



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Curso de Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

**AÇÕES E DIMENSIONAMENTO DOS
ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UM
EDIFÍCIO COMERCIAL EM AÇO**

Aluno: Nayara Leite Pereira da Silva

Professor: Ricardo Hallal Fakury

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	5
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	5
4	DESENVOLVIMENTO	5
5	CONCLUSÃO	6
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	7
7	ANEXO	8

1 INTRODUÇÃO

Na década de 50, a construção com estruturas metálicas no Brasil teve impulso após a criação da Companhia Siderúrgica Nacional com sua fábrica de estruturas metálicas montada.

As usinas siderúrgicas foram sendo modernizadas e assim a produtividade e a qualidade cresceram. Com o processo de soldagem por arco submerso tornou-se possível a composição de perfis soldados e a execução de juntas de extensão.

O Brasil deixou de ser importador de aço e assumiu a condição de exportador do produto na década de 80.

Seguem algumas características da estrutura metálica:

- *Maior facilidade de montagem:* Sendo a estrutura de aço feita em regime de fabricação industrial, a equipe montadora já recebe as peças nos tamanhos definidos, com as extremidades preparadas para soldagem ou aparafusamento durante a montagem feita de forma rápida e eficiente, com mão de obra qualificada e equipamentos leves.
- *Menor tempo de execução:* A estrutura metálica é projetada para fabricação industrial e seriada, de preferência, levando a um menor tempo de fabricação e montagem.
- *Maior confiabilidade:* O material é único e homogêneo, com limites de escoamento e ruptura e módulo de elasticidade bem definidos, além de ser uma estrutura fabricada e montada por profissionais qualificados.
- *Maior limpeza de obra:* Não agrega volume aos entulhos, pois não precisa de escoramento e fôrmas.

- *Maior facilidade de transporte e manuseio:* Em função da maior resistência do material, as peças de aço são menores, com menor peso relativo, facilitando assim o carregamento, transporte e manipulação.
- *Maior facilidade de ampliação:* Na maioria das vezes não interfere nas outras atividades pois as peças são menores e fabricadas fora do local da obra.
- *Facilidade de desmontagem e reaproveitamento:* A estrutura de aço tem a seu crédito o valor residual que não é perdido com a execução da obra, pois ela pode ser desmontada e transferida para outro local sem maiores problemas
- *Facilidade de vencer grandes vãos:* A maior resistência do aço conduz à melhoria das condições para vencer grandes vãos, com menores dimensões das peças e menores pesos.
- *Precisão das dimensões dos componentes estruturais:* Como a fabricação obedece a rigorosas especificações dimensionais, pode-se encomendar todos os acessórios antecipadamente, sejam portas, janelas, basculantes e outros. Os gastos são menores com alvenarias e argamassas. No caso de prédios, após a montagem da estrutura, ela está totalmente nivelada e aprumada, o que serve de guia para as demais etapas.
- *Maior facilidade de reforço:* Quando houver necessidade de aumento de carga, a estrutura pode ser facilmente reforçada, em alguns casos com a colocação apenas de uma chapa numa viga ou coluna.
- *Resistência à corrosão:* O aço apresenta excelente resistência à corrosão atmosférica desde que determinados cuidados sejam tomados. Para melhorar ainda mais a resistência do aço à corrosão, protege-se a estrutura com pintura e/ou galvanização; pode-se ainda trabalhar com aços de alta resistência à corrosão atmosférica, que são capazes de durar quatro vezes mais que os aços comuns.

O aço exige conservação maior que as estruturas de concreto armado, exige grau maior de especialização da mão-de-obra de montagem no canteiro de obras e eleva o gasto com equipamentos, normalmente alugados ou amortizados pela obra específica.

A estrutura de aço exige uma proteção contra incêndio que aumenta seu preço. Essa proteção não é, normalmente, exigida em estruturas de concreto armado.

Atualmente no Brasil, a estrutura de aço, em geral, ainda é mais cara que a de concreto armado para o mesmo fim, principalmente pelos motivos acima citados.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver a aplicação das ações permanentes, sobrecargas e vento nas estruturas, bem como dimensionar as peças constituintes de um edifício comercial de dois pavimentos para escritório.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

- Microsoft Excel[®] 2010
- SAP2000

4 DESENVOLVIMENTO

Primeiramente foi realizado o lançamento das cargas atuantes na estrutura.

Para a obtenção dos esforços resultantes desses carregamentos, foi utilizado o software SAP2000. Os demais cálculos foram realizados manualmente e com o auxílio de planilhas desenvolvidas no software Microsoft Excel[®].

Todos os cálculos e o desenvolvimento desse trabalho encontram-se no anexo.

5 CONCLUSÃO

O trabalho propôs o dimensionamento de um edifício comercial de dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura.

Foram fornecidos dados com as solicitações, arquitetura e os pesos específicos dos materiais.

Com a realização deste trabalho, foi possível aplicar os conceitos da disciplina Estruturas de Aço I, necessários para o dimensionamento de treliça, vigas e pilares do edifício proposto.

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- NBR-8800 / 2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

- NBR-6123 / 1988 – Forças devidas ao vento em Edificações.

- NBR-6120 / 1980 – Cargas para o cálculo de Estruturas de Edificações.

- NBR-8681 / 2003 – Ações e Segurança nas Estruturas.

- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Aço I – Ações nas Estruturas – Trabalho Prático - Professor Ricardo Hallal Fakury

- Apostila – Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço – versão 3 - Professor Ricardo Hallal Fakury

7 ANEXO – Trabalho Prático – Estruturas de Aço I



Universidade Federal de Minas Gerais



Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia de Estruturas
Curso de Especialização em Estruturas

Estruturas de Aço 1

Trabalho Prático

Aluna: Nayara Leite Pereira da Silva

Julho de 2012

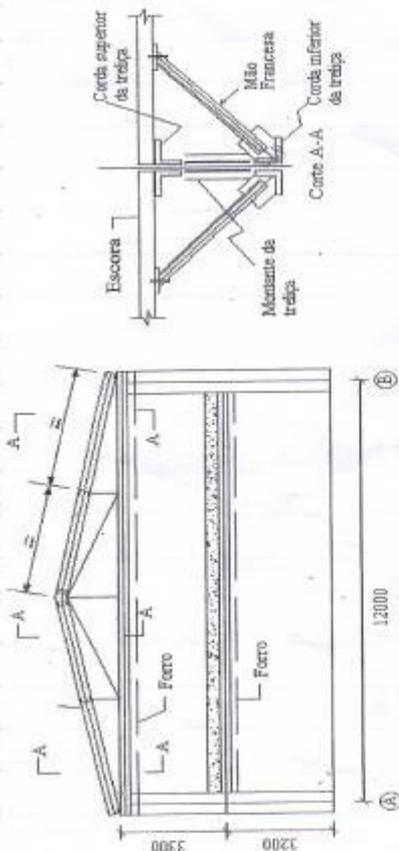
Edifício Comercial - 2 Pavimentos

- Pilares e vigas → Perfis de Alma cheia
- Trazada de cobertura → Telha

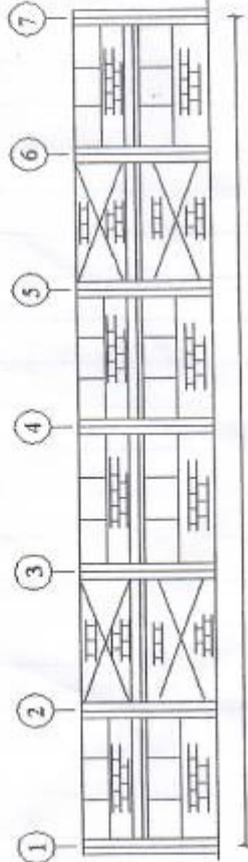
Cargas:

- Alvenaria = 2 kN/m^2 Laje = 10cm
- Fanelas = $0,2 \text{ kN/m}^2$
- Vidros = $0,4 \text{ kN/m}^2$
- Forros = $0,2 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento = $0,5 \text{ kN/m}^2$ (2 Pav)
- Telhas = $0,07 \text{ kN/m}^2$
- Pilares = $1,5 \text{ kN/m}$
- Estruturas metálicas cobertura = $0,17 \text{ kN/m}^2$
- " " Piso 2 Pav = $0,37 \text{ kN/m}^2$
- Sobre-carga Piso 2 Pav = $2 \text{ kN/m}^2 + 1 \text{ kN/m}^2$ (Adicional) = $\frac{3 \text{ kN}}{\text{m}^2}$
- " " Trazado = $0,25 \text{ kN/m}^2$

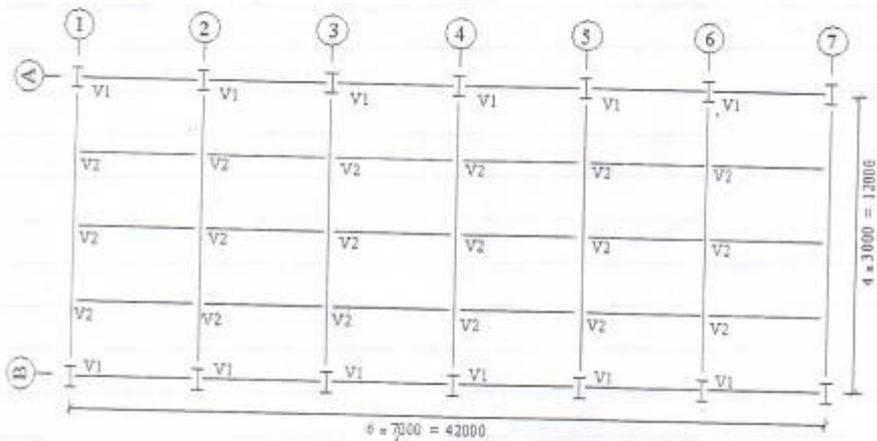
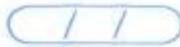
Vento: 35 m/s (Sem alta turbulência)
 (Substituído densamente construído)
 - Não possui forma paralelepípedica



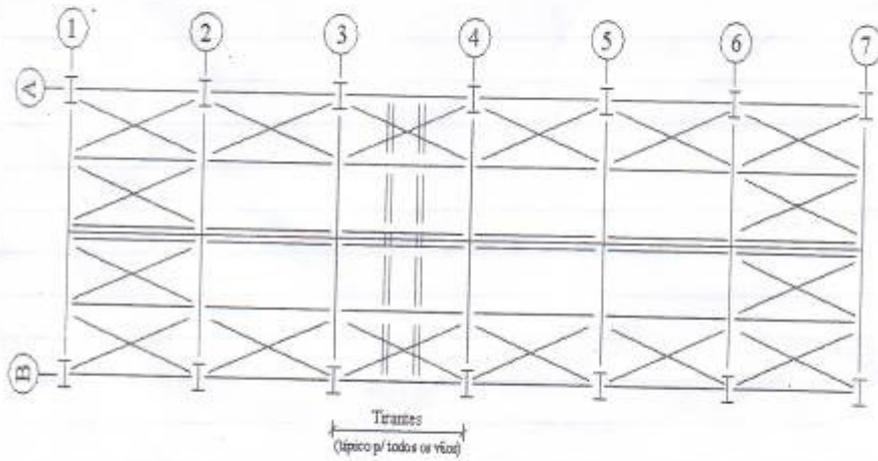
Seção Transversal



6 x 7000 = 42000
Fachadas Laterais

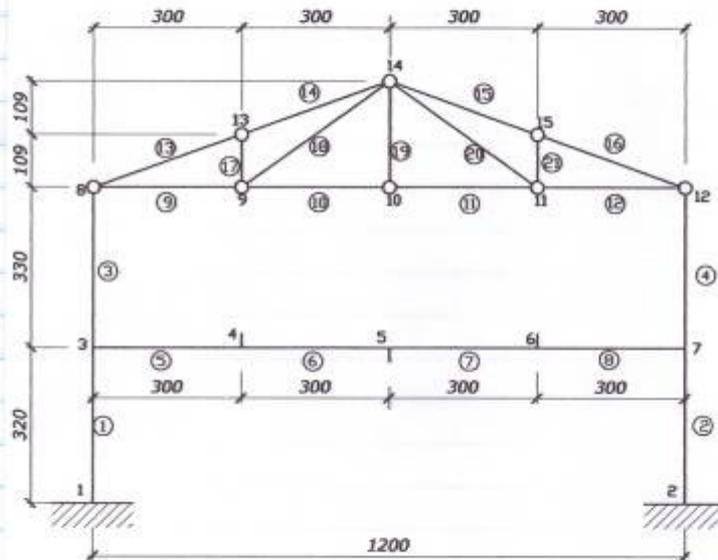


Piso do 2º Pavimento



Cobertura

① Após adiantar nos Pórticos Laterais



1.1) Carga Permanente

• Piso do 2º Pavimento

- Estrutura metálica = $0,37 \text{ kN/m}^2$
- Fôrro = $0,20 \text{ kN/m}^2$
- Laje ($0,10 \times 25,00$) = $2,50 \text{ kN/m}^2$
- Revestimento = $0,50 \text{ kN/m}^2$
- $3,57 \text{ kN/m}^2$

• Cargas na viga V1

- eixo 2-3 e 5-6 = $2,00 \times 3,30 = 6,60 \text{ kN/m}$
- demais eixos = $1,85 (2,00 + 0,80) = 3,63 \text{ kN/m}$

• Cobertura

- Telhas = $0,07 \text{ kN/m}^2$

- Estrutura metálica = $0,17 \text{ kN/m}^2$

- Feno = $0,20 \text{ kN/m}^2$

0,44 kN/m^2

Cargas nos nós

• Nós 8 e 12 (cobertura + Pilas)

$P_{8,12} = (0,44 \times 7,00 \times 1,50) + (1,15 \times 3,30) = 8,415 \text{ kN}$

• Nós 9, 10 e 11 (Feno da cobertura)

$P_{9,10,11} = 0,20 \times 7,00 \times 3,00 = 4,20 \text{ kN}$

• Nós 13, 14 e 15 (estrutura + telhas)

$P_{13,14,15} = (0,07 + 0,17) \times 7,00 \times 3,00 = 5,04 \text{ kN}$

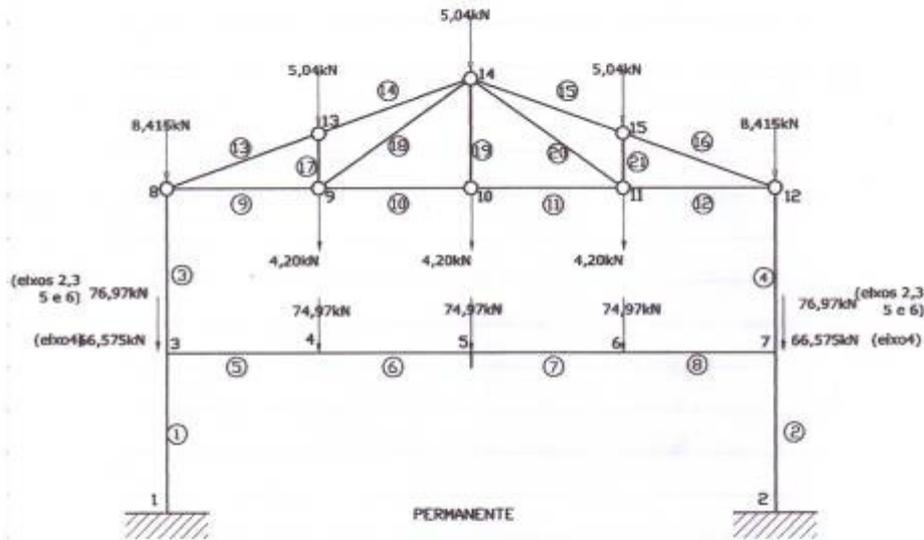
• Nós 3 e 7 (Reação de V_1 + Pilas)

- eixos 3, 5 e 6 = $(3,57 \times 7,00 \times 1,50) + [(6,60 + 3,63) \times 3,50] + (1,15 \times 3,20)$
 $= 76,97 \text{ kN}$

- eixo 4 = $(3,57 \times 7,00 \times 1,50) + (3,63 \times 7,00) + (1,15 \times 3,20) = 66,575 \text{ kN}$

• Nós 4, 5 e 6 (Reação de V_2)

$P_{4,5,6} = 3,57 \times 7,00 \times 3,00 = 74,97 \text{ kN}$



1.2) Sobre carga

o Piso de pavimento:

$$q = 2,00 \times 1,00 = 3 \text{ kN/m}^2$$

Cargas nos nós

- Nós 3 e 7 (Reação de V₁)

$$P_{3 \text{ e } 7} = 3,00 \times 7,00 \times 1,50 = 31,50 \text{ kN}$$

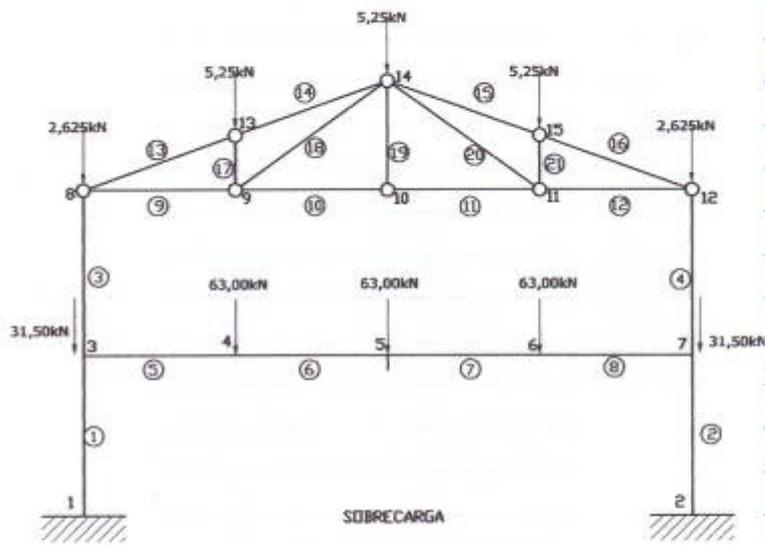
- Nós 4, 5 e 6 (Reação de V₂)

$$P_{4 \text{ e } 6} = 3,00 \times 7,00 \times 3,00 = 63,00 \text{ kN}$$

o Cobertura (0,25 kN/m²)

$$\text{- Nós 8 e 12} \Rightarrow P_{8 \text{ e } 12} = 0,25 \times 7,00 \times 1,50 = 2,625 \text{ kN}$$

$$\text{- Nós 13, 14 e 15} \Rightarrow P_{13, 14 \text{ e } 15} = 0,25 \times 7,00 \times 3,00 = 5,25 \text{ kN}$$



1.3) Vento Transversal

$$V_0 = 35 \text{ m/s}$$

$$S_1 = 1.0 \text{ (terreno plano)}$$

$$S_2 \rightarrow \text{categoria II - classe B}$$

$$S_3 = 1.0 \text{ (grupo 2)}$$

$$S_2 = 0.76 \rightarrow \text{Até } 5 \text{ m}$$

$$S_2 = 0.83 \rightarrow \text{De } 5 \text{ a } 10 \text{ m}$$

$$(h < 5 \text{ m}) \quad V_k = 1.0 \cdot 0.76 \cdot 1.0 \cdot 35 = 26.60 \text{ m/s} \rightarrow q = 0.613 \cdot 26.60^2 / 1000 = 0.434 \text{ kN/m}^2$$

$$(5 \text{ m} < h < 10 \text{ m}) \quad V_k = 1.0 \cdot 0.83 \cdot 1.0 \cdot 35 = 29.05 \text{ m/s} \rightarrow q = 0.613 \cdot 29.05^2 / 1000 = 0.517 \text{ kN/m}^2$$

Paroas no nós

$$(h < 5 \text{ m}) \quad q_p = 0.434 \cdot 42.00 / 7 = 2.604 \text{ kN/m}$$

$$(5 \text{ m} < h < 10 \text{ m}) \quad q_p = 0.517 \cdot 42.00 / 7 = 3.102 \text{ kN/m}$$

Coefficientes

Paredes ($\alpha = 90^\circ$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_v}{b} = \frac{6,60}{12,00} = 0,55 \\ a/b = \frac{42,00}{12,00} = 3,50 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{baelaento : } C_e = +0,7 \\ \text{sotaento : } C_e = -0,6 \end{array} \right.$$

Telhado

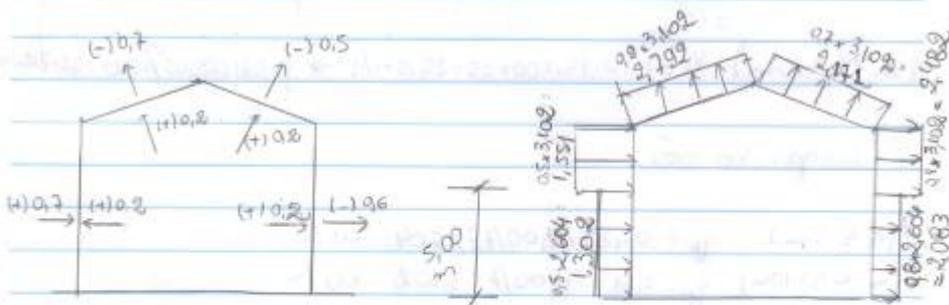
$$\theta = \arctg\left(\frac{2,18}{6,00}\right) = 19,968^\circ \approx 20^\circ$$

baelaento : $C_e = -0,7$

sotaento : $C_e = -0,5$

- $C_{pi} = +0,2$ (Duas fachadas opostas iguais e demais impermeável - vento perpendicular a fachada permeável)

$$q = C_e q_p \quad \text{onde} \quad C = C_e - C_{pi}$$



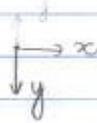
Cargas nos nós da cobertura

o Nó 8

$$P_8 = 2,792 \times 3,193 / 2 = 4,457 \text{ kN}$$

$$P_{8x} = 4,457 \times \sin 20^\circ = -1,524 \text{ kN}$$

$$P_{8y} = 4,457 \times \cos 20^\circ = -4,188 \text{ kN}$$



o Nó 13

$$P_{13} = 2,792 \times 3,193 = 8,915 \text{ kN}$$

$$P_{13x} = 8,915 \times \sin 20^\circ = -3,049 \text{ kN}$$

$$P_{13y} = 8,915 \times \cos 20^\circ = -8,377 \text{ kN}$$

o Nó 14

$$P_{14} = 2,792 \times 3,193 / 2 = 4,457 \text{ kN} \quad \swarrow$$

$$P_{14} = 2,171 \times 3,193 / 2 = 3,466 \text{ kN} \quad \nearrow$$

$$P_{14x} = (-4,457 + 3,466) \times \sin 20^\circ = -9339 \text{ kN}$$

$$P_{14y} = (-4,457 + 3,466) \times \cos 20^\circ = -7,445 \text{ kN}$$

o Nó 15

$$P_{15} = 2,171 \times 3,193 = 6,932 \text{ kN}$$

$$P_{15x} = 6,932 \times \sin 20^\circ = 2,371 \text{ kN}$$

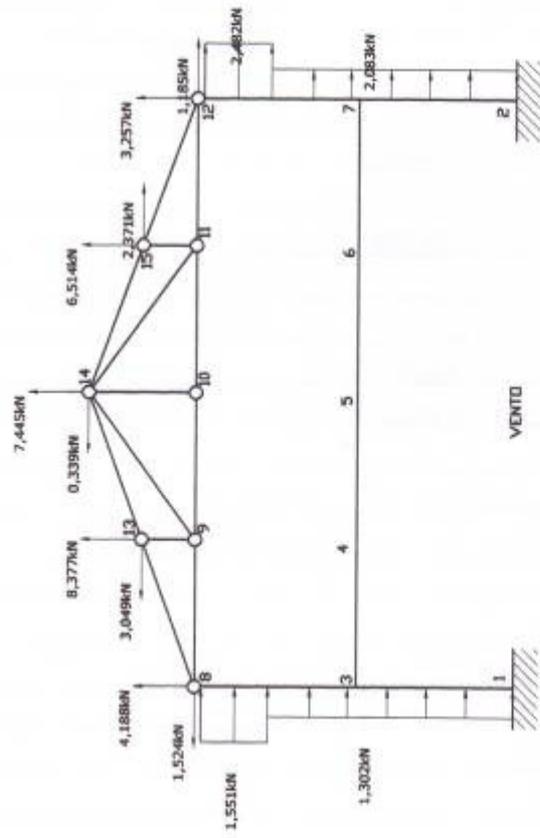
$$P_{15y} = 6,932 \times \cos 20^\circ = -6,514 \text{ kN}$$

o Nó 12

$$P_{12} = 2,171 \times 3,193 / 2 = 3,466 \text{ kN}$$

$$P_{12x} = 3,466 \times \sin 20^\circ = 1,185 \text{ kN}$$

$$P_{12y} = 3,466 \times \cos 20^\circ = -3,257 \text{ kN}$$



2) Perímetro de montagem das barras dos Porticos Laterais

2.1) Pilares (barras 1 a 4)

Perfil H GERDAU AÇOMINAS - ASTM A572 Grau 50

W310 x 97,0

d = 308 mm

$I_x = 22.284 \text{ cm}^4$

$b_f = 305 \text{ mm}$

$W_x = 1447,0 \text{ cm}^3$

$r_x = 16 \text{ mm}$

$x_c = 13,43 \text{ cm}$

$h = 277 \text{ mm}$

$I_{x_c} = 1394,2 \text{ cm}^3$

$t_w = 9,9 \text{ mm}$

$I_y = 7.286 \text{ cm}^4$

$t_f = 15,4 \text{ mm}$

$W_y = 477,8 \text{ cm}^3$

$A_g = 123,6 \text{ cm}^2$

$r_y = 7,68 \text{ cm}$

Massa = 97,0 kg/m

$I_{y_c} = 7.250 \text{ cm}^4$

$z = 98,18 \text{ cm}^3$

$C_w = 155862 \text{ cm}^6$

2.2) Vigas do Portico (barras 5 a 8)

Perfil rolado VS da ABNT - NBR - 5884 - US1 CIVIL 300

VS 600 x 111

d = 600 mm

$I_x = 2409 \text{ cm}^4$

$I_y = 729 \text{ cm}^3$

$b_f = 300 \text{ mm}$

$W_x = 3136 \text{ cm}^3$

$z = 99,9 \text{ cm}^3$

$h = 568 \text{ mm}$

$x_c = 25,80 \text{ cm}$

$C_w = 485370 \text{ cm}^6$

$t_w = 8,00 \text{ mm}$

$I_{x_c} = 3448 \text{ cm}^3$

$t_f = 16,00 \text{ mm}$

$I_y = 7209 \text{ cm}^4$

$A_g = 141,4 \text{ cm}^2$

$W_y = 480 \text{ cm}^3$

massa = 111 kg/m

$r_{y_c} = 7,19 \text{ cm}$

///

2.3) Lendas da Telha de Cobertura (barras 3 a 6)

Cantoneira dupla da série baseada em poligotas
ATM 436

Cantoneira  L 63,50 x 6,35

b = 63,5 mm

$I_{x1} = I_{y1} = 2900 \text{ cm}^4$

t = 6,35 mm

$w_{x1} = w_{y1} = 6,40 \text{ cm}^3$

$x_g = y_g = 19,3 \text{ mm}$

$x_{x1} = x_{y1} = 1,96 \text{ cm}$

$A_g = 7,67 \text{ cm}^2$

$x_y = 1,24 \text{ cm}$

Massa = 6,10 kg/m

2.4) Montantes e Diagonais da Telha de Cobertura (barras 17 a 21)

Cantoneira dupla da série baseada em poligotas - ATM 436

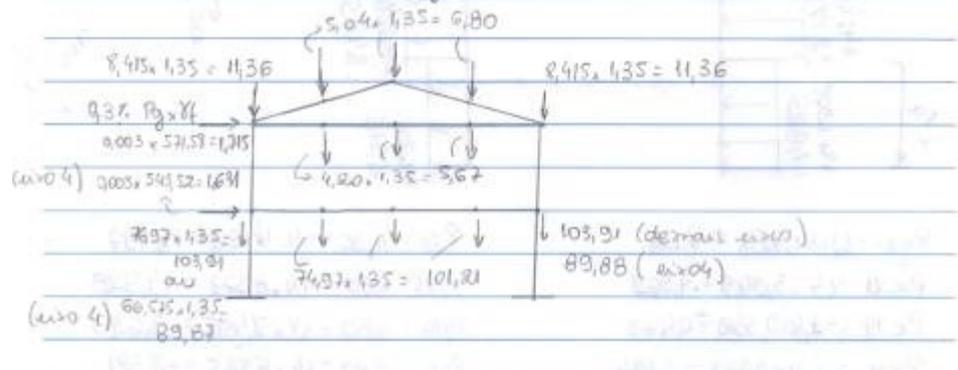
Adotada a mesma cantoneira das lendas

L 63,50 x 6,35 (Ver item 2.3)

③ Combinações últimas de Ações

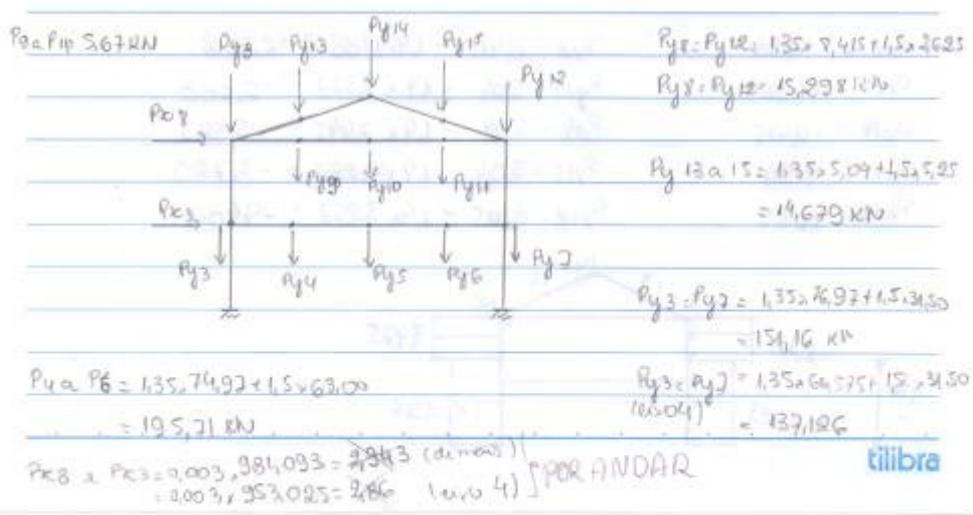
3.1) Hipótese 1

Carga Permanente com imperfeições geométricas e de material (1,35 P_g)



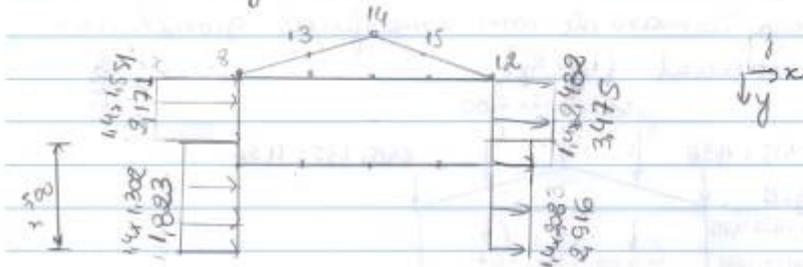
3.2) Hipótese 2

Carga Permanente mais reduções com imperfeições geométricas e de material (1,35 P_g + 1,50 P_{sc})



3.3) Hipótese 3

Carga permanentemente mais vento, com imperfeições de materiais ($1,35 P_g + 1,4 P_v$)



$$P_{x8} = -1,4 \times 1,524 = -2,134$$

$$P_{x13} = -1,4 \times 3,049 = -4,269$$

$$P_{x14} = -1,4 \times 0,339 = -0,475$$

$$P_{x15} = 1,4 \times 2,371 = 3,194$$

$$P_{x12} = 1,4 \times 1,185 = 1,659$$

$$P_{y8} = 11,36 - 1,4 \times 4,188 = 4,497$$

$$P_{y13} = 6,80 - 1,4 \times 8,377 = -4,928$$

$$P_{y14} = 6,80 - 1,4 \times 7,445 = -3,623$$

$$P_{y15} = 6,80 - 1,4 \times 6,515 = -2,321$$

$$P_{y12} = 11,36 - 1,4 \times 3,257 = 6,800$$

3.4) Hipótese 4

Cargas permanentemente favorável a segurança, mais vento com imperfeições de materiais ($P_g + 1,4 P_v$)

$$P_{x8} = -2,134$$

$$P_{x13} = -4,269$$

$$P_{x14} = -0,475$$

$$P_{x15} = 3,194$$

$$P_{x12} = 1,659$$

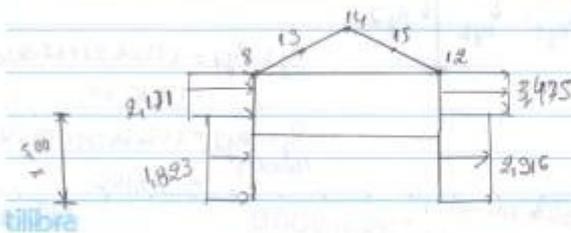
$$P_{y8} = 8,415 - 1,4 \times 4,188 = 2,552$$

$$P_{y13} = 5,04 - 1,4 \times 8,377 = -6,688$$

$$P_{y14} = 5,04 - 1,4 \times 7,445 = -5,383$$

$$P_{y15} = 5,04 - 1,4 \times 6,515 = -4,077$$

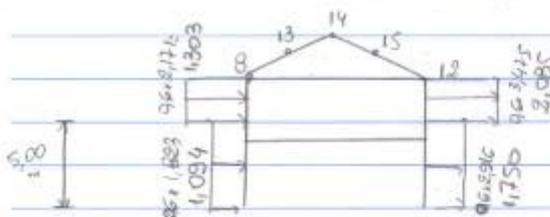
$$P_{y12} = 8,415 - 1,4 \times 3,257 = 3,980$$



35) Hipótese 5

Carga Permanente mais sobrecarga (variável principal) mais vento, com imperfeições de materiais
 $(1,35 P_g + 1,4 \times 0,6 P_v + 1,9 P_w)$

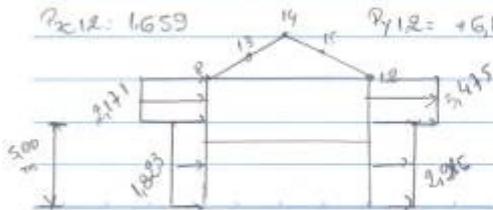
$P_{x8} = 0,6 \times 2,134 = -1,280$	$P_{y8} = -1,4 \times 0,6 \times 4,188 + 15,293 = +11,780$
$P_{x13} = 0,6 \times 4,269 = -2,561$	$P_{y13} = -1,4 \times 0,6 \times 8,377 + 14,679 = +7,642$
$P_{x14} = 0,6 \times 0,425 = -0,285$	$P_{y14} = -1,4 \times 0,6 \times 7,445 + 14,679 = +8,425$
$P_{x15} = 0,6 \times 3,194 = +1,916$	$P_{y15} = -1,4 \times 0,6 \times 6,945 + 14,679 = +9,206$
$P_{x12} = 0,6 \times 1,659 = +0,995$	$P_{y12} = -1,4 \times 0,6 \times 3,257 + 15,293 = +12,562$



36) Hipótese 6

Carga Permanente mais vento (variável principal) mais sobrecarga, com imperfeições de material
 $(1,35 P_g + 1,5 \times 0,3 P_w + 1,4 P_v)$

$P_{x8} = -2,134$	$P_{y8} = 5,497 + 1,5 \times 0,3 \times 2,625 = +8,253$
$P_{x13} = -4,269$	$P_{y13} = -4,928 + 1,5 \times 0,3 \times 7,25 = +0,584$
$P_{x14} = -0,425$	$P_{y14} = -3,623 + 1,5 \times 0,3 \times 5,25 = +1,890$
$P_{x15} = +3,194$	$P_{y15} = -2,321 + 1,5 \times 0,3 \times 5,25 = +3,201$
$P_{x12} = 1,659$	$P_{y12} = +6,800 + 1,5 \times 0,3 \times 2,625 = +9,556$



Projeto de um Edifício Comercial de dois pavimentos para escritório

4) Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para a combinação última definida no item 3, usando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), e obter, para as combinações os máximos esforços solicitantes de cálculo nas barras. Nesta etapa, verificar, com base na sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, se o procedimento usado para a análise estrutural é válido.

O programa utilizado foi o SAP2000 com as seguintes considerações:

- Utilizou-se a hipótese 5 do item anterior;
- $E=160000\text{MPa}$, devido às imperfeições iniciais de material;
- Não foram consideradas imperfeições iniciais, devido a atuação de vento na estrutura;
- Estrutura decomposta em nt (no translation) e lt (lateral translation);
- Estrutura considerada como de pequena ou média deslocabilidade (a ser confirmado no final dos cálculos, desde que o valor de B2 encontrado seja menor que 1,55).

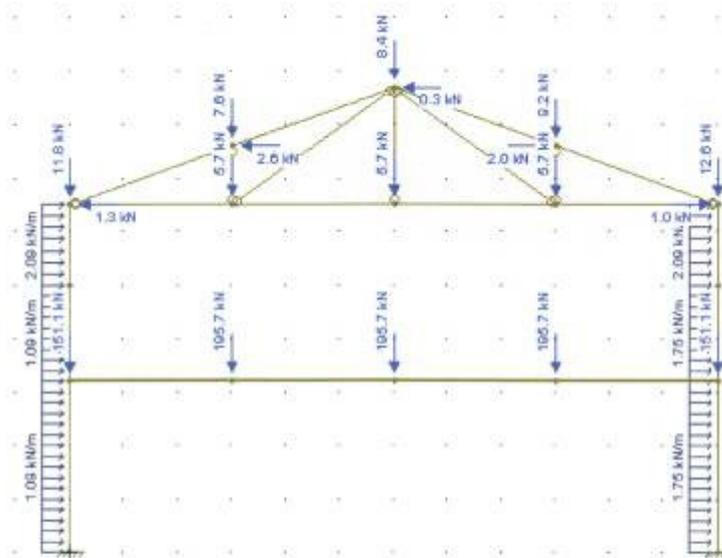


Figura 1 - Cargas atuantes

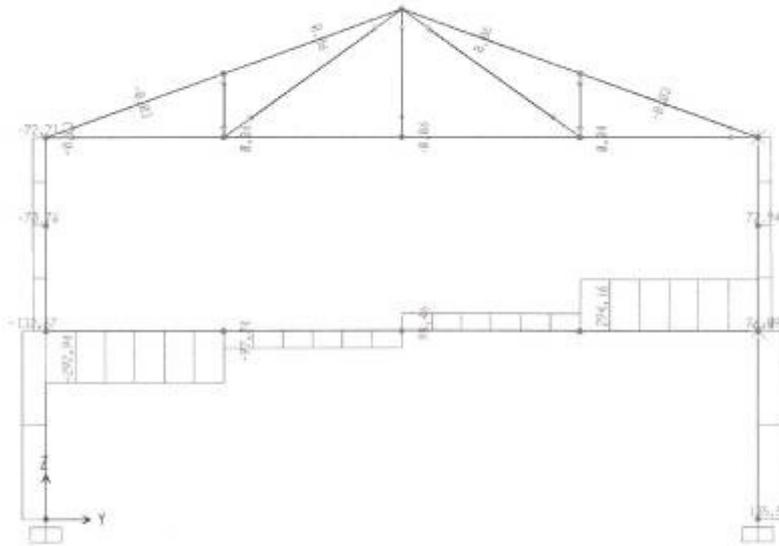


Figura 4 - Diagrama de Cortante

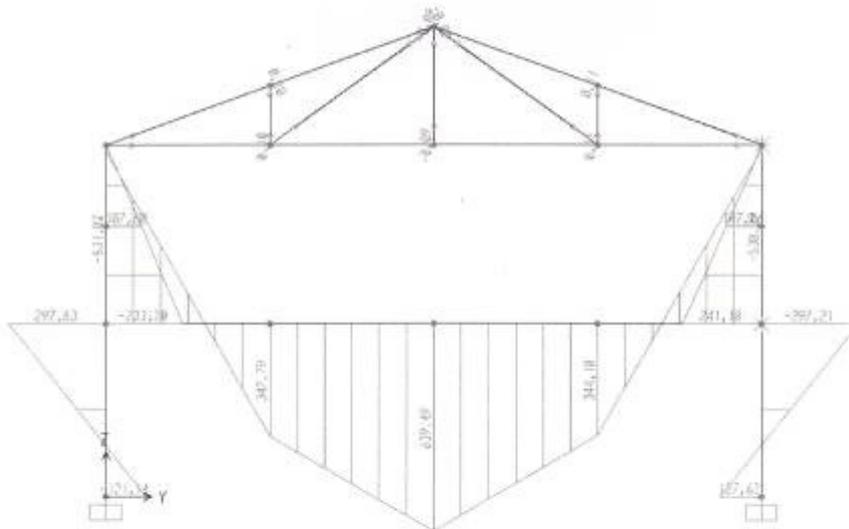


Figura 5 - Diagrama de momento fletor

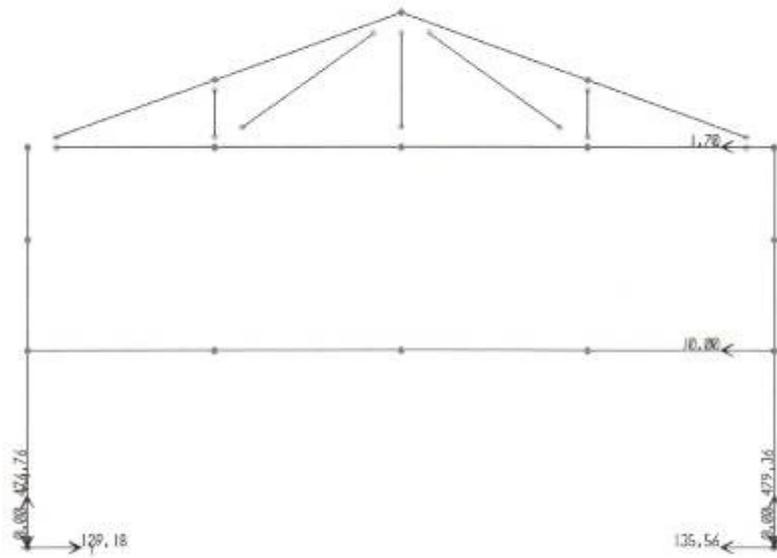


Figura 6 - Esforço normal

Os Esforços obtidos considerando a estrutura LT foram:

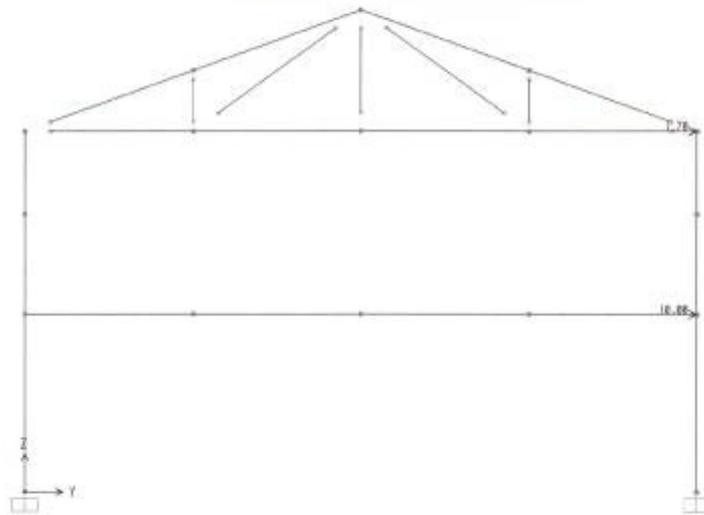
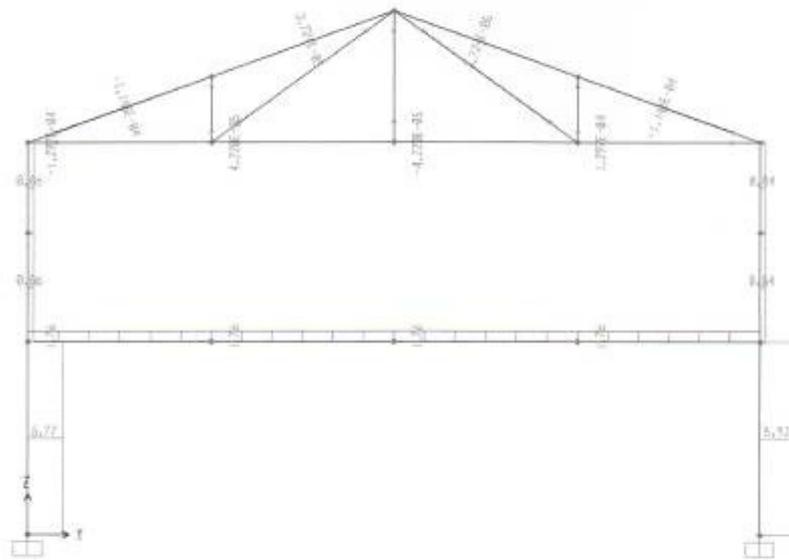
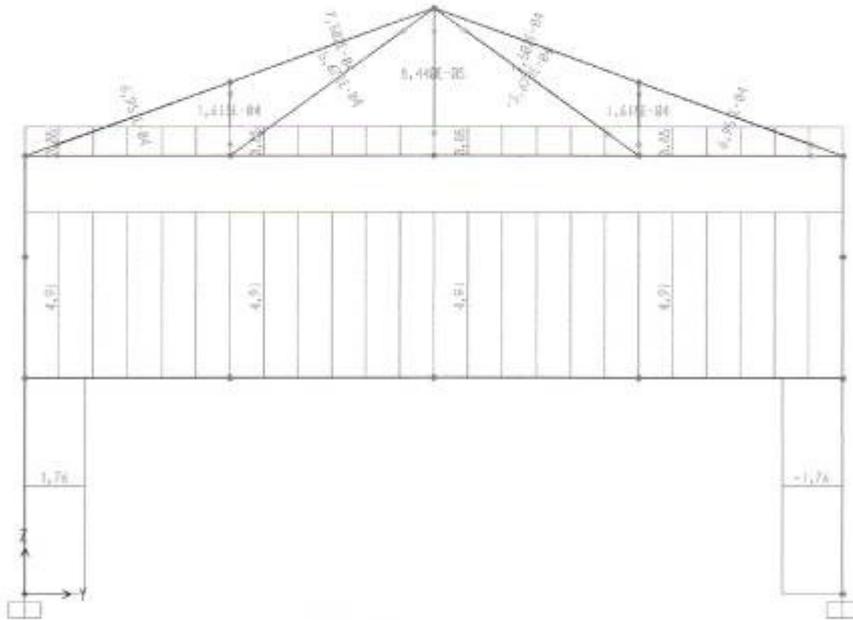


Figura 7 - Estrutura LT



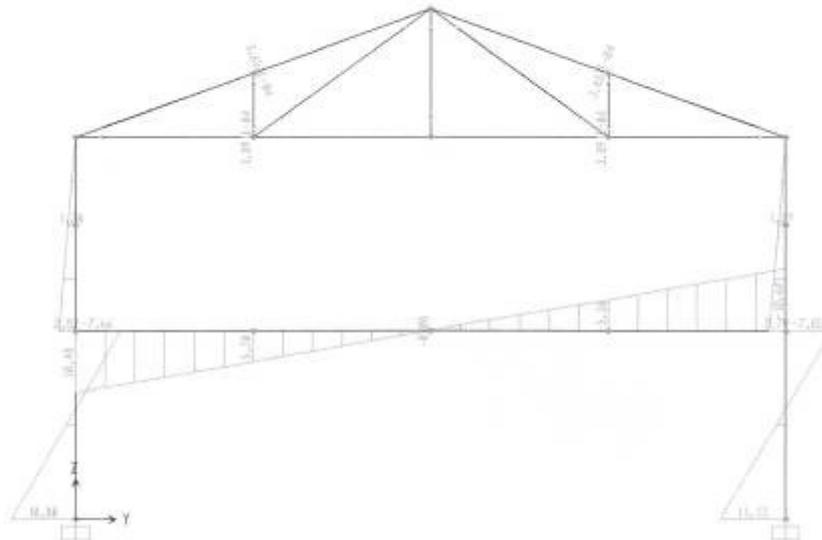


Figura 10 - Diagrama de momento fletor

Formulário

$$B1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Nsd1}{Ne}}$$

onde $Cm=1$ se houver forças transversais entre as extremidades da barra. Caso não haja forças transversais:

$$Cm = 0,6 - 0,4 \times \frac{M1}{M2}$$

$$Ne = \pi^2 \times 0,8 (ExI) / (L^2)$$

BARRA	Cm	Nsd1=Nnt+NIt (kN)	Ne (kN)	B1	B1 adotado
1	0,763	-475,010	34362,702	0,752	1,000
2	0,772	-481,110	34362,702	0,761	1,000
3	0,600	-32,660	32311,668	0,599	1,000
4	0,600	-34,040	32311,668	0,599	1,000
5	1,000	-58,970	165081,986	1,000	1,000
6	1,000	-58,970	165081,986	1,000	1,000
7	1,000	-58,970	165081,986	1,000	1,000
8	1,000	-58,970	165081,986	1,000	1,000

O coeficiente B2 deve ser obtido para cada andar.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_x} \frac{\Delta_n \sum N_{sd}}{h \sum H_{sd}}}$$

Andar	Δ cm	Δh cm	H (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	Rs	B2
1	0,08	0,08	320	956,15	11,7	0,85	1,024628
2	0,16	0,08	330	66,7	1,7	0,85	1,011317

347 Como o valor de B2 não supera 1,55, a estrutura, para o carregamento considerado, é de média deslocabilidade, validando o procedimento.

Cálculo dos esforços solicitantes de cálculo

Barra	$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt}$	$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$	$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$
1	-474,967	-126,900	289,981
2	-481,153	141,490	-305,769
3	-32,660	-71,850	-530,348
4	-34,040	73,780	244,012
5	-58,849	-291,240	-531,020
6	-58,849	-95,540	347,790
7	-58,849	1,710	639,490
8	-58,849	295,860	-538,000

5) Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de tração de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, sabendo-se que as mesmas terão ligação soldada por apenas uma das abas, utilizando, se necessário chapas espaçadoras. Usar cantoneira dupla em aço ASTM A36. Considerar estados limites últimos e de serviço.



Esforços de tração atuantes:

Barra	Esforço
18	20,7
19	5,83
20	23,8

A barra 20 possui maior esforço de tração e por simplificação será utilizada no dimensionamento:

Perfil = L 63,5x6,93

Aço ASTM A36 – $f_y=25\text{kN/cm}^2$

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

Força axial de tração de cálculo = 23,8kN

Força Axial de Tração			
Perfil	L63,5x6,35	F =	23,80 Força Axial de Cálculo [kN]
		F = Nstd	Esforço já majorado
<i>Propriedades do Perfil</i>			
b =	63,50	mm	
t =	6,35	mm	
Ag2 =	15,34	cm ²	(2 * Ag)
xg =	18,30	mm	
yg =	18,30	mm	
Ix1 =	58,00	cm ⁴	(2 * Ix)
Iy1 =	128,74	cm ⁴	(2 * [Ix + Ag1 * x (yg + (t/2)) ²])
rx =	1,96	cm	
ry =	2,90	cm	(Iy/Ag) ^{0,5}
L =	371	cm	Comprimento da Barra
Aço	ASTM A-36		
f _y =	25	kN/cm ²	
f _u =	40	kN/cm ²	
E =	20.000	MPa	
r _{min} =	1,96		
r _{máx} =	2,90		
<i>Escoamento da Seção Bruta</i>			
N _{trd} =	(Ag2 * f _y) / 1,10 =	348,64 kN	< N _{tsd} = 23,80 OK! N_{trd} > N_{tsd}!
<i>Ruptura da Seção Líquida</i>			
ec =	1,50	cm	distância do CG da seção da barra (G) ao plano de cisalhamento da ligação
lc =	6,35	cm	Comprimento efetivo da ligação
Ct =	1 - ec/lc =	0,76	
An =	15,34	cm ²	
Ae =	Ct * Na =	11,72	
N _{trd} =	(Ae * f _u) / 1,35 =	347,15 kN	< N _{tsd} = 23,80 OK! N_{trd} > N_{tsd}!
<i>Esbeltez</i>			
λ _{máx} =	L / r _{min} =	189,29	OK! λ_{máx} < 300!

7) Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de compressão de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras se necessárias. Usar cantoneiras duplas e considerar estados limites últimos e de serviço.

Esforços de compressão atuantes:

Barra	Esforço (kN)
9	-13,33
10	-30,07
11	-30,07
12	-10,84
13	-60,90
14	-58,10
15	-60,43
16	-62,59
17	-6,56
21	-8,37

A barra 16 possui maior esforço de compressão e por simplificação será utilizada no dimensionamento:

Perfil = L 63,5x6,35

Aço ASTM A36 – $f_y=25\text{kN/cm}^2$

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

Força axial de compressão de cálculo = 62,59 kN

Força Axial de Compressão			
Perfil	L63,5x6,35	F =	62,59 Força Axial de Cálculo [kN]
		F = Nscd	Esforço já majorado
<i>Propriedades do Perfil</i>			
b =	63,5	mm	
t =	6,35	mm	
Ag2 =	15,34	cm ²	(2 * Ag)
xg =	18,3	mm	
yg =	18,3	mm	
Ix1 =	58	cm ⁴	(2 * Ix)
Iy1 =	128,74	cm ⁴	(2 * [Ix + Ag1 x (yg + (t/2)) ²])
rx =	1,96	cm	
ry =	2,90	cm	(Iy/Ag) ^{0,5}
L =	319	cm	Comprimento da Barra
Aço	ASTM A-36		
f _y =	25	kN/cm ²	
f _u =	40	kN/cm ²	
E =	20.000	kN/cm ²	
G =	7.700	kN/cm ²	
r _{min} =	1,96		
r _{máx} =	2,90		

Flambagem Local	
$(b/t)_{lim} = 0,45 * (E / fy)^{0,5} =$	12,73
$(b/t)_{sup} = 0,91 * (E / fy)^{0,5} =$	25,74
$b/t =$	10,00
	OK! $b/t < (b/t)_{lim}$
$Q_s =$	1,0
Elementos AL - $Q_a =$	1,0
$Q = Q_a * Q_s =$	1,0
Instabilidade global	
Força de Flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo X:	
$K_x =$	1 (K = 1 para barras birrotuladas)
$N_{ex} = \pi^2 EI / ((K_x \cdot L_x)^2) =$	112,51
$\lambda_x = K_x * L_x / r_x =$	162,76
	OK! $\lambda_x < 200!$
Força de Flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo Y e esbeltez:	
$K_y =$	1 (K = 1 para barras birrotuladas)
$N_{ey} = \pi^2 EI / ((K_y \cdot L_y)^2) =$	249,73 kN
$J = (1/3) * \sum b * t^3 =$	2,059
$x_0 =$	0
$y_0 =$	1,513
$r_0 = (rx^2 + ry^2 + x_0^2 + y_0^2)^{0,5} =$	3,811
$K_z =$	1 (K = 1 para barras birrotuladas)
$N_{ez} = (1/r_0^2) * \{[\pi^2 * E * C_w / (K_z \cdot L_z)^2] + G * J\} =$	1092,00 kN
	C_w , Similar à Seção T = 0
$(y_0 / r_0)^2 =$	0,157531
$N_{eyz} = (N_{ey} + N_{ez}) / [2 * [1 - (y_0 / r_0)^2]] * [1 - [1 - (4 * N_{ey} * N_{ez} * (1 - (y_0 / r_0)^2)) / (N_{ey} + N_{ez})]^{0,5}] =$	239,17 kN
$N_e =$	112,51 kN
	Menor valor entre N_{ex} , N_{ey} , N_{ez} e N_{eyz}

$$\lambda_{yz} = \pi \cdot [(E \cdot A_g) / N_e]^{0,5} = 164,05$$

OK! $\lambda_{yz} < 200!$

$$\lambda_0 = [(Q \cdot A_g \cdot f_y) / N_e]^{0,5} = 1,85$$

$$\chi = 0,257$$

Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo

$$N_{crd} = \chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y / \gamma = 89,70 \text{ kN}$$

OK! $N_{crd} > N_{atuante}$!

$$N_{atuante} = 62,59 \text{ kN}$$

Chapas Espaçadoras

$$\text{Distância máxima entre chapas } l = (L/3) = 106,33 \text{ cm}$$

$$l/r_{\min} \leq [(K \cdot L) / r_{\max}] \cdot 0,5$$

$$l \leq [(K \cdot L) / r_{\max}] \cdot 0,5 \cdot r_{\min} = 107,91 \text{ cm}$$

É necessário, portanto colocar 3 chapas espaçadoras, distanciadas de 106,33 cm ao longo do comprimento da barra composta. Essa solução atende também a condição de se usar pelo menos duas chapas espaçadoras.

Dimensionamento da Viga do Pórtico Interno

Perfil **VS 600 x 111**

Msd = **639,49** Momento Máximo [kN.cm]
 Vsd = **294,16** Cortante [kN]

Propriedades do Perfil

h = **567,00** mm
 tw = **8,00** mm
 b = **300,00** cm²
 tb = **16,00** mm
 Ag = **111,00** cm²
 Zy = **729,00** cm⁴
 Zx = **3448,00** cm⁴
 Ix = **94091,00** cm⁴
 Iy = **7202,00** cm⁴
 rx = **25,80** cm
 ry = **7,14** cm
 J = **91,90** cm⁴
 Cw = **4853760** cm⁶
 Wx = **3136,00** cm³
 Wy = **480,00** cm³
 L = **1200** cm - Comprimento destravado

Aço **USI CIVIL 300**
 fy = **30** kN/cm²
 fu = **40** kN/cm²
 E = **20.000** MPa

1) Verificação ao Momento Fletor

1.1) Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda = b / t_b = \boxed{9,38}$$

$$\lambda_p = 0,38 * (E/f_y)^{0,5} = \boxed{9,81}$$

$$f_y - \delta r = 0,70 * f_y = \boxed{21}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \boxed{0,48}$$

$$\lambda_r = 0,95 * \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta r) / k_c}} = \boxed{20,21}$$

$$M_r = (f_y - \delta r) * W_x = \boxed{65.856} \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x * f_y = \boxed{103.440} \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) * (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) = \boxed{105.018} \text{ kN.cm}$$

1.2) Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = h / t_w = 70,88$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot (E/f_y)^{0,5} = 97,08$$

$\lambda_p > \lambda \rightarrow Mrk = Mpl$

$$Mrk = 103.440 \text{ kN.cm}$$

Resumo:

$$Mrk = 103.440$$

$$Mrk = 103.440 \text{ kN.cm}$$

$$Mrk < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 141.120$$

$$Msd = 639,49$$

$Msd < Mrd$

$$Mrd = Mrk / 1,1 = 703,44 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } Msd < Mrd$$

1.3) Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$\lambda = L / r_y = 168,07$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot (E/f_y)^{0,5} = 45,44$$

$\lambda > \lambda_p \rightarrow$ Calcular λr

$$B1 = Mr / (E \cdot J) = 0,0358$$

$$\lambda r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot B1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot B1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda r = 116,34$$

$$C_b = 3,0 - \frac{2 \cdot M1}{3 \cdot M0} - \frac{8 \cdot M2}{3 \cdot (M0 + M1)} = 3,920$$

$$M0 = -531,02 \text{ kN.cm}$$

$$M1 = -538,06 \text{ kN.cm}$$

$$M2 = 639,49 \text{ kN.cm}$$

$$Mcr = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{Lb^2} \times \left(\sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot (1 + 0,039 \cdot J) \cdot \frac{Lb^2}{C_w}} \right) = 144.298 \text{ kN.cm}$$

$$Mpl = 103.440 \text{ kN.cm}$$

$$Mcr = 103.440 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = M_{cr} / 1,1 = 94,036 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 639 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } M_{sd} < M_{rd}$$

2) Verificação da Força Cortante

$$\lambda = h / t_w = 70,88$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 * (k_v * E / f_y)^{0,5} = 63,51 \quad \text{Calcular } \lambda_r$$

$$\lambda_r = 1,37 * (k_v * E / f_y)^{0,5} = 79,10 \quad \lambda_r > \lambda$$

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * f_y = 862,56 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = (\lambda_p / \lambda) * V_{pl} = 772,91 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 294,16 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd}$

$$V_{rd} = V_{rk} / 1,1 = 702,64 \text{ kN} \quad \text{OK! } V_{sd} < V_{rd}$$

3) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\text{Flecha máxima admissível} \quad f_{adm} = L / 350 = 3,43 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha provocada pela carga permanente} = 2,23 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha provocada pela sobrecarga} = 1,88 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha provocada pelo vento} = 0,092 \text{ cm}$$

Utilizando a combinação rara de serviço e tomando a sobrecarga como variável principal tem-se:

$$f_{total} = f_{cp} + f_{sc} + 0,3 * f_v = 4,14 \text{ mm} \quad \text{Ok! Flecha menor que a admissível!}$$

Dimensionamento da Viga V1

Perfil **W360 X 64,0**

Propriedades do Perfil

h =	320,00	mm
tw =	7,70	mm
b =	203,00	cm ²
tb =	13,50	mm
Ag =	81,70	cm ²
Zy =	284,50	cm ³
Zx =	1145,50	cm ³
Ix =	17890,00	cm ⁴
Iy =	1885,00	cm ⁴
rx =	14,80	cm
ry =	4,80	cm
J =	44,57	cm ⁴
Cw =	523362	cm ⁶
Wx =	1031,10	cm ³
Wy =	185,70	cm ³
L _{long} =	7,00	Vão Longitudinal da Viga [m]
L _{transv} =	1,50	Vão Transversal da Viga [m]
qcp =	3,57	Carga permanente [kN/m ²]
qpar =	6,60	Carga parede e janela [kN/m]
qsc =	3,00	Sobrecarga [kN/m ²]

Aço	ASTM A572 GRAU 50
fy =	34,5 kN/cm ²
fu =	45 kN/cm ²
E =	20.000 MPa

Combinação de Carga

Carga Permanente = 1,4 x qcp x L _{transv} =	7,50	kN/m	
Paredes e Janelas = 1,4 x qpar =	9,24	kN/m	q _{TOTAL} = 23,04 kN/m
Sobrecarga = 1,4 x qsc x L _{transv} =	6,30	kN/m	
Cortante :	$V = q_{total} * L_{long} / 2 =$	80,63	kN
Momento :	$M = q_{total} * L_{long}^2 / 8 =$	141,10	kN.m => 14.110 kN.cm
Msd =	14.110	Momento Fletor [kN.cm]	
Vsd =	80,63	Cortante [kN]	

1) Verificação ao Momento Fletor

1.1) Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda = b / t_b = 7,52$$

$$\lambda_p = 0,38 * (E/f_y)^{0,5} = 9,15$$

Não é necessário Calcular λ_r , $M_{rk} = M_{pl}$

$$f_y - \delta r = 0,70 * f_y = 24,15$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = 0,62$$

$$\lambda_r = 0,95 * \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta r) / k_c}} = 21,54$$

$$M_r = (f_y - \delta r) * W_x = 24.901 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x * f_y = 39.520 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) * (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) = 41.445 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = M_{pl} = 39.520 \text{ kN.cm} \quad \text{Se } \lambda > \lambda_p$$

$$M_{rk} = 39.520 \text{ kN.cm}$$

1.2) Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = h / t_w = 41,56$$

$$\lambda_p = 3,76 * (E/f_y)^{0,5} = 90,53$$

$\lambda_p > \lambda \rightarrow M_{rk} = M_{pl}$

$$M_{rk} = 39.520 \text{ KN.cm}$$

Resumo:

$$M_{rk} = 39.520 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 39.520 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} < 1,5 * W_x * f_y = 53.359$$

$$M_{sd} = 14.110 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} < M_{rd}$$

$$M_{rd} = M_{rk} / 1,1 = 35.521 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } M_{sd} < M_{rd}$$

1.3) Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$L_b = 0 \text{ cm} \quad \text{Comprimento destravado}$$

$$\lambda = L_b / r_y = 0,00$$

$$\lambda_p = 1,76 * (E/f_y)^{0,5} = 42,38$$

$$M_{pl} = 39.520 \text{ kN.cm}$$

$$M_{cr} = 39.520 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = M_{cr} / 1,1 = 35.927 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 14.110 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } M_{sd} < M_{rd}$$

2) Verificação da Força Cortante

$$\lambda = h / t_w = 41,56$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 * (k_v * E/f_y)^{0,5} = 59,22 \quad \lambda_p > \lambda \rightarrow M_{rk} = M_{pl}$$

$$\lambda_r = 1,37 * (k_v * E/f_y)^{0,5} = 73,76 \quad \lambda_r > \lambda$$

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * f_y = 553,08 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = (\lambda_p / \lambda) * V_{pl} = 553,08 \text{ kN} \quad \text{Se } \lambda_p < \lambda$$

$$V_{rk} = V_{pl} = 553,08 \text{ kN} \quad \text{Se } \lambda_p > \lambda$$

$$V_{sd} = 80,63 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd}$

$$V_{rd} = V_{rk} / 1,1 = 502,80 \text{ kN} \quad \text{OK! } V_{sd} < V_{rd}$$

3) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\text{Carregamento permanente: } C_{per} = q_{cp} \times L_{transv} = 5,36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento paredes e janelas: } C_{par} = q_{par} = 6,60 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sobrecarga: } q_s = q_{sc} \times L_{transv} = 4,50 \text{ kN/m}$$

$$q_p = C_{per} + C_{par} = 11,96$$

Flecha máxima admissível	$F_{adm} = L / 350 =$	2,00	cm
Flecha provocada pela carga permanente	$= 5 * q_p * L^4 / (384 * E * I_x) =$	1,045	cm
Flecha provocada pela sobrecarga	$= 5 * q_s * L^4 / (384 * E * I_x) =$	0,393	cm
Flecha Total =	1,438	cm	Ok! Flecha menor que a admissível!

Dimensionamento da Viga V2

Perfil **L50,8x6,35**

Propriedades do Perfil

h =	575,00	mm
tw =	8,00	mm
b =	300,00	cm ²
tb =	12,50	mm
Ag =	121,00	mm
Zy =	572,00	cm ⁴
Zx =	2864,00	cm ⁴
Ix =	16143,00	cm
Iy =	5627,00	cm
rx =	25,29	
ry =	6,82	
J =	49,10	
Cw =	4853760	
Wx =	2580,00	
Wy =	375,00	
L _{long} =	7,00	Vão Longitudinal da Viga [m]
L _{transv} =	3,00	Vão Transversal da Viga [m]
qcp =	3,57	Carga permanente [kN/m ²]
qsc =	3,00	Sobrecarga [kN/m ²]

Aço	USI CIVIL 300	
fy =	30	kN/cm ²
fu =	40	kN/cm ²
E =	20.000	MPa

Combinação de Carga

Carga Permanente = $1,4 \times qcp \times L_{transv} =$	14,99	kN/m		
Sobrecarga = $1,4 \times qsc \times L_{transv} =$	12,60	kN/m		
			$q_{total} =$	27,59 kN/m
Cortante :	$V = q_{total} \times L_{long} / 2 =$	96,58	kN	
Momento :	$M = q_{total} \times L_{long}^2 / 8 =$	169,01	kN.m	\Rightarrow 16.901 kN.cm
Msd =	16.901	Momento Fletor [kN.cm]		
Vsd =	96,58	Cortante [kN]		

1) Verificação ao Momento Fletor

1.1) Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda = b / t_b = 12,00$$

$$\lambda_p = 0,38 * (E/f_y)^{0,5} = 9,81$$

$\lambda > \lambda_p \rightarrow$ Calcular λ_r

$$f_y - \delta r = 0,70 * f_y = 21$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{k_c} / t_w} = 0,47$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta r) / k_c}} = 20,14$$

$$M_r = (f_y - \delta r) * W_x = 54.180 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x * f_y = 85.920 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) = 79.193 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = M_{pl} = 85.920 \text{ kN.cm} \quad \text{Se } \lambda > \lambda_p$$

$$M_{rk} = 79.193 \text{ kN.cm}$$

1.2) Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = h / t_w = 71,88$$

$$\lambda_p = 3,76 * (E/f_y)^{0,5} = 97,08$$

$\lambda_p > \lambda \rightarrow M_{rk} = M_{pl}$

$$M_{rk} = 85.920 \text{ KN.cm}$$

Resumo:

$$M_{rk} = 79.193 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 79.193 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} < 1,5 * W_x * f_y = 116.100$$

$$M_{sd} = 16.901 \text{ kN.cm}$$

$M_{sd} < M_{rd}$

$$M_{rd} = M_{rk} / 1,1 = 18.591 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } M_{sd} < M_{rd}$$

1.3) Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$L_b = 0 \text{ cm} \quad \text{Comprimento destravado}$$

$$\lambda = L_b / r_y = 0,00$$

$$\lambda_p = 1,76 * (E/f_y)^{0,5} = 45,44$$

$$M_{pl} = 85.920 \text{ kN.cm}$$

$$M_{cr} = 85.920 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = M_{cr} / 1,1 = 78.109 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 16.901 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } M_{sd} < M_{rd}$$

2) Verificação da Força Cortante

$$\lambda = h / t_w = 71,88$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 * (k_v * E/f_y)^{0,5} = 63,51 \quad \lambda_p < \lambda \rightarrow \text{Calcular } \lambda_r$$

$$\lambda_r = 1,37 * (k_v * E/f_y)^{0,5} = 79,10 \quad \lambda_r > \lambda$$

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * f_y = 864,00 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = (\lambda_p / \lambda) * V_{pl} = 763,43 \text{ kN} \quad \text{Se } \lambda_p < \lambda$$

$$V_{rk} = V_{pl} = 864,00 \text{ kN} \quad \text{Se } \lambda_p > \lambda$$

$$V_{sd} = 96,58 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd}$

$$V_{rd} = V_{rk} / 1,1 = 694,03 \text{ kN} \quad \text{OK! } V_{sd} < V_{rd}$$

3) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\text{Carregamento permanente: } q_p = q_{cp} \times L_{\text{transv}} = 10,71 \text{ kN/m}$$

$$\text{Sobrecarga: } q_s = q_{sc} \times L_{\text{transv}} = 9,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Flecha máxima admissível} \quad f_{adm} = L / 350 = 2,00 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha provocada pela carga permanente} = 5 * q_p * L^4 / (384 * E * I_x) = 1,037 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha provocada pela sobrecarga} = 5 * q_s * L^4 / (384 * E * I_x) = 0,871 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha Total} = 1,909 \text{ cm}$$

Ok! Flecha menor que a admissível!

Dimensionamento do Pilar

Perfil **W 310x97,0**

Msd = **297,21** Momento Fletor [kN.cm]
 Nsd = **135,56** Força Axial [kN]

Propriedades do Perfil

h = **277,00** mm
 tw = **9,90** mm
 b = **305,00** cm²
 tb = **15,40** mm
 Ag = **97,00** cm²
 Zy = **725,00** cm⁴
 Zx = **1594,20** cm⁴
 Ix = **22284,00** cm⁴
 Iy = **7286,00** cm⁴
 rx = **13,43** cm
 ry = **7,68** cm
 J = **92,12** cm⁴
 Cw = **1558682** cm⁶
 Wx = **1447,00** cm³
 Wy = **477,80** cm³
 L_{long} = **3,20** Vão Longitudinal do Pilar [m]

Aço **ASTM A572 - Grau 50**
 fy = **34,5** kN/cm²
 fu = **45** kN/cm²
 E = **20.000** MPa
 G = **7.700** kN/cm²

1) Verificação ao Momento Fletor

1.1) Flambagem Local da Mesa (FLM)

$\lambda = b / t_b =$

$\lambda_p = 0,38 * (E/f_y)^{0,5} =$

$\lambda > \lambda_p \rightarrow$ Calcular λ_r

$f_y - \delta r = 0,70 * f_y =$

$k_c = 4 / (b/t_b)^{0,5} =$

$\lambda_r = 0,95 * \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta r) / k_c}} =$

$M_r = (f_y - \delta r) * W_x =$ kN.cm

$M_{pl} = Z_x * f_y =$ kN.cm

$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) * (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) =$ kN.cm Se $\lambda > \lambda_p$

$M_{rk} = M_{pl} =$ kN.cm Se $\lambda > \lambda_p$

$M_{rk} =$ kN.cm

1.2) Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = h / t_w = 27,98$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot (E/f_y)^{0,5} = 90,53 \quad \lambda_p > \lambda \rightarrow Mrk = Mpl$$

$$f_y - \delta r = 0,70 \cdot f_y = 24,15$$

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

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta r) / k_c}} = 23,77$$

$$Mr = (f_y - \delta r) \cdot W_x = 34.945 \text{ kN.cm}$$

$$Mpl = Z_x \cdot f_y = 55.000 \text{ kN.cm}$$

$$Mrk = Mpl - (Mpl - Mr) \cdot (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p) = 36.209 \text{ kN.cm} \quad \text{Se } \lambda > \lambda_p$$

$$Mrk = Mpl = 55.000 \text{ kN.cm} \quad \text{Se } \lambda > \lambda_p$$

$$Mrk = 55.000 \text{ kN.cm}$$

Resumo:

$$Mrk = 53.967 \text{ kN.cm}$$

$$Mrk = 53.967 \text{ kN.cm}$$

$$Mrk < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 74.882$$

$$Msd = 297 \text{ kN.cm}$$

$$Msd < Mrd$$

$$Mrd = Mrk / 1,1 = 327 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } Msd < Mrd$$

1.3) Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$L_b = 320 \text{ cm} \quad \text{Comprimento destravado}$$

$$\lambda = L_b / r_y = 41,67$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot (E/f_y)^{0,5} = 42,38 \quad \lambda < \lambda_p, M_{cr} = Mpl$$

$$Mpl = 55.000 \text{ kN.cm}$$

$$M_{cr} = 55.000 \text{ kN.cm}$$

$$Mrd = M_{cr} / 1,1 = 50.000 \text{ kN.cm}$$

$$Msd = 297 \text{ kN.cm} \quad \text{OK! } Msd < Mrd$$

2) Verificação da Força Cortante

$$\lambda = h / t_w = 71,88$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot (k_v \cdot E / f_y)^{0,5} = 63,51 \quad \lambda_p < \lambda \rightarrow \text{Calcular } \lambda_r$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot (k_v \cdot E / f_y)^{0,5} = 79,10 \quad \lambda_r > \lambda$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 876,96 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = (\lambda_p / \lambda) \cdot V_{pl} = 774,88 \text{ kN} \quad \text{Se } \lambda_p < \lambda$$

$$V_{rk} = V_{pl} = 876,96 \text{ kN} \quad \text{Se } \lambda_p > \lambda$$

$$V_{sd} = 473,42 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{rd}$

$$V_{rd} = V_{rk} / 1,1 = 704,44 \text{ kN} \quad \text{OK! } V_{sd} < V_{rd}$$

3) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\text{Flecha máxima admissível no topo dos pilares} \quad F_{adm} = L / 400 = 0,80 \text{ cm}$$

$$\text{Saída do programa : Deslocamento no topo} = 0,16 \text{ cm} \quad \text{OK! Flecha menor que a admissível!}$$

$$\text{Flecha máxima admissível (deslocamento relativo)} \quad F_{adm} = L / 500 = 0,64 \text{ cm}$$

$$\text{Considerando o deslocamento máximo relativo entre os dois pisos (resultado do programa):} \quad 0,08$$

OK! Flecha menor que a admissível!

4) Verificação da Força Axial de Compressão

4.1) Flambagem Local

Mesa:

$$(b/t)_{lim} = 0,56 * (E / f_y)^{0,5} = 10,83$$

$$b / t_b = 9,90$$

OK! $b/t < (b/t)_{lim}$

$$Q_s = 1,0$$

Alma:

$$(b/t)_{lim} = 1,49 * (E / f_y)^{0,5} = 35,87$$

$$h / t_w = 27,98$$

$$\text{Elementos AL} - Q_a = 1,0$$

$$Q = Q_a * Q_s = 1,0$$

4.2) Instabilidade global

Força de Flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo X:

$$K_x = 1 \quad (K = 1 \text{ para barras birrotuladas})$$

$$N_{ex} = \pi^2 E I_x / (K_x L_x)^2 = 47.881$$

$$\lambda_x = K_x * L_x / r_x = 23,72$$

OK! $\lambda_x < 200!$

Força de Flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo Y e esbeltez:

$$K_y = 1 \quad (K = 1 \text{ para barras birrotuladas})$$

$$N_{ey} = \pi^2 E I_y / (K_y L_y)^2 = 15.658 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = K_y * L_y / r_y = 41,45$$

OK! $\lambda_x < 200!$

Força de Flambagem por torção:

Não há necessidade de se calcular, pois o comprimento de flambagem por torção pura é maior do que o da flexão em relação ao eixo de menor inércia

$$N_e = 15.658 \text{ kN}$$

Menor valor entre N_{ex} e N_{ey}

$$\lambda_0 = [(Q * A_g * f_y) / N_e]^{0,5} = 0,46$$

$$\chi = 0,914$$

Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo

$$N_{crd} = \chi * Q * A_g * f_y / \gamma = 2781,95 \text{ kN}$$

OK! $N_{crd} > N_{sd}$

$$N_{sd} = 135,56 \text{ kN}$$

11) Não é necessário a reavaliação dos deslocamentos horizontais uma vez que todos os perfis adotados passaram nas verificações.

Com isso, os deslocamentos horizontais obtidos no item 10.3 deste trabalho, permanecerão os mesmos, sendo o deslocamento máximo horizontal obtido igual a 1,6mm.