



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO DE PEQUENO PORTE EM ESTRUTURA DE AÇO

Professor: Ricardo Hallal Fakury

Aluno: Paloma Ribeiro Louzada

Índice

1) Introdução	1
2) Objetivo	1
3) Programas Utilizados.....	1
4) Desenvolvimento	2
4.1) Geometria e Numeração de Barras e Nós.....	2
5) Verificação das Ações Dispostas sobre os Pórticos Internos	2
5.1) Cargas Permanentes	2
5.2) Sobrecarga.....	3
5.3) Vento	4
6) Pré-dimensionamento.....	7
6.1) Pilares	7
6.2) Vigas	7
6.3) Cordas.....	7
6.4) Montantes e Diagonais	7
7) Combinações Últimas de Ações	7
7.1) Vento como Variável Principal	7
8) Análise Estrutural dos Pórticos	8
8.1) Estrutura Original:	8
8.2) Estrutura NT	9
8.3) Estrutura LT	9
8.4) Esforços Solicitantes na Estrutura NT	10
8.5) Esforços Solicitantes na Estrutura LT	12
8.6) Valores dos Coeficientes B_1	14
8.7) Valores dos Coeficientes B_2	14
8.8) Valores dos Esforços Solicitantes de Cálculo	14
9) Dimensionamento das barras tracionadas	15
10) Dimensionamento das barras comprimidas	16
10.1) Montante/Diagonal.....	16
10.2) Corda Inferior/Corda Superior	18
11) Dimensionamento da Viga dos Pórticos Internos.....	21
11.1) Propriedades Geométricas (perfil VS 650x98,0)	21
11.2) Aço estrutural.....	21
11.3) Esforços solicitantes de cálculo	22
11.4) Verificação ao Momento Fletor	22

11.5)	Verificação à Força Cortante	24
11.6)	Verificação do Estado Limite de Serviço	24
12)	Dimensionamento das Vigas V1 e V2 do Piso do 2º Pavimento	25
12.1)	Dimensionamento da Viga V2	25
12.2)	Dimensionamento da Viga V1	28
13)	Dimensionamento dos Pilares dos Pórticos Internos	31
13.1)	Propriedades Geométricas (perfil HP 250x85,0).....	31
13.2)	Aço estrutural.....	31
13.3)	Esforços solicitantes de cálculo	31
13.4)	Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo	32
13.5)	Momento Fletor Resistente de Cálculo.....	34
13.6)	Efeitos Combinados de $N_{c,Rd}$ e $M_{x,Rd}$	36
13.7)	Verificação à Força Cortante	37
13.8)	Verificação do Estado Limite de Serviço	37
14)	Conclusão	37
15)	Normas / Bibliografia Adotadas	37

1) Introdução

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

Enquanto na Inglaterra cerca de 70% dos prédios com mais de quatro andares usam estrutura de aço, no Brasil esse percentual não passa de 5%.

Hoje a construção metálica está em todos os nichos: comercial, industrial e inclusive habitacional. Estima-se que este segmento da construção civil deva ter crescido 15% em 2011 e a expectativa é de que se cresça ainda mais em 2012.

Entre as principais vantagens da utilização de estruturas metálicas, pode-se destacar:

- Racionamento de material e mão de obra;
- Rapidez no processo de montagem;
- Alívio de carga nas fundações;
- Maior aproveitamento no espaço interno;
- Mobilidade, podendo ser desmontada e remontada em outro local;
- Facilidade de expansão;
- Baixo custo de manutenção;
- Rápido retorno do investimento.

Como desvantagens, o uso de estruturas de aço exige maior conservação que as estruturas de concreto armado; maior grau de especialização da mão-de-obra de montagem no canteiro de obras; elevado gasto com equipamentos normalmente alugados ou amortizados pela obra específica e em geral, elevado custo.

2) Objetivo

O presente trabalho tem como objetivo efetuar o dimensionamento estrutural das barras tracionadas e comprimidas que compõem a treliça da cobertura e as vigas e pilares dos pórticos internos.

3) Programas Utilizados

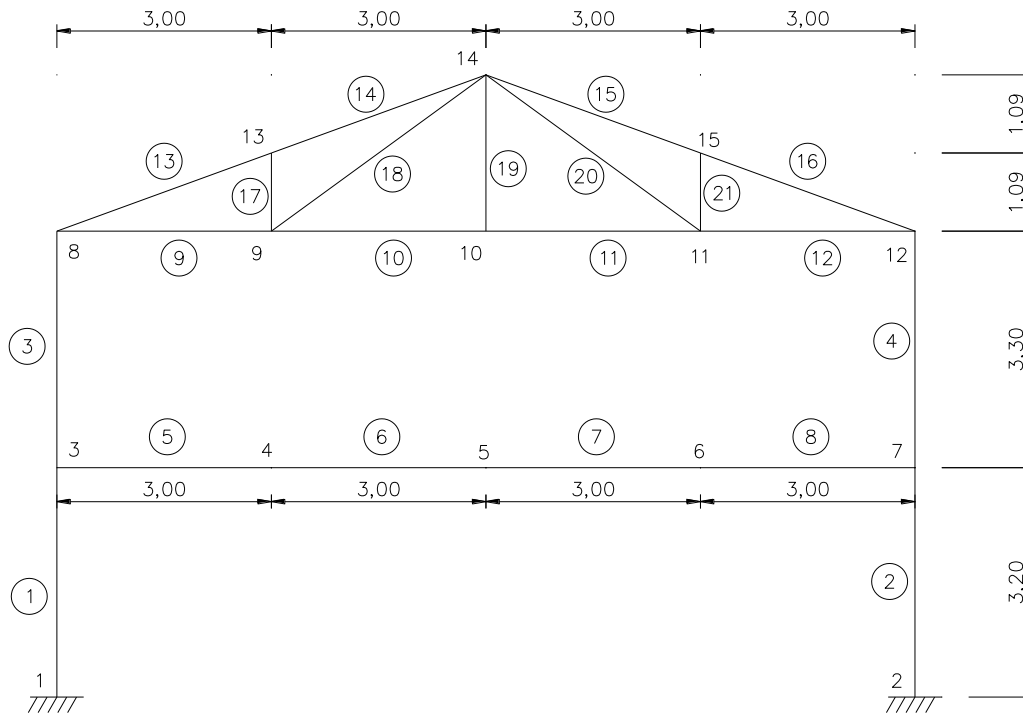
Utilizaram-se os seguintes programas para o desenvolvimento do trabalho:

- FTOOL;
- AUTOCAD;
- EXCEL.

4) Desenvolvimento

Os cálculos dos esforços nas barras foram obtidos através do software FTOOL.

4.1) Geometria e Numeração de Barras e Nós



5) Verificação das Ações Dispostas sobre os Pórticos Internos

5.1) Cargas Permanentes

- **Piso do 2º Pavimento**

→ Alvenaria + Acabamento sobre V1

Entre eixos 2 e 3, 5 e 6: $g = 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,3 \text{ m}$ 6,60 kN/m

Entre demais eixos: $g = 2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,30 \text{ m}/2 + 0,2 \text{ kN/m}^2 \times 3,30 \text{ m}/2$ 3,63 kN/m

→ Laje de concreto: $25,0 \text{ kN/m}^3 \times 0,10 \text{ m}$: 2,5 kN/m²

→ Forro no teto do 1º pavimento: 0,20 kN/m²

→ Revestimento piso 2º pavimento: 0,50 kN/m²

→ Peso estimado da Estrutura Metálica: 0,37 kN/m²

Total: 3,57 kN/m²

- **Cobertura:**

→ Forro no teto do 2º pavimento: 0,20 kN/m²

→ Telhas: 0,07 kN/m²

→ Peso estimado da Estrutura Metálica: 0,17 kN/m²

Total: 0,44 kN/m²

- **Resumo:**

Cargas nos nós 8 a 12 (cobertura + pilar)
 $0,44 \times 7,0 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 8,415\text{kN}$

Cargas nos nós 9, 10 e 11 (forro)
 $0,20 \times 7,0 \times 3,0 = 4,20\text{kN}$

Cargas nos nós 13, 14 e 15 (estrutura + telha)
 $0,17 \times 7,0 \times 3,0 + 0,07 \times 7,0 \times 3,0 = 5,04\text{kN}$

Cargas nos nós 3 e 7 (reação das vigas V1 e pilar)

Eixos 2, 3, 5 e 6: $6,60 \times 3,50 + 3,63 \times 3,50 + 3,57 \times 7,0 \times 1,50 + 1,15 \times 3,20 = 76,97\text{kN}$

Eixo 4: $3,63 \times 7,0 + 3,57 \times 7,0 \times 1,50 + 1,15 \times 3,20 = 66,575\text{kN}$

Cargas nos nós 4,5 e 6 (reação das vigas V2)
 $3,57 \times 7,0 \times 3,0 = 74,97\text{kN}$

5.2) Sobrecarga

- **Cobertura**

Sobrecarga em projeção horizontal: $0,25 \text{ kN/m}^2$

- **Piso do 2º pavimento**

Valor usual: $2,0 \text{ kN/m}^2$

Adicional (divisória): $1,0 \text{ kN/m}^2$

- **Resumo:**

Cargas nos nós 8 e 12 (sobrecarga cobertura)
 $0,25 \times 7,0 \times 1,5 = 2,625\text{kN}$

Cargas nos nós 13, 14 e 15 (sobrecarga cobertura)
 $0,25 \times 7,0 \times 3,0 = 5,25\text{kN}$

Cargas nos nós 3 e 7 (reações das vigas V1)
 $(2,0 + 1,0) \times 7,0 \times 1,5 = 31,5\text{kN}$

Cargas nos nós 4, 5 e 6 (reações das vigas V2)
 $(2,0 + 1,0) \times 7 \times 3,0 = 63,0\text{kN}$

5.3) Vento

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

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

$$S_1 = 1,0 \text{ (terreno plano)}$$

$$S_2 = 0,76 \text{ para altura 5m e } 0,83 \text{ para altura entre 5m e 10m (categoria IV, classe B)}$$

$$S_3 = 1,0 \text{ (grupo 2)}$$

$$\text{Para } h \leq 5\text{m} \quad V_K = 1,0 \times 0,76 \times 1,0 \times 35 = 26,60\text{m/s}$$

$$\text{Pressão dinâmica: } q = 0,613 \times V_K^2 = 0,613 \times (26,60)^2 = 433,7\text{N/m}^2 = 0,434\text{kN/m}^2$$

$$\text{Para } 5 < h \leq 10\text{m} \quad V_K = 1,0 \times 0,83 \times 1,0 \times 35 = 29,05\text{m/s}$$

$$\text{Pressão dinâmica: } q = 0,613 \times (29,05)^2 = 517,3\text{N/m}^2 = 0,517\text{kN/m}^2$$

Pressão dinâmica distribuída na altura

$$\text{Para } h \leq 5\text{m} \quad q_p = 0,434 \times 42/7 = 2,604\text{kN/m}$$

$$\text{Para } 5 < h \leq 10\text{m} \quad q_p = 0,517 \times 42/7 = 3,102\text{kN/m}$$

- **Coefficiente de Forma Externo**

$$a = 42,0\text{m}$$

$$b = 12,0\text{m}$$

$$h = 6,50\text{m}$$

→ Para Paredes

$$\frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 \rightarrow \frac{1}{2} < \frac{h}{b} = 0,54 < \frac{3}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,50 \rightarrow 2 < \frac{a}{b} = 3,50 < 4$$

$$\text{Para } \alpha = 90^\circ: \quad \text{Parede a barlavento: } C_e = +0,70$$

$$\text{Parede a sotavento: } C_e = -0,60$$

→ Para Telhado

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} = 0,54 < \frac{3}{2} \rightarrow \theta = 19,97^\circ \cong 20^\circ$$

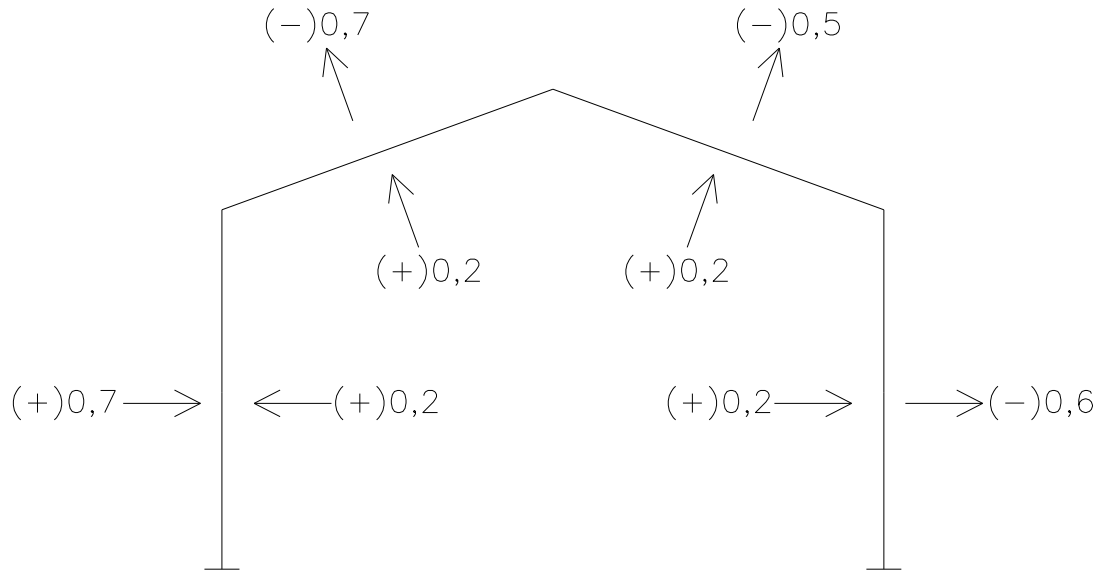
$$\text{Para } \alpha = 90^\circ: \quad \text{Parte do telhado a barlavento: } C_e = -0,70$$

$$\text{Parte do telhado a sotavento: } C_e = -0,50$$

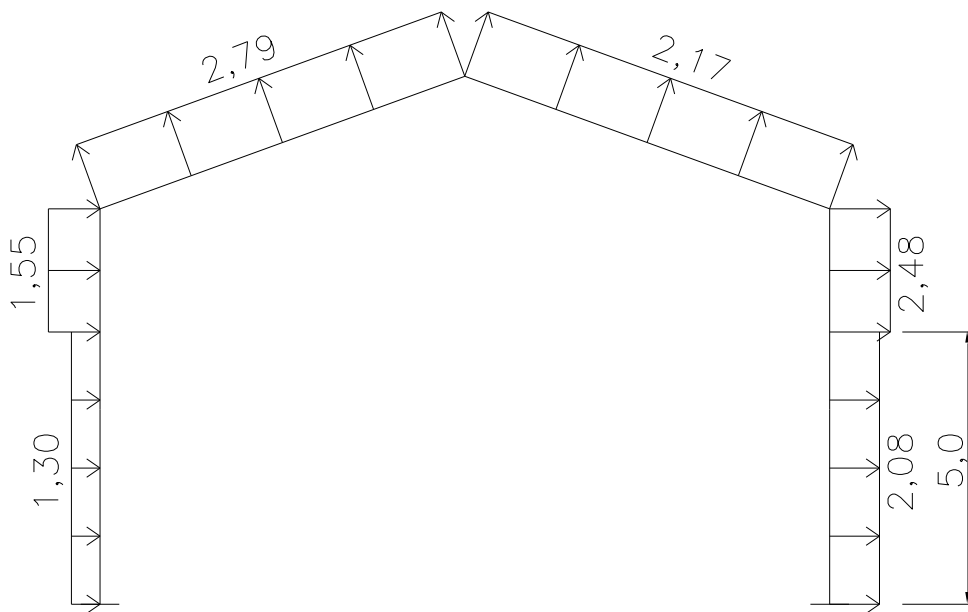
- **Coefficiente de Pressão Interno**

Duas fachadas opostas igualmente permeáveis e as demais impermeáveis.

→ Vento perpendicular a uma fachada permeável: $C_{pi} = +0,2$.



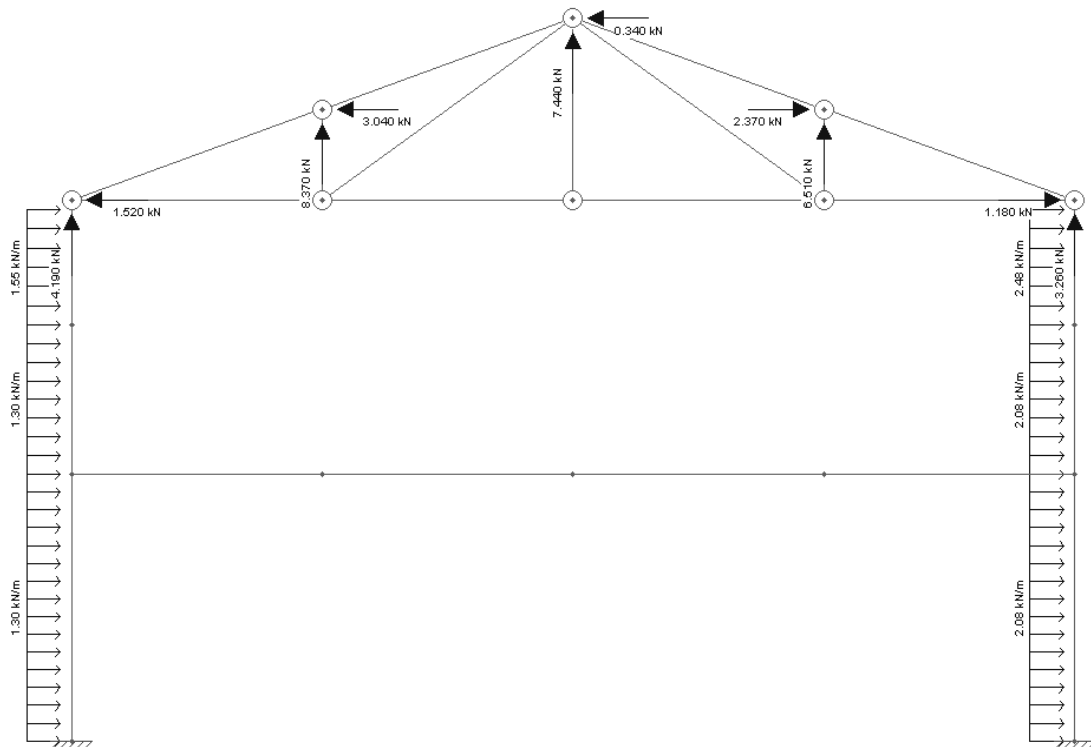
Coefficiente de forma e de pressão



Forças finais nos pórticos

$$F = (C_e - C_{pi}) \times q_p$$

→ Vento da esquerda para direita



6) Pré-dimensionamento

6.1) Pilares

Os pilares (barras 1 a 4) devem possuir perfil laminado do tipo H da GERDAU AÇOMINAS com altura de 250mm ou 310, em aço ASTM A572 – Grau 50;

HP250x50 – Aço ASTM A572-Grau 50;

6.2) Vigas

A viga do pórtico (barras 5 a 8) deve possuir perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 com altura entre 550mm e 650mm em aço USI CIVIL 300;

VS650x98 – Aço USI CIVIL 300;

6.3) Cordas

As cordas inferior (barras 9 a 12) e superior da treliça de cobertura (barras 13 a 16) devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 50,8mm e 76,2mm, em aço ASTM A36;

L50,80x7,94 – Aço ASTM A36;

6.4) Montantes e Diagonais

Os montantes (barras 17, 19 e 21) e as diagonais (barras 18 e 20) da treliça de cobertura devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 44,45mm e 63,5mm, em aço ASTM A36.

L44,75x6,35 – Aço ASTM A36.

7) Combinações Últimas de Ações

7.1) Vento como Variável Principal

Ações variáveis < 5kN/m²

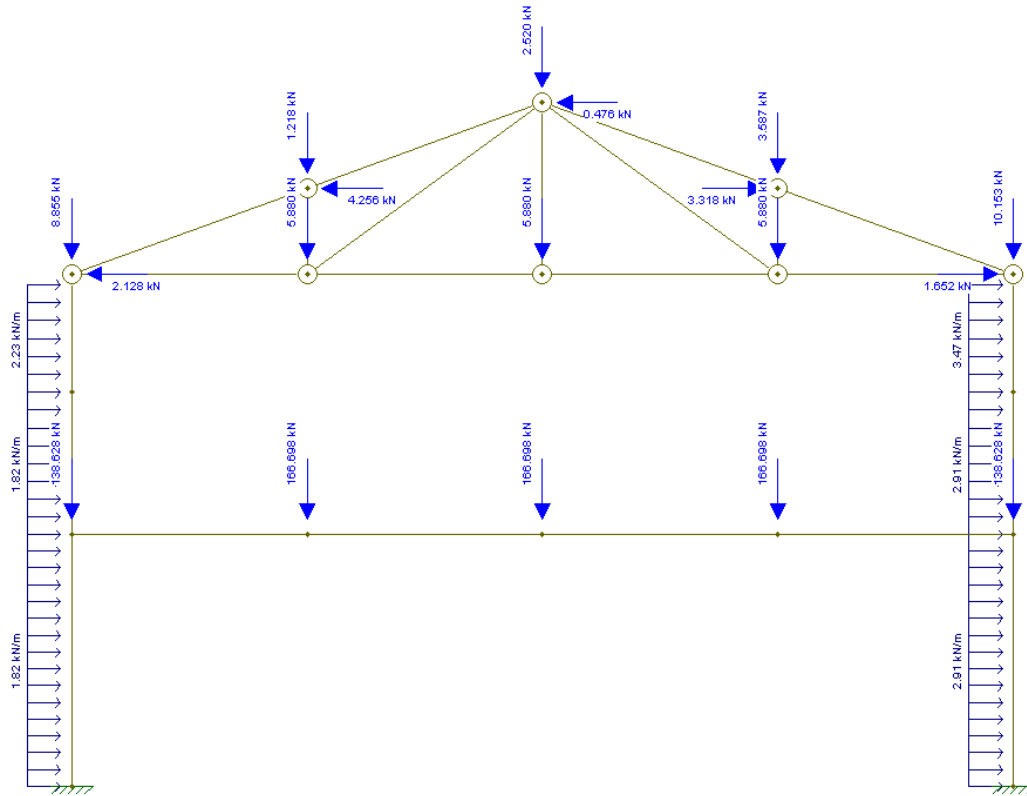
$$\text{COMB1} = (1,4 \times \text{CP}) + (1,4 \times \text{VE}) + (1,4 \times 0,7 \times \text{SC}_{\text{piso}}) + (1,4 \times 0,8 \times \text{SC}_{\text{cobertura}});$$

Onde: CP = Carga Permanente;
VE = Vento;
SC = Sobrecarga.

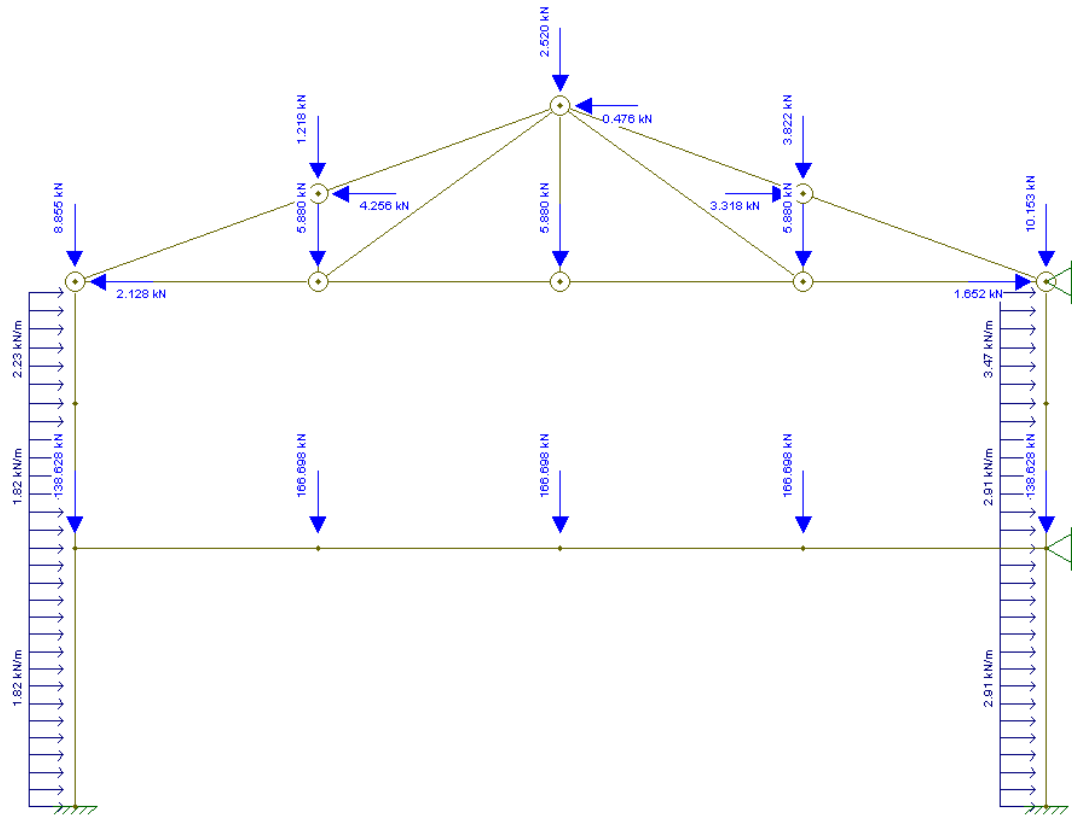
8) Análise Estrutural dos Pórticos

8.1) Estrutura Original:

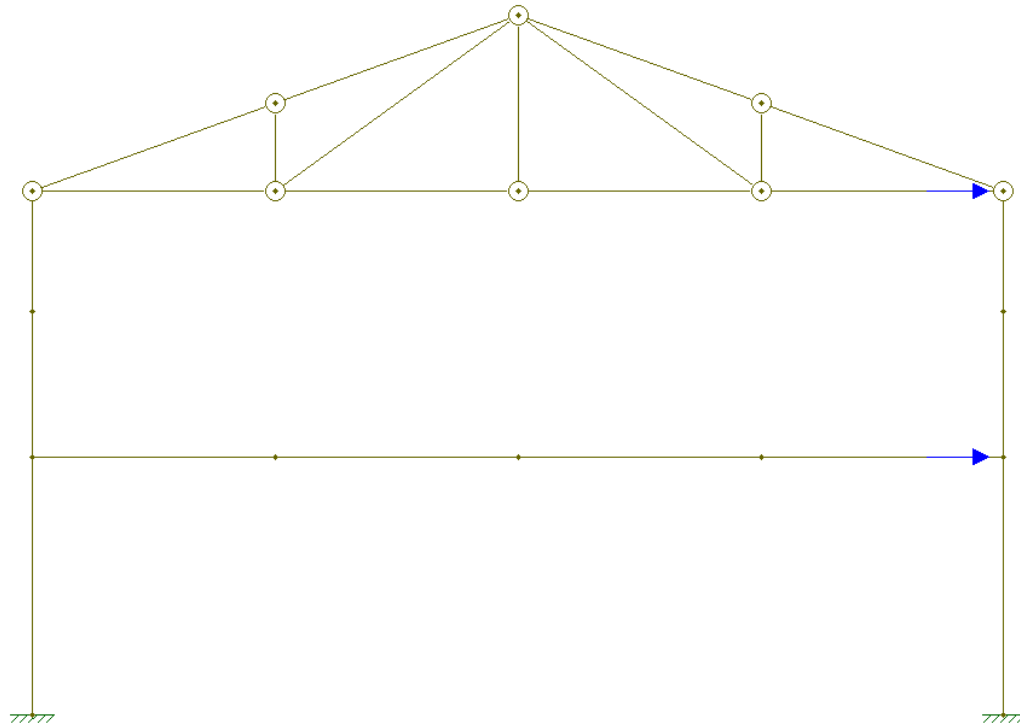
Carga Permanente + Vento (variável principal) + Sobrecarga + Imperfeições de material



8.2) Estrutura NT

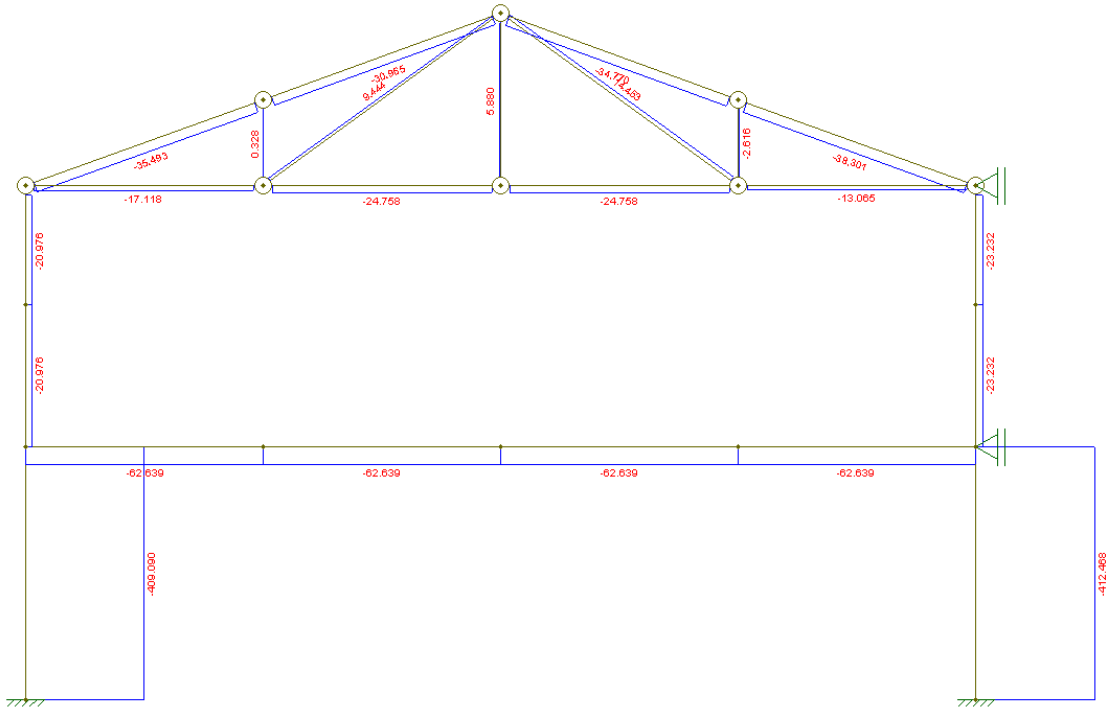


8.3) Estrutura LT

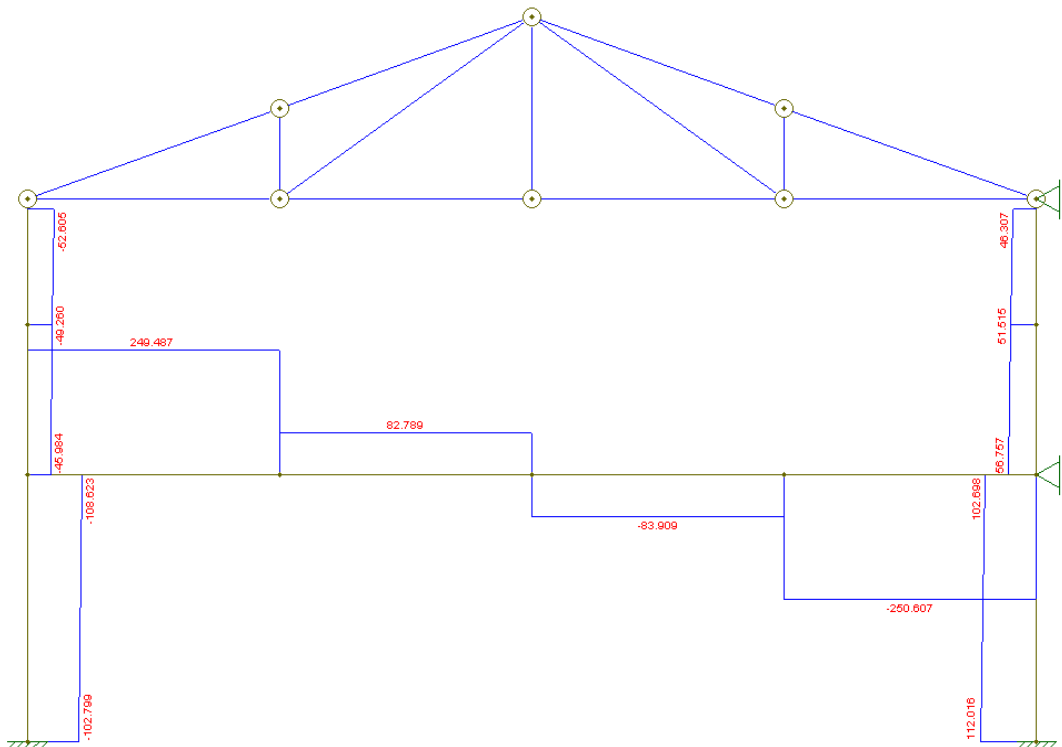


8.4) Esforços Solicitantes na Estrutura NT

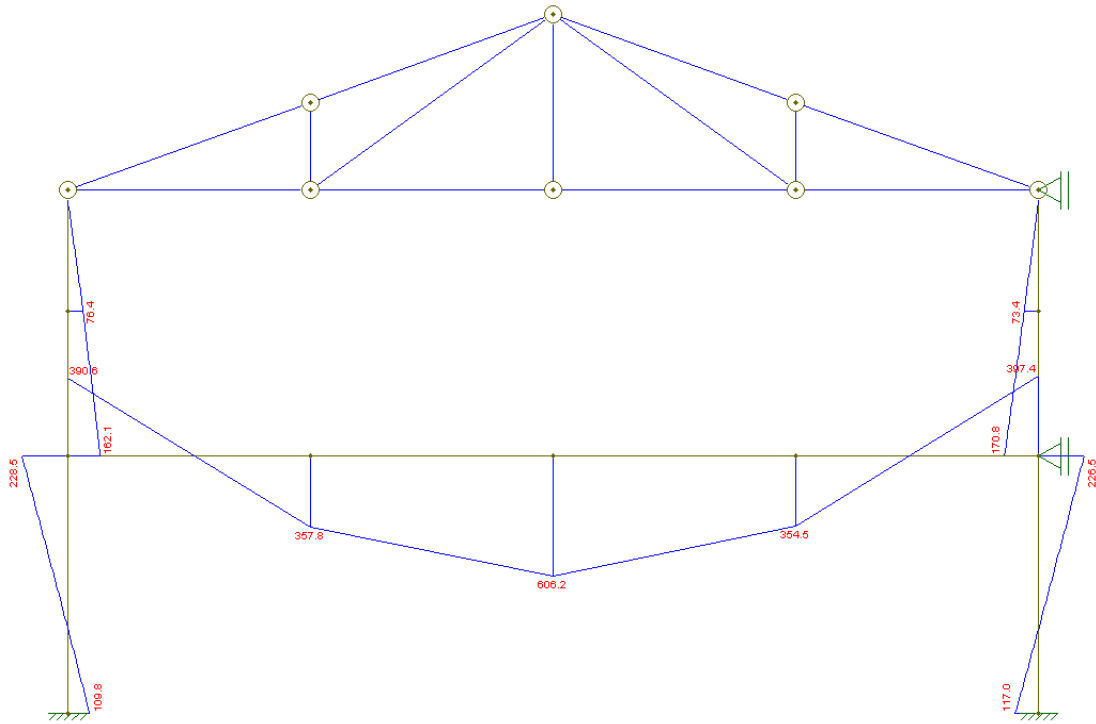
8.4.1) Diagrama de Força Axial (kN)



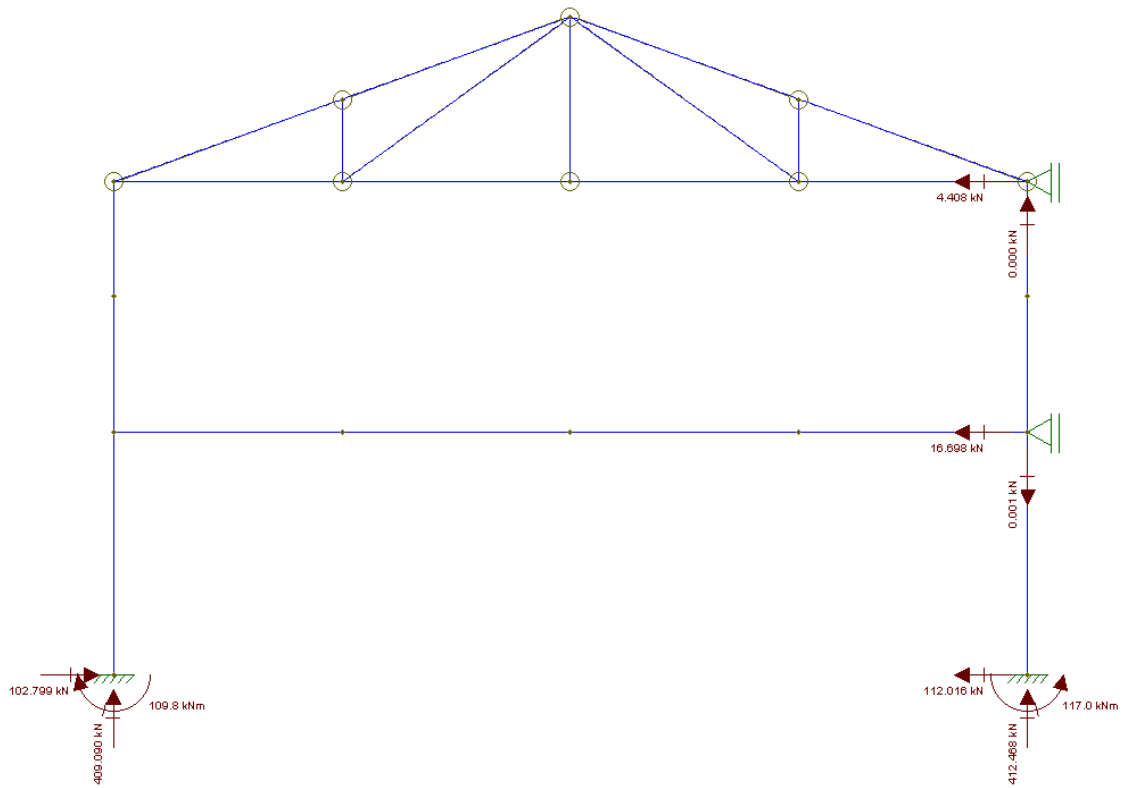
8.4.2) Diagrama de Força Cortante (kN)



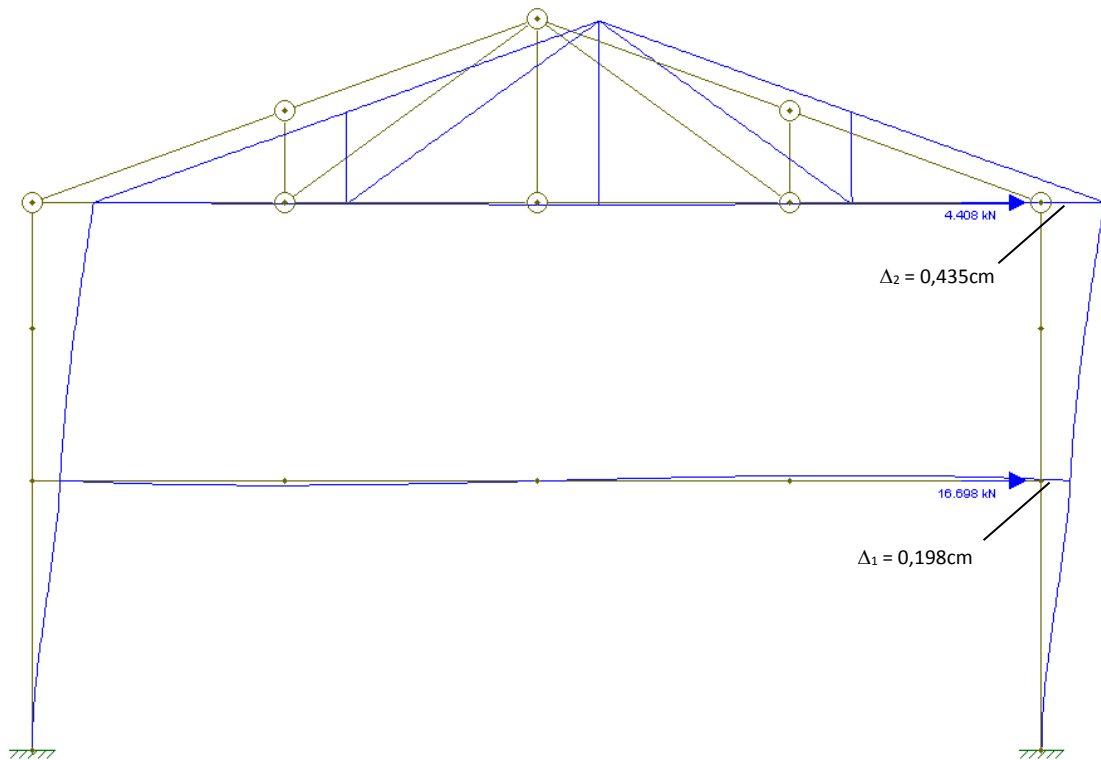
8.4.3) Diagrama de Momento Fletor (kN x m)



8.4.4) Reações da Estrutura NT

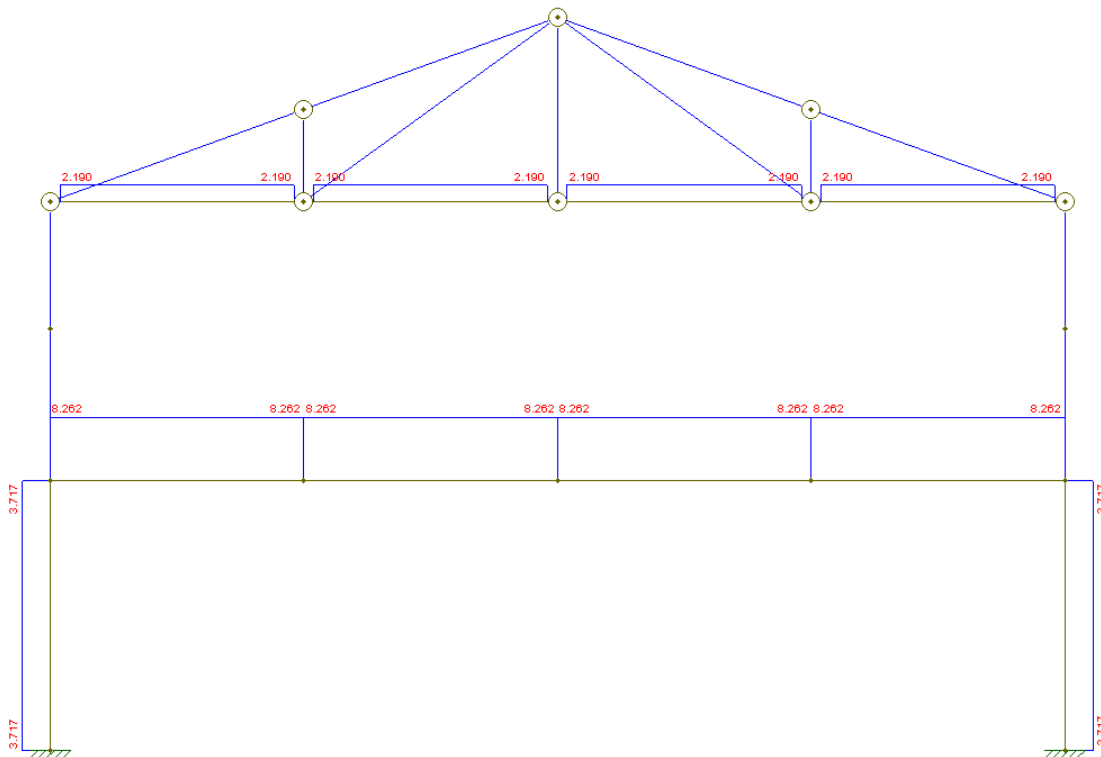


8.4.5) Carregamento e Deslocamentos Horizontais

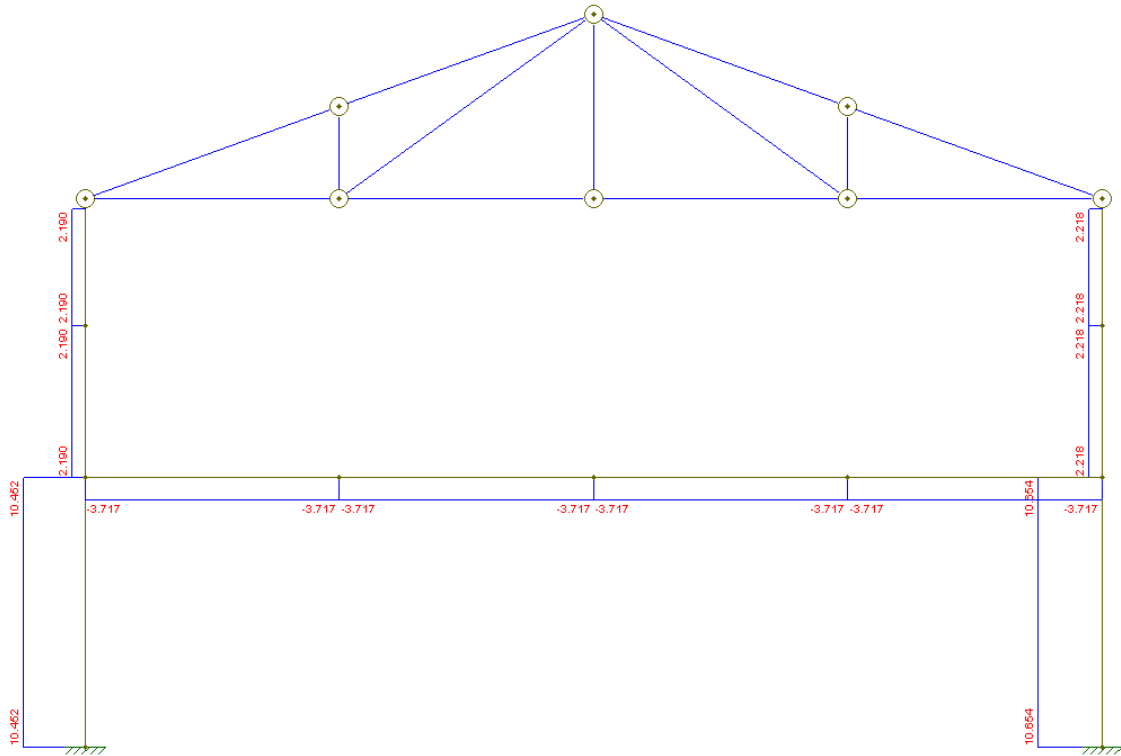


8.5) Esforços Solicitantes na Estrutura LT

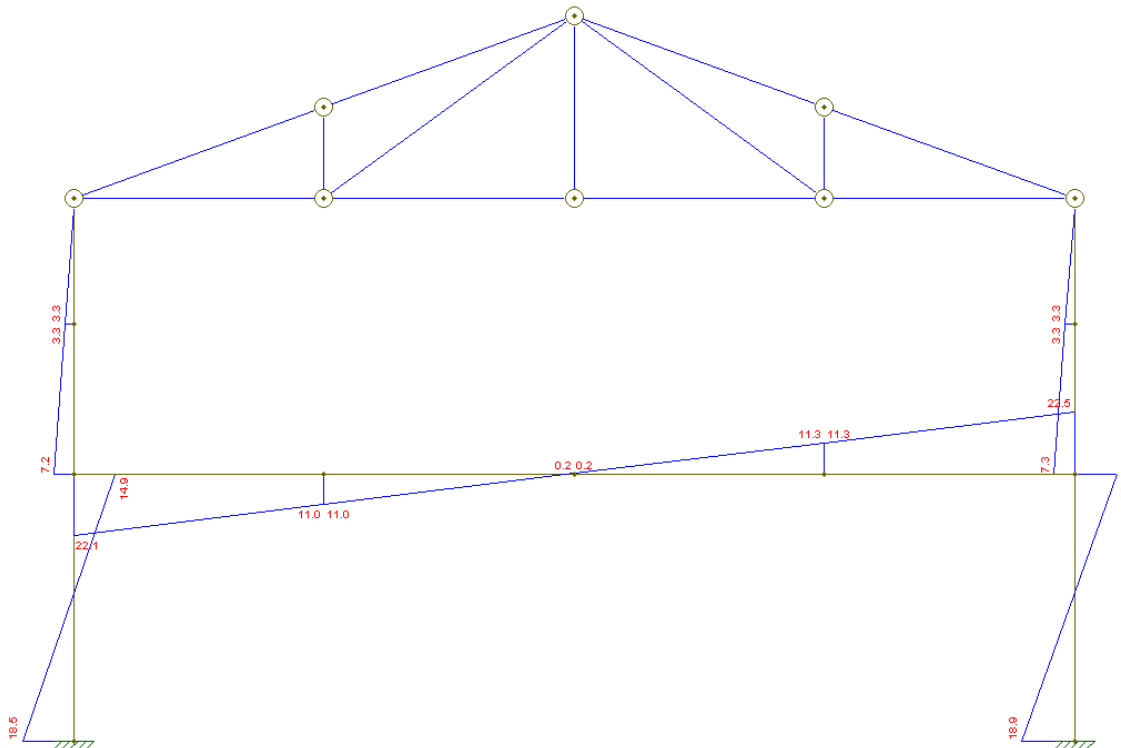
8.5.1) Diagrama de Força Axial (kN)



8.5.2) Diagrama de Força Cortante (kN)



8.5.3) Diagrama de Momento Fletor (kN x m)



8.6) Valores dos Coeficientes B1

Barra	Cm	Nsd1 = Nnt + Nlt (kN)	Ne (kN)	B1
1	1,00	-405,37	18.937,30	1,00
2	1,00	-416,19	18.937,30	1,00
3	1,00	-20,98	18.937,30	1,00
4	1,00	-23,23	18.937,30	1,00
5	0,23	-54,38	162.277,35	1,00
6	0,84	-54,38	162.277,35	1,00
7	0,83	-54,38	162.277,35	1,00
8	0,24	-54,38	162.277,35	1,00

8.7) Valores dos Coeficientes B₂

Andar i	Δ_i (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	H (cm)	ΣN_{sd} (kN)	ΣH_{sd} (kN)	B ₂
1	0,198	0,198	320,00	821,56	30,31	1,020
2	0,435	0,237	330,00	44,21	15,17	1,002

8.8) Valores dos Esforços Solicitantes de Cálculo

Barras	Nsd (kN)	Vsd (kN)	Msd (kN x m)
1	-405,30	-98,17	213,30
2	-416,26	122,67	241,90
3	-20,98	-49,88	154,88
4	-23,23	58,98	178,12
5	-54,21	245,77	-368,06
6	-54,21	79,07	606,00
7	-54,21	-87,63	606,00
8	-54,21	-254,32	-420,35
9	-14,92	0,00	0,00
10	-22,56	0,00	0,00
11	-22,56	0,00	0,00
12	-10,87	0,00	0,00
13	-35,49	0,00	0,00
14	-30,97	0,00	0,00
15	-34,77	0,00	0,00
16	-38,30	0,00	0,00
17	0,33	0,00	0,00
18	9,44	0,00	0,00
19	5,88	0,00	0,00
20	14,45	0,00	0,00
21	-2,62	0,00	0,00

9) Dimensionamento das barras tracionadas

As barras 17, 18, 19 e 20 da treliça de cobertura dos pórticos internos estão submetidas à força axial de tração de cálculo. Todas estas barras possuem a mesma seção transversal.

- **Propriedades Geométricas**

$$A_g = 2 \times 5,22 = 10,44 \text{cm}^2; \quad r_x = 1,35 \text{cm}; \quad r_{\min} = 0,86 \text{cm}$$

- **Aço estrutural**

$$\text{ASTM A36: } f_y = 250 \text{MPa}; \quad f_u = 400 \text{MPa}$$

- **Força axial de tração solicitante de cálculo**

$$N_{t,Sd} = 14,45 \text{kN (barra 20)}$$

- **Escoamento da Seção Bruta**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_g \times f_y}{1,10} = \frac{10,44 \times 25}{1,10} = 237,3 \text{kN}$$

- **Ruptura da Seção Líquida**

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_u}{1,35} = \frac{0,8 \times 10,44 \times 40}{1,35} = 247,5 \text{kN}$$

- **Elbeltez**

$$\lambda = \frac{L}{r} = \frac{371}{1,35} = 274,8 < 300 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Chapas Espaçadoras**

$$\frac{l}{r_{\min}} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 0,86$$

$$l \leq 258 \text{cm} \rightarrow \text{Uma chapa central espaçadora, com vãos } l \text{ de } 185,50 \text{cm.}$$

10) Dimensionamento das barras comprimidas

10.1) Montante/Diagonal

A barra 21 da treliça de cobertura dos pórticos internos é a única barra de montante/diagonal submetida à força axial de compressão de cálculo.

10.1.1) Propriedades Geométricas

$$A_g = 2 \times 5,22 = 10,44 \text{cm}^2;$$

$$r_{\min} = 0,86 \text{cm};$$

$$I_x = 2 \times 9,57 = 19,14 \text{cm}^4;$$

$$r_x = 1,35 \text{cm};$$

$$I_y = 2 \times \left[9,57 + 5,22 \times \left(1,35 + \frac{0,8}{2} \right)^2 \right] = 51,11 \text{cm}^4 ;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,21 \text{cm}$$

10.1.2) Aço estrutural

$$\text{ASTM A36: } f_y = 250 \text{MPa}; \quad f_u = 400 \text{MPa}$$

10.1.3) Força axial de compressão solicitante de cálculo

$$N_{c, \text{sd}} = 2,62 \text{kN (barra 21)}$$

10.1.4) Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{44,45}{6,35} = 7,0$$

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 12,73$$

$$\text{Como } \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} ; \text{ então } Q_s = Q = 1,0$$

10.1.5) Instabilidade global

- **Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x**

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 19,14}{(109)^2} = 317,99 \text{kN}$$

$$\lambda_{\text{ex}} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{\text{ex}}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 10,44}{317,99}} = 80,50 \text{kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Força de flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo y e esbeltez correspondente**

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4 \times N_{ey} \times N_{ez} \times \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 51,11}{(109)^2} = 849,19 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} (G \times J)$$

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} = \sqrt{1,35^2 + 2,21^2 + 0 + \left(1,35 - \frac{0,635}{2} \right)^2} = 2,79 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2 \left[(4,445 \times 0,635^3) + (4,445 - 0,635) \times 0,635^3 \right] = 1,41 \text{ cm}^4$$

$$N_{ez} = \frac{1}{2,79^2} (7.700 \times 1,41) = 1.393,84 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = \frac{849,19 + 1.393,84}{2 \left[1 - \left(\frac{1,03}{2,79} \right)^2 \right]} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4 \times 849,19 \times 1.393,84 \times \left[1 - \left(\frac{1,03}{2,79} \right)^2 \right]}{(849,19 + 1.393,84)^2}} \right] = 736,28 \text{ kN}$$

$$\lambda_{eyz} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{eyz}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 10,44}{736,28}} = 52,90 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Valores de N_e , λ_0 e χ**

$$N_e = N_{ex} = 317,99 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 10,44 \times 25}{317,99}} = 0,91$$

De acordo com a tabela 7.1, na pág 173 da apostila "Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço" Versão 3

$$\chi = 0,707$$

10.1.6) Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{1,10} = \frac{0,707 \times 1,0 \times 10,44 \times 25}{1,10} = 167,75 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 2,62 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 167,75 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

10.1.7) Chapas espaçadoras

$$\left(\frac{l}{r_{\min}} \right)_{\text{1perfil}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

$$l \leq \frac{1}{2} \left(\frac{109}{1,35} \right) \times 0,86$$

$l \leq 34,72 \text{ cm} \rightarrow$ Três chapas espaçadoras, com vãos l de 27,25cm.

10.2) Corda Inferior/Corda Superior

As barras 9 a 16 da treliça de cobertura dos pórticos internos constituem as cordas inferior e superior e estão todas submetidas à força axial de compressão de cálculo e possuem a mesma seção transversal.

10.2.1) Propriedades Geométricas

$$A_g = 2 \times 7,42 = 14,84 \text{ cm}^2;$$

$$r_{\min} = 0,99 \text{ cm};$$

$$I_x = 2 \times 17,50 = 35,00 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = 1,53 \text{ cm};$$

$$I_y = 2 \times \left[17,50 + 7,42 \times \left(1,55 + \frac{0,8}{2} \right)^2 \right] = 91,43 \text{ cm}^4;$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,48 \text{ cm}$$

10.2.2) Aço estrutural

$$\text{ASTM A36: } f_y = 250 \text{ MPa}; \quad f_u = 400 \text{ MPa}$$

10.2.3) Força axial de compressão solicitante de cálculo

$$N_{c,Sd} = 38,30 \text{ kN (barra 16)}$$

10.2.4) Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{50,80}{7,94} = 6,4$$

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 12,73$$

$$\text{Como } \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}}; \text{ então } Q_s = Q = 1,0$$

10.2.5) Instabilidade global

- **Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x**

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 35,00}{(319)^2} = 67,89 \text{ kN}$$

$$\lambda_{ex} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{ex}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 14,84}{67,89}} = 207,72 \text{ kN} > 200 \rightarrow \text{Não atende!}$$

Obs.: Neste trabalho prático não é exigido que se altere a análise estrutural devido à adoção de um perfil diferente do previsto no pré-dimensionamento.

Novo perfil: Cantoneira dupla L 63,50x6,35

10.2.6) Propriedades Geométricas

$$A_g = 2 \times 7,67 = 15,34 \text{ cm}^2;$$

$$r_{\min} = 1,24 \text{ cm};$$

$$I_x = 2 \times 29,00 = 58,00 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = 1,96 \text{ cm};$$

$$I_y = 2 \times \left[29,00 + 7,67 \times \left(1,83 + \frac{0,8}{2} \right)^2 \right] = 134,28 \text{ cm}^4; \quad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,96 \text{ cm}$$

10.2.7) Aço estrutural

$$\text{ASTM A36: } f_y = 250 \text{ MPa}; \quad f_u = 400 \text{ MPa}$$

10.2.8) Força axial de compressão solicitante de cálculo

$$N_{c,sd} = 38,30 \text{ kN (barra 16)}$$

10.2.9) Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{63,50}{6,35} = 10,0$$

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 12,73$$

$$\text{Como } \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lim}}; \text{ então } Q_s = Q = 1,0$$

10.2.10) Instabilidade global

- **Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x**

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 58}{(319)^2} = 112,51 \text{ kN}$$

$$\lambda_{ex} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{ex}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 15,34}{112,51}} = 164,05 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Força de flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo y e esbeltez correspondente**

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4 \times N_{ey} \times N_{ez} \times \left[1 - \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 134,28}{(319)^2} = 260,48 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} (G \times J)$$

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} = \sqrt{1,96^2 + 2,96^2 + 0 + \left(1,83 - \frac{0,635}{2}\right)^2} = 3,86 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2 \left[(6,35 \times 0,635^3) + (6,35 - 0,635) \times 0,635^3 \right] = 2,06 \text{ cm}^4$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,86^2} (7.700 \times 2,06) = 1.065,50 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = \frac{260,48 + 1.065,50}{2 \left[1 - \left(\frac{1,51}{3,86} \right)^2 \right]} \times \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4 \times 260,48 \times 1.065,50 \times \left[1 - \left(\frac{1,51}{3,86} \right)^2 \right]}{(260,48 + 1.065,50)^2}} \right] = 248,83 \text{ kN}$$

$$\lambda_{eyz} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{eyz}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 15,34}{248,83}} = 110,31 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Valores de N_e , λ_0 e χ**

$$N_e = N_{ex} = 112,51 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 15,34 \times 25}{112,51}} = 1,85$$

De acordo com a tabela 7.1, na pág 173 da apostila "Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço" Versão 3

$$\chi = 0,256$$

10.2.11) Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{1,10} = \frac{0,256 \times 1,0 \times 15,34 \times 25}{1,10} = 89,25 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 38,30 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 89,25 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

10.2.12) Chapas espaçadoras

$$\left(\frac{l}{r_{\min}} \right)_{\text{perfil}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

$$l \leq \frac{1}{2} \left(\frac{319}{1,96} \right) \times 1,24$$

$$l \leq 100,91 \text{ cm} \rightarrow \text{Três chapas espaçadoras, com vãos } l \text{ de } 79,75 \text{ cm.}$$

11) Dimensionamento da Viga dos Pórticos Internos

As barras 5, 6, 7 e 8 compõem a viga dos pórticos internos.

O dimensionamento foi feito desprezando a força axial na viga dos pórticos.

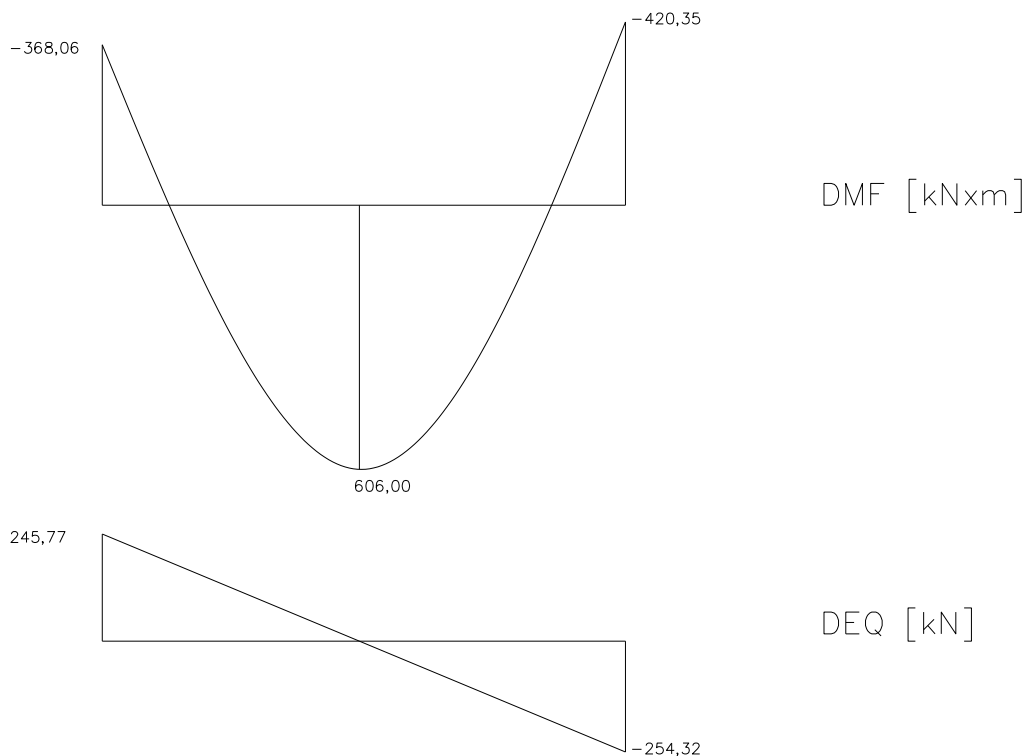
11.1) Propriedades Geométricas (perfil VS 650x98,0)

$A_g = 107,5 \text{ cm}^2$;	$C_w = 5.715.088 \text{ cm}^6$;	$d = 650 \text{ mm}$;
$Z_x = 3.172 \text{ cm}^3$;	$J = 49,9 \text{ cm}^4$;	$h = 625 \text{ mm}$;
$I_x = 92.487 \text{ cm}^4$;	$I_y = 5.628 \text{ cm}^4$;	$b_f = 300 \text{ mm}$;
$W_x = 2.846 \text{ cm}^3$;	$W_y = 375 \text{ cm}^3$;	$t_f = 12,5 \text{ mm}$;
$r_x = 27,20 \text{ cm}$;	$r_y = 6,71 \text{ cm}$;	$t_w = 8 \text{ mm}$.

11.2) Aço estrutural

USI CIVIL 300: $f_y = 300 \text{ MPa} = 30 \text{ kN/cm}^2$

11.3) Esforços solicitantes de cálculo



11.4) Verificação ao Momento Fletor

11.4.1) Flambagem local

- **FLM**

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300}{12,5} = 12$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 9,81$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}} = 0,95 \sqrt{\frac{20.000}{0,7 \times 30 / 0,45}} = 19,67$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{625/8}} = 0,45$$

$$\lambda_p = 9,81 < \lambda = 12 < \lambda_r = 19,67 \Rightarrow M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 3.172 \times 30 = 95.160 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,7 \times 30) \times 2.846 = 59.766 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} = 95.160 - (95.160 - 59.766) \left(\frac{12 - 9,81}{19,67 - 9,81} \right) = 87.299 \text{ kN}\times\text{cm}$$

• **FLA**

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{625}{8} = 78,13$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 97,08$$

$$\lambda = 78,13 < \lambda_p = 97,08 \Rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rk} = 95.160 \text{ kN}\times\text{cm}$$

• **Resumo**

$$M_{Rk} = 87.299 \text{ kN}\times\text{cm} \quad (\text{Menor valor entre FLM e FLA})$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 \times W \times f_y = 1,5 \times 2.846 \times 30 = 128.070 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} = 87.299 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Sd} = 60.600 \text{ kN}\times\text{cm} \leq M_{Rd} = \frac{87.299}{1,10} = 79.363 \text{ kN}\times\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

11.4.2) **FLT**

A mesa superior da viga está totalmente contida à flambagem lateral por torção devido à presença da laje de concreto. A mesa inferior está comprimida e não tem contenção lateral.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{1200}{6,71} = 178,84$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 45,44$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{I_y \times J}}{r_y \times J \times \beta_1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{27 \times c_w \times \beta_1^2}{I_y} \right)}}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \times W}{E \times J} = \frac{(0,7 \times 30) \times 2.846}{20.000 \times 49,9} = 0,06$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{5.628 \times 49,9}}{6,71 \times 49,9 \times 0,06} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{27 \times 5.715.088 \times 0,06^2}{5.628} \right)}} = 120,65$$

$$\lambda = 178,84 > \lambda_r = 120,65 \Rightarrow M_{Rk} = M_{cr} = \frac{c_b \times \pi^2 \times E \times I}{L_b^2} \sqrt{\frac{c_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J \times L_b^2}{c_w} \right)}$$

$$c_b = 3,0 - \frac{2 M_1}{3 M_0} - \frac{8 M_2}{3 (M_0 + M_1)} = 3,0 - \frac{2}{3} \times \frac{-368,06}{-420,35} - \frac{8}{3} \times \frac{606,00}{(-420,35 - 368,06)} = 3,44$$

$$M_0 = -420,35 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_1 = -368,06 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_2 = 606,00 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_{cr} = \frac{3,44 \times \pi^2 \times 20.000 \times 5.628}{1.200^2} \sqrt{\frac{5.715.088}{5.628} \left(1 + 0,039 \frac{49,9 \times 1.200^2}{5.715.088} \right)} = 103.242 \text{ kN} \times \text{cm}$$

Como $M_{cr} > M_{pl} \rightarrow M_{Rk} = M_{pl} = 95.160 \text{ kN} \times \text{cm} < 1,5 \times W_x \times f_y \rightarrow \text{OK!}$

$$M_{Sd} = 42.035 \text{ kN} \times \text{cm} \leq M_{Rd} = \frac{95.160}{1,10} = 86.509 \text{ kN} \times \text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

11.5) Verificação à Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{625}{8} = 78,13$$

Supondo inicialmente a viga sem enrijecedores transversais ($k_v=5,0$)

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{30}} = 63,51$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{30}} = 79,10$$

$$\lambda_p = 63,51 < \lambda = 78,13 < \lambda_r = 79,10 \Rightarrow V_{Rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \times V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (65 \times 0,8) \times 30 = 936 \text{ kN}$$

$$V_{Rk} = \frac{63,51}{78,13} \times 936 = 760,85 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 254,32 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{760,85}{1,10} = 691,68 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

11.6) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\delta_{adm} = \frac{L}{350} = \frac{1.200}{350} = 3,43 \text{ cm}$$

Pegando os valores no programa ftool para cada carregamento (sem majoração) e adotando o vento como ação variável principal, tem-se:

$$\delta_{t,F} = \delta_{CP} + 0,3(\delta_{VE}) + 0,4(\delta_{SC})$$

$$\delta_{t,F} = 2,206 + 0,3(0,033) + 0,4(1,85) = 2,96 \text{ cm}$$

$$\delta_{t,F} = 2,96 \text{ cm} < \delta_{adm} = 3,43 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

12) Dimensionamento das Vigas V1 e V2 do Piso do 2º Pavimento

12.1) Dimensionamento da Viga V2

12.1.1) Aço estrutural

ASTM A 572 – Grau 50: $f_y = 345\text{MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$

12.1.2) Esforços solicitantes de cálculo

Piso do 2º pavimento: Carga permanente $CP = 3,57\text{kN/m}^2$

Sobrecarga $SC = 3,0 \text{ kN/m}^2$

$$q = (1,4 \times CP) + (1,4 \times VE) + (1,4 \times 0,7 \times SC_{\text{piso}})$$

$$q = (1,4 \times 3,57) + (1,4 \times 0) + (1,4 \times 0,7 \times 3,0) = 7,94\text{kN/m}^2$$

Largura de influência: 3,0m

$$q = 7,94\text{kN/m}^2 \times 3,0\text{m} = 23,81\text{kN/m}$$

$$M_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{23,81 \times 7^2}{8} = 146\text{kN} \times \text{m}$$

$$V_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{q \times l}{2} = \frac{23,81 \times 7}{2} = 83,34\text{kN}$$

12.1.3) Pré-dimensionamento

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \times f_y}{1,10} \rightarrow Z_x \geq \frac{1,10 \times M_{Sd}}{f_y} = \frac{1,10 \times 14.600}{34,5} \rightarrow Z_x \geq 466\text{cm}^3$$

12.1.4) Propriedades Geométricas (perfil W310x32,7)

$A_g = 42,1\text{cm}^2$; $C_w = 43.612\text{cm}^6$; $d = 313\text{mm}$;

$Z_x = 485,3\text{cm}^3$; $J = 12,91\text{cm}^4$; $h = 291\text{mm}$;

$I_x = 6.570\text{cm}^4$; $I_y = 192\text{cm}^4$; $b_f = 102\text{mm}$;

$W_x = 419,8\text{cm}^3$; $W_y = 37,6\text{cm}^3$; $t_f = 10,8\text{mm}$;

$r_x = 12,49\text{cm}$; $r_y = 2,13\text{cm}$; $t_w = 6,6\text{mm}$.

12.1.5) Verificação ao Momento Fletor

12.1.5.1) Flambagem local

- **FLM**

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{102}{10,8} = 4,72$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda = 4,72 < \lambda_p = 9,15 \Rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 485,3 \times 34,5 = 16.743 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} = 16.743 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **FLA**

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{291}{6,6} = 44,09$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda = 44,09 < \lambda_p = 90,53 \Rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rk} = 16.743 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **Resumo**

$$M_{Rk} = 16.743 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 \times W_x \times f_y = 1,5 \times 419,8 \times 34,5 = 21.725 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} = 16.743 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Sd} = 14.600 \text{ kN}\times\text{cm} \leq M_{Rd} = \frac{16.743}{1,10} = 15.221 \text{ kN}\times\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

12.1.5.2) FLT

A mesa superior da viga está totalmente contida à flambagem lateral por torção devido à presença da laje de concreto e a mesa inferior não está submetida à compressão, uma vez que a viga é bi-apoiada.

12.1.6) Verificação à Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{291}{6,6} = 44,09$$

Supondo inicialmente a viga sem enrijecedores transversais ($k_v=5,0$)

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda = 44,09 < \lambda_p = 59,22 \rightarrow V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (31,3 \times 0,66) \times 34,5 = 427,62 \text{ KN}$$

$$V_{Sd} = 83,34 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{427,62}{1,10} = 388,75 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

12.1.7) Enrijecedores sob Forças Localizadas (apoio)

$$b_s \geq \frac{b_f}{3} - \frac{t_w}{2} = \frac{102}{3} - \frac{6,6}{2} = 30,7\text{mm} \quad \text{Adotado: } b_s = 35\text{mm}$$

$$t_s \geq \begin{cases} \frac{t_f}{2} = \frac{10,8}{2} = 5,4\text{mm} \\ \frac{b_s}{15} = \frac{35}{15} = 2,33\text{mm} \end{cases} \quad \text{Adotado: } t_s = 6,35\text{mm}$$

Cálculo como barra comprimida:

$$12 \times t_w = 12 \times 6,6 = 79,2\text{mm}$$

$$A_g = 2 \times 3,5 \times 0,635 + 7,92 \times 0,66 = 9,67\text{cm}^2$$

$$I_i = 2 \times \left[\frac{0,635 \times 3,5^3}{12} + 0,635 \times 3,5 \times \left(1,75 + \frac{0,66}{2} \right)^2 \right] + \frac{7,92 \times 0,66^3}{12} = 23,96\text{cm}^4$$

$$K \times L = 0,75 \times h = 0,75 \times 29,1 = 21,83\text{cm}$$

$$N_{ei} = \frac{\pi^2 \times E \times I_i}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 23,96}{(21,83)^2} = 9.925\text{kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g \times f_y}{N_{ei}}} = \sqrt{\frac{9,67 \times 34,5}{9.925}} = 0,18$$

De acordo com a tabela 7.1, na pág 173 da apostila “Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço” Versão 3

$$\chi = 0,987$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times A_g \times f_y}{1,10} = \frac{0,987 \times 9,67 \times 34,5}{1,10} = 299,34\text{kN}$$

$$N_{c,Sd} = 83,34\text{kN} < N_{c,Rd} = 299,34\text{kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Logo, os enrijecedores devem ter largura $b_s = 35\text{mm}$ e espessura $t_s = 6,35\text{mm}$ e ser soldados às duas mesas e à alma do perfil.

12.1.8) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\delta_{adm} = \frac{L}{350} = \frac{700}{350} = 2,00\text{cm}$$

$$q_{serviço} = (3,57 \times 3) + (0,3 \times 0) + (0,4 \times 3,0 \times 3) = 14,31\text{kN/m} = 0,14\text{ kN/cm}$$

$$\delta_{serviço} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0,14 \times 700^4}{384 \times 20.000 \times 6.570} = 3,33\text{cm}$$

$$\delta_{CP} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times \left(\frac{3,57 \times 3}{100} \right) \times 700^4}{384 \times 20.000 \times 6.570} = 2,55\text{cm}$$

$$\delta_{serviço} - \delta_{adm} = 3,33 - 2,00 = 1,33\text{cm}$$

$$\text{Adotar contraflecha de } 1,50\text{cm} < \delta_{CP} = 2,55\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

12.2) Dimensionamento da Viga V1

12.2.1) Aço estrutural

ASTM A 572 – Grau 50: $f_y = 345\text{MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$

12.2.2) Esforços solicitantes de cálculo

Piso do 2º pavimento: Carga permanente $CP_1 = 3,57\text{kN/m}^2$
Alvenaria + Acabamento sobre V1 $CP_2 = 6,60 \text{ kN/m}$
Sobrecarga $SC = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Largura de influência: 1,5m

$$q = (1,4 \times CP) + (1,4 \times VE) + (1,4 \times 0,7 \times SC_{\text{piso}})$$

$$q = [1,4 \times (3,57 \times 1,50 + 6,60)] + (1,4 \times 0) + (1,4 \times 0,7 \times 3,0 \times 1,5) = 21,15\text{kN/m}$$

$$M_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{21,15 \times 7^2}{8} = 130\text{kN} \times \text{m}$$

$$V_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{q \times l}{2} = \frac{21,15 \times 7}{2} = 74,03\text{kN}$$

12.2.3) Pré-dimensionamento

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \times f_y}{1,10} \rightarrow Z_x \geq \frac{1,10 \times M_{Sd}}{f_y} = \frac{1,10 \times 13.000}{34,5} \rightarrow Z_x \geq 415\text{cm}^3$$

12.2.4) Propriedades Geométricas (perfil W250x32,7)

$A_g = 42,1\text{cm}^2$; $C_w = 73.104\text{cm}^6$; $d = 258\text{mm}$;
 $Z_x = 428,5\text{cm}^3$; $J = 10,44\text{cm}^4$; $h = 240\text{mm}$;
 $I_x = 4.937\text{cm}^4$; $I_y = 473\text{cm}^4$; $b_f = 146\text{mm}$;
 $W_x = 382,7\text{cm}^3$; $W_y = 64,8\text{cm}^3$; $t_f = 9,1\text{mm}$;
 $r_x = 10,83\text{cm}$; $r_y = 3,35\text{cm}$; $t_w = 6,1\text{mm}$.

12.2.5) Verificação ao Momento Fletor

12.2.5.1) Flambagem local

- **FLM**

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{146}{9,1} = 8,02$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda = 8,02 < \lambda_p = 9,15 \Rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 428,5 \times 34,5 = 14.783 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} = 14.783 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **FLA**

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{240}{6,1} = 39,34$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda = 39,34 < \lambda_p = 90,53 \Rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{Rk} = 14.783 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **Resumo**

$$M_{Rk} = 14.783 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} \leq 1,5 \times W_x \times f_y = 1,5 \times 428,5 \times 34,5 = 22.175 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Rk} = 14.783 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{Sd} = 13.000 \text{ kN}\times\text{cm} \leq M_{Rd} = \frac{14.783}{1,10} = 13.439 \text{ kN}\times\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

12.2.5.2) FLT

A mesa superior da viga está totalmente contida à flambagem lateral por torção devido à presença da laje de concreto e a mesa inferior não está submetida à compressão, uma vez que a viga é bi-apoiada.

12.2.6) Verificação à Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{240}{6,1} = 39,34$$

Supondo inicialmente a viga sem enrijecedores transversais ($k_v=5,0$)

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda = 39,34 < \lambda_p = 59,22 \rightarrow V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (25,8 \times 0,61) \times 34,5 = 325,78 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 74,03 \text{ kN} \leq V_{Rd} = \frac{325,78}{1,10} = 296,16 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

12.2.7) Enrijecedores sob Forças Localizadas (apoio)

$$b_s \geq \frac{b_f}{3} - \frac{t_w}{2} = \frac{146}{3} - \frac{6,1}{2} = 51,72\text{mm} \quad \text{Adotado: } b_s = 55\text{mm}$$

$$t_s \geq \begin{cases} \frac{t_f}{2} = \frac{9,1}{2} = 4,55\text{mm} \\ \frac{b_s}{15} = \frac{55}{15} = 3,67\text{mm} \end{cases} \quad \text{Adotado: } t_s = 6,35\text{mm}$$

Cálculo como barra comprimida:

$$12 \times t_w = 12 \times 6,1 = 73,2\text{mm}$$

$$A_g = 2 \times 5,5 \times 0,635 + 7,32 \times 0,61 = 11,45\text{cm}^2$$

$$I_i = 2 \times \left[\frac{0,635 \times 5,5^3}{12} + 0,635 \times 5,5 \times \left(2,75 + \frac{0,61}{2} \right)^2 \right] + \frac{7,32 \times 0,61^3}{12} = 82,94\text{cm}^4$$

$$K \times L = 0,75 \times h = 0,75 \times 24,0 = 18,00\text{cm}$$

$$N_{ei} = \frac{\pi^2 \times E \times I_i}{(K \times L)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 82,94}{(18,00)^2} = 50.530\text{kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g \times f_y}{N_{ei}}} = \sqrt{\frac{11,45 \times 34,5}{50.530}} = 0,09$$

De acordo com a tabela 7.1, na pág 173 da apostila "Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço" Versão 3

$$\chi = 0,997$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times A_g \times f_y}{1,10} = \frac{0,997 \times 11,45 \times 34,5}{1,10} = 358,04\text{kN}$$

$$N_{c,Sd} = 74,03\text{kN} < N_{c,Rd} = 358,04\text{kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Logo, os enrijecedores devem ter largura $b_s = 55\text{mm}$ e espessura $t_s = 6,35\text{mm}$ e ser soldados às duas mesas e à alma do perfil.

12.2.8) Verificação do Estado Limite de Serviço

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{350} = \frac{700}{350} = 2,00\text{cm}$$

$$q_{\text{serviço}} = (3,57 \times 1,50 + 6,60) + (0,3 \times 0) + (0,4 \times 3,0 \times 1,5) = 13,76\text{kN/m} = 0,14 \text{ kN/cm}$$

$$\delta_{\text{serviço}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 0,14 \times 700^4}{384 \times 20.000 \times 4.937} = 4,43\text{cm}$$

$$\delta_{\text{CP}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times \left(\frac{3,57 \times 1,50 + 6,60}{100} \right) \times 700^4}{384 \times 20.000 \times 4.937} = 3,79\text{cm}$$

$$\delta_{\text{serviço}} - \delta_{\text{adm}} = 4,43 - 2,00 = 2,43\text{cm}$$

$$\text{Adotar contraflecha de } 2,50\text{cm} < \delta_{\text{CP}} = 3,79\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

13) Dimensionamento dos Pilares dos Pórticos Internos

As barras 1 e 2 correspondem aos pilares do 1º pavimento e as barras 3 e 4 correspondem aos pilares do 2º pavimento dos pórticos internos.

13.1) Propriedades Geométricas (perfil HP 250x85,0)

$A_g = 108,5\text{cm}^2$;	$C_w = 605.403\text{cm}^6$;	$d = 254\text{mm}$;
$Z_x = 1.093,2\text{cm}^3$;	$J = 82,07\text{cm}^4$;	$h = 260\text{mm}$;
$I_x = 12.280\text{cm}^4$;	$I_y = 4.225\text{cm}^4$;	$b_f = 225\text{mm}$;
$W_x = 966,9\text{cm}^3$;	$W_y = 325\text{cm}^3$;	$t_f = 14,4\text{mm}$;
$r_x = 10,64\text{cm}$;	$r_y = 6,24\text{cm}$;	$t_w = 14,4\text{mm}$.

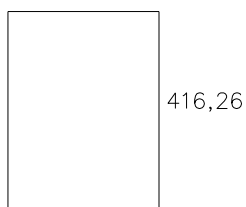
13.2) Aço estrutural

USI CIVIL 300: $f_y = 345\text{MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$

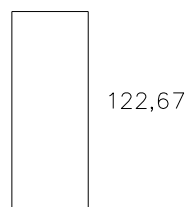
13.3) Esforços solicitantes de cálculo

- 1º Pavimento

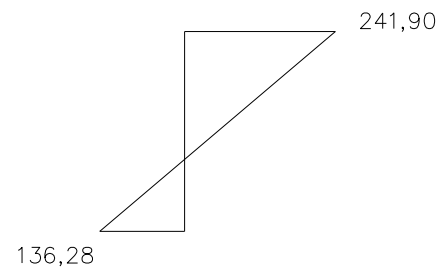
DEN [kN]



DEQ [kN]

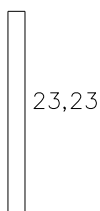


DMF [kNxm]

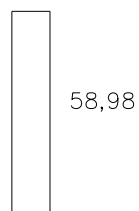


- 2º Pavimento

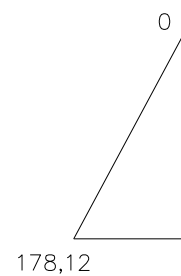
DEN [kN]



DEQ [kN]



DMF [kNxm]



13.4) Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo

13.4.1) Flambagem local

- **Mesas**

$$\frac{b}{t} = \frac{260/2}{14,4} = 9,03$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 13,48$$

Como $\frac{b}{t} = 9,03 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 13,48$; então $Q_s = 1,0$

- **Alma**

$$\frac{b}{t} = \frac{225}{14,4} = 15,63$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 35,87$$

Como $\frac{b}{t} = 15,63 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 35,87$; então $Q_a = 1,0$

- **Fator de redução total**

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

13.4.2) Instabilidade global

- **Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x**

→ 1º Pavimento

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 12.280}{(320)^2} = 23.672 \text{ kN}$$

$$\lambda_{\text{ex}} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{\text{ex}}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 108,5}{23.672}} = 30,08 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

→ 2º Pavimento

$$N_{\text{ex}} = \frac{\pi^2 \times E \times I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 12.280}{(330)^2} = 22.259 \text{ kN}$$

$$\lambda_{\text{ex}} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{\text{ex}}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 108,5}{22.259}} = 31,02 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo y**

→ 1º Pavimento

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 4.225}{(320)^2} = 8.144 \text{ kN}$$

$$\lambda_{ey} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{ey}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 108,5}{8.144}} = 51,28 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

→ 2º Pavimento

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times E \times I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 4.225}{(330)^2} = 7.658 \text{ kN}$$

$$\lambda_{ey} = \pi \times \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{ey}}} = \pi \times \sqrt{\frac{20.000 \times 108,5}{7.658}} = 52,88 \text{ kN} < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

- **Força de Flambagem por Torção Pura e Esbeltez Correspondente**

Não há necessidade de se efetuar o cálculo dessas grandezas, pois o comprimento de flambagem por torção pura não é maior que o da flexão em relação ao eixo de menor inércia (eixo y).

- **Valores de N_e , λ_0 e χ**

→ 1º Pavimento

$$N_e = N_{ey} = 8.144 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 108,5 \times 34,5}{8.144}} = 0,68$$

De acordo com a tabela 7.1, na pág 173 da apostila "Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço" Versão 3

$$\chi = 0,824$$

→ 2º Pavimento

$$N_e = N_{ey} = 7.658 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 108,5 \times 34,5}{7.658}} = 0,70$$

De acordo com a tabela 7.1, na pág 173 da apostila "Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço" Versão 3

$$\chi = 0,815$$

13.4.3) Valor de $N_{c,Rd}$

→ 1º Pavimento

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{1,10} = \frac{0,824 \times 1,0 \times 108,5 \times 34,5}{1,10} = 2.804 \text{ kN}$$

→ 2º Pavimento

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{1,10} = \frac{0,815 \times 1,0 \times 108,5 \times 34,5}{1,10} = 2.773 \text{ kN}$$

13.5) Momento Fletor Resistente de Cálculo

13.5.1) Flambagem local

- **FLM**

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{260}{14,4} = 9,03$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda = 9,03 < \lambda_p = 9,15 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 1.093,2 \times 34,5 = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **FLA**

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{14,4} = 15,63$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda = 15,63 < \lambda_p = 90,53 \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$M_{pl} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **FLT**

→ 1º Pavimento

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{6,24} = 51,28$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,38$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{I_y \times J}}{r_y \times J \times \beta_1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{27 \times c_w \times \beta_1^2}{I_y} \right)}}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \times W}{E \times J} = \frac{(0,7 \times 34,5) \times 966,9}{20.000 \times 82,07} = 0,014$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{4.225 \times 82,07}}{6,24 \times 82,07 \times 0,014} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \left(\frac{27 \times 605.403 \times 0,014^2}{4.225} \right)}} = 172,86$$

$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 51,28 < \lambda_r = 172,86 \rightarrow M_{x,Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_{pl}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{m\acute{a}x}}{2,5 \times M_{m\acute{a}x} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \leq 3,00$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 241,90}{2,5 \times 241,90 + 3 \times 41,74 + 4 \times 52,81 + 3 \times 147,36} = 2,19 \leq 3,00 \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 241,90 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_A = 41,74 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_B = 52,81 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_C = 147,36 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,7 \times 34,5) \times 966,9 = 23.351 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{x,Rk} = 2,19 \left[37.715 - (37.715 - 23.351) \left(\frac{51,28 - 42,38}{172,86 - 42,38} \right) \right] = 80.558 \text{ kN}\times\text{cm} \leq M_{pl} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{x,Rk} = M_{pl} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm} < 1,5 \times W_x \times f_y = 1,5 \times 966,9 \times 34,5 = 50.037 \text{ kN}\times\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{x,Rk} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

→ 2º Pavimento

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{330}{6,24} = 52,88$$

$$\lambda_p = 42,38$$

$$\lambda_r = 172,86$$

$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 52,88 < \lambda_r = 172,86 \rightarrow M_{x,Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \right] \leq M_{pl}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times M_{m\acute{a}x}}{2,5 \times M_{m\acute{a}x} + 3 \times M_A + 4 \times M_B + 3 \times M_C} \leq 3,00$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 178,12}{2,5 \times 178,12 + 3 \times 44,53 + 4 \times 89,06 + 3 \times 133,59} = 1,67 \leq 3,00 \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{\text{máx}} = 178,12 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_A = 44,53 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_B = 89,06 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_C = 133,59 \text{ kN}\times\text{m}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,7 \times 34,5) \times 966,9 = 23.351 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{x,Rk} = 1,67 \left[37.715 - (37.715 - 23.351) \left(\frac{52,88 - 42,38}{172,86 - 42,38} \right) \right] = 60.930 \text{ kN}\times\text{cm} \leq M_{pl} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

$$M_{x,Rk} = M_{pl} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm} < 1,5 \times W_x \times f_y = 1,5 \times 966,9 \times 34,5 = 50.037 \text{ kN}\times\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{x,Rk} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **Conclusão**

→ 1º e 2º Pavimento

$$M_{x,Rk} = 37.715 \text{ kN}\times\text{cm}$$

- **Valor de $M_{x,Rd}$**

$$M_{x,Rd} = \frac{M_{x,Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{37.715}{1,10} = 34.286 \text{ kN}\times\text{cm}$$

13.6) Efeitos Combinados de $N_{c,Rd}$ e $M_{x,Rd}$

→ 1º Pavimento

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{416,26}{2.804} = 0,15 < 0,20 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \times N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{416,26}{2 \times 2.804} + \frac{241,90}{34.286} = 0,08 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

→ 2º Pavimento

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{23,23}{2.773} = 0,008 < 0,20 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \times N_{Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{23,23}{2 \times 2.773} + \frac{178,12}{34.286} = 0,009 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

13.7) Verificação à Força Cortante

$V_{sd} = 122,67\text{kN}$ (barra 2)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{14,4} = 15,63$$

Supondo inicialmente a viga sem enrijecedores transversais ($k_v=5,0$)

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \times E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda = 15,63 < \lambda_p = 59,22 \rightarrow V_{Rk} = V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (25,4 \times 1,44) \times 34,5 = 757\text{KN}$$

$$V_{sd} = 122,67\text{kN} \leq V_{Rd} = \frac{757}{1,10} = 688\text{kN} \rightarrow \text{OK!}$$

13.8) Verificação do Estado Limite de Serviço

Tomando-se os valores de deslocamentos obtidos no ftool:

$$\delta_H = (0,0187) (0,3 \times 2,92) = 0,895\text{mm} = 0,09\text{cm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{H}{500} = \frac{650}{500} = 1,30\text{cm}$$

$$\delta_H = 0,09\text{cm} < \delta_{adm} = 1,30\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

14) Conclusão

Este trabalho apresenta o dimensionamento estrutural em perfis metálicos para algumas peças que compõem o galpão de dois pavimentos. É necessário ainda ressaltar que para realizar o dimensionamento completo, outras combinações devem ser levadas em consideração e não apenas uma combinação que supõe o vento como variável principal como foi feito.

Apesar de todas as simplificações adotadas, este trabalho foi de grande valia para o aprendizado e desenvolvimento profissional.

15) Normas / Bibliografia Adotadas

- NBR-8800 / 2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.
- NBR-8681 / 2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento.
- NBR-6120 / 2000 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.
- NBR-6123 / 1998 – Forças devidas ao Vento em Edificações.
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto em Estruturas Metálicas I do Professor Ricardo Hallal Fakury