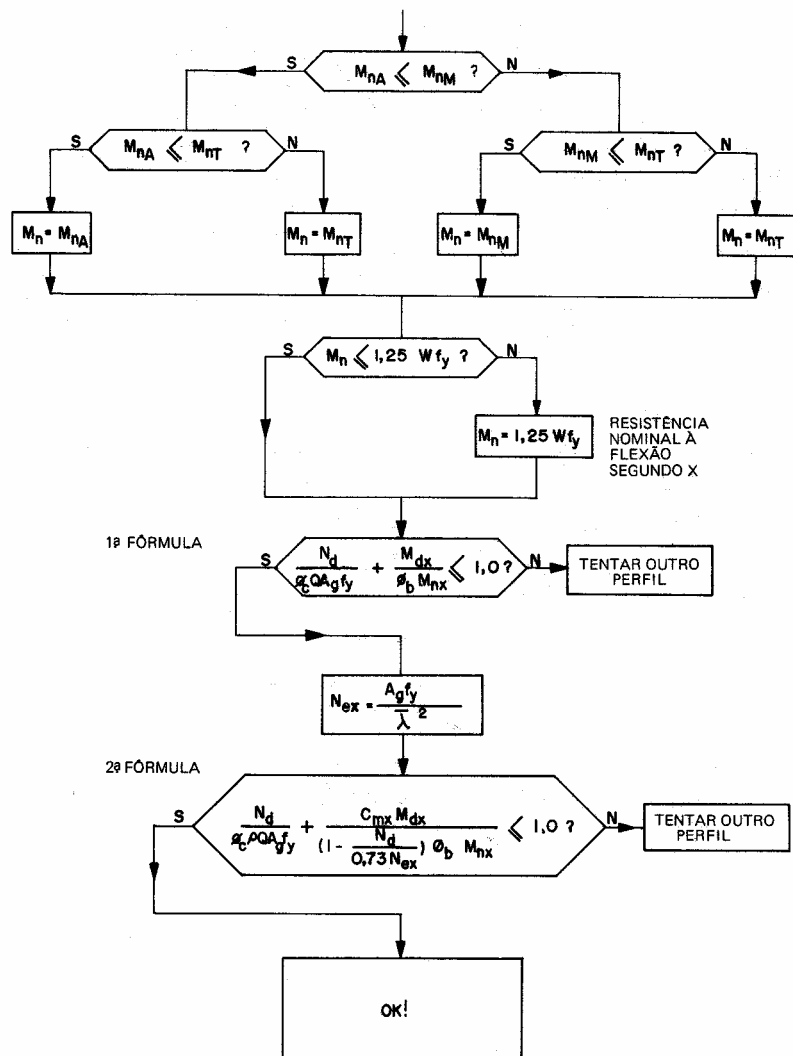
# FLUXOGRAMA I

## PERFIS "I" E "H" SIMÉTRICOS E NÃO ESBELTOS

### COMPRESSÃO COM FLEXÃO SEGUNDO EIXO X (NBR 8800)

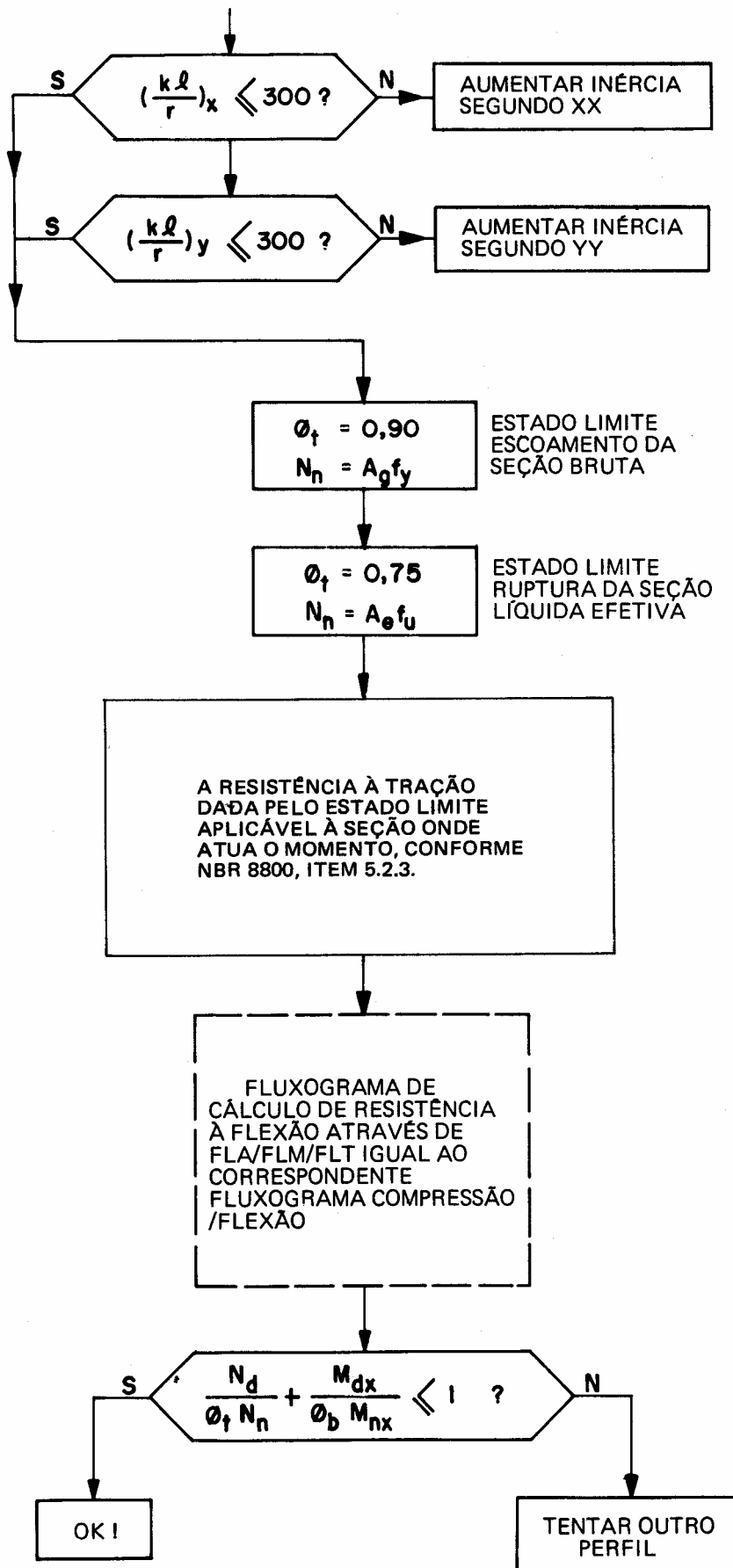






FOLHA 3/3

**FLUXOGRAMA 2**  
**PERFIS "I" OU "H" SIMÉTRICOS**  
**TRAÇÃO COM FLEXÃO SEGUNDO EIXO X (NBR 8800)**



**FLUXOGRAMA 3**  
**BARRAS ROSQUEADAS À TRAÇÃO (NBR 8800)**

