



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

**MODELO DE CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE AÇO
SEGUNDO A ABNT NBR8800**

TÂNIA FÁTIMA FONSECA DE ALBUQUERQUE

MARÇO DE 2013

Sumário

1.	INFORMAÇÕES GERAIS.....	1
1.1.	DADOS DA ESTRUTURA	1
1.2.	CONSIDERAÇÕES PARA A DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES	1
1.3.	MATERIAS UTILIZADOS	2
1.4.	NORMAS E ESPECIFICAÇÕES.....	2
1.5.	SOFTWARE USADO NA ANÁLISE	2
2.	ESQUEMA DA ESTRUTURA	3
3.	DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES NOS PÓRTICOS INTERNOS.....	6
3.1.	CARGAS PERMANENTES	6
3.2.	SOBRECARGA.....	7
3.3.	VENTO TRANSVERSAL.....	9
3.4.	VENTO LONGITUDINAL.....	13
3.5.	FORÇA DO VENTO PARA DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE VEDAÇÃO	15
4.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DOS PÓRTICOS INTERNOS	19
5.	COMBINAÇÕES ÚLTIMA DE AÇÕES POSSÍVEIS	21
5.1.	HIPÓTESE 1: CARGA PERMANENTE COM IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS E DE MATERIAL.....	21
5.2.	HIPÓTESE 2:CARGA PERMANENTE MAIS SOBRECARGA COM IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS E DE MATERIAL	22
5.3.	HIPÓTESE 3: CARGA PERMANENTE DESFAVORÁVEL À SEGURANÇA MAIS VENTO COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL	23
5.4.	HIPÓTESE 4: CARGA PERMANENTE FAVORÁVEL À SEGURANÇA MAIS VENTO COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL	24
5.5.	HIPÓTESE 5: CARGA PERMANENTE MAIS SOBRECARGA (VARIÁVEL PRINCIPAL), MAIS VENTO COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL	25
5.6.	HIPÓTESE 6: CARGA PERMANENTE MAIS SOBRECARGA, MAIS VENTO (VARIÁVEL PRINCIPAL) COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL	26
6.	ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS.....	28
7.	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS	44
7.1.	BARRAS TRACIONADAS DA TRELIÇA DE COBERTURA DOS PÓRTICOS INTERNOS.....	44
7.2.	BARRAS COMPRIMIDAS DA TRELIÇA DE COBERTURA DOS PÓRTICOS INTERNOS	49

7.3.	VIGA DO PÓRTICO INTERNO.....	57
7.4.	VIGAS V1 E V2 DO 2º PAVIMENTO	60
7.5.	PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS	65
7.6.	VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DOS PÓRTICOS INTERNOS.....	70

1. INFORMAÇÕES GERAIS

1.1. DADOS DA ESTRUTURA

A estrutura tema do presente trabalho é um edifício de dois pavimentos para escritórios, vigas e pilares em perfis de alma cheia e uma cobertura em tesoura treliçada. Os dados utilizados para dimensionamento desta estrutura (listados abaixo) foram retirados do item 4.2 da Apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático versão Abril de 2009, de autoria do professor Ricardo Hallal Fakury.

1.2. CONSIDERAÇÕES PARA A DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES

- Alvenaria com peso total de 2kN/m^2 em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e eixos 5 e 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, pois existem janelas na semi-altura superior com peso de $0,2\text{kN/m}^2$;
- Nas fachadas transversais (eixos 1 e 7) existem vidros estanques ao vento com peso de $0,4\text{kN/m}^2$;
- No piso do 2º pavimento há uma laje de concreto de 10cm de espessura;
- Nos tetos do 1º e 2º pavimento existem forros falsos com peso de $0,2\text{kN/m}^2$ e com aberturas que permitem a passagem do vento;
- O revestimento do piso do 2º pavimento tem peso de $0,5\text{kN/m}^2$;
- As telhas são de aço galvanizado, pintadas e trapezodais com peso de $0,07\text{kN/m}^2$;
- A estrutura metálica tem peso estimado em $0,17\text{kN/m}^2$ na cobertura e de $0,37\text{kN/m}^2$ no piso do 2º pavimento e os pilares tem peso estimado em $1,15\text{kN/m}^2$;
- A sobrecarga é de 2kN/m^2 no piso do 2º pavimento e de $0,25\text{kN/m}^2$ no telhado segundo as normas NBR6120 e NBR 8800, respectivamente;
- Considerar sobrecarga adicional no piso do 2º pavimento de 1kN/m^2 devido a instalação de paredes divisórias móveis.
- Para dimensionamento do vento considerar que a edificação será construída em subúrbio densamente construído de uma grande cidade basileira, com velocidade básica do vento de 35m/s ;
- A edificação não está sujeita a ventos de alta turbulência;

- As forças transversais atuantes na edificação devido ao vento, carga permanente e sobrecarga, são resistidas pelos pórticos transversais localizados nos eixos de 1 a 7, que possuem os pilares engastados na base na sua direção e a viga do piso do 2º pavimento ligada rigidamente a esses pilares. Os pórticos são todos iguais. Já as forças longitudinais são suportadas pelos contraventamentos em X da cobertura situados entre os eixos 1 e 2, 6 e 7, e pelos contraventamentos em X situados entre os eixos 2 e 3, 5 e 6, nas filas “A” e “B”, pois na direção longitudinal os pilares são rotulados na base. Pelo fato de também existirem contraventamentos na direção longitudinal, a laje do 2º pavimento e a cobertura funcionam com diafragmas.

1.3. MATERIAS UTILIZADOS

Aços Estruturais:

ASTM A36

Fy	25,0kN/cm ²	(Resistência ao Escoamento)
Fu	40,0kN/cm ²	(Resistência a ruptura)

ASTM A572 GRAU 50

Fy	34,5kN/cm ²	(Resistência ao Escoamento)
Fu	45,0kN/cm ²	(Resistência a ruptura)

USI CIVIL 300

Fy	30,0kN/cm ²	(Resistência ao Escoamento)
Fu	40,0kN/cm ²	(Resistência a ruptura)

1.4. NORMAS E ESPECIFICAÇÕES

O dimensionamento da estrutura do edifício (barras) foi feito de acordo com a ABNT NBR 8800:2008.

1.5. SOFTWARE USADO NA ANÁLISE

A análise estrutural foi feita com a utilização do programa de computador FTOOL.

Os elementos empregados foram o pórtico plano e a treliça plana.

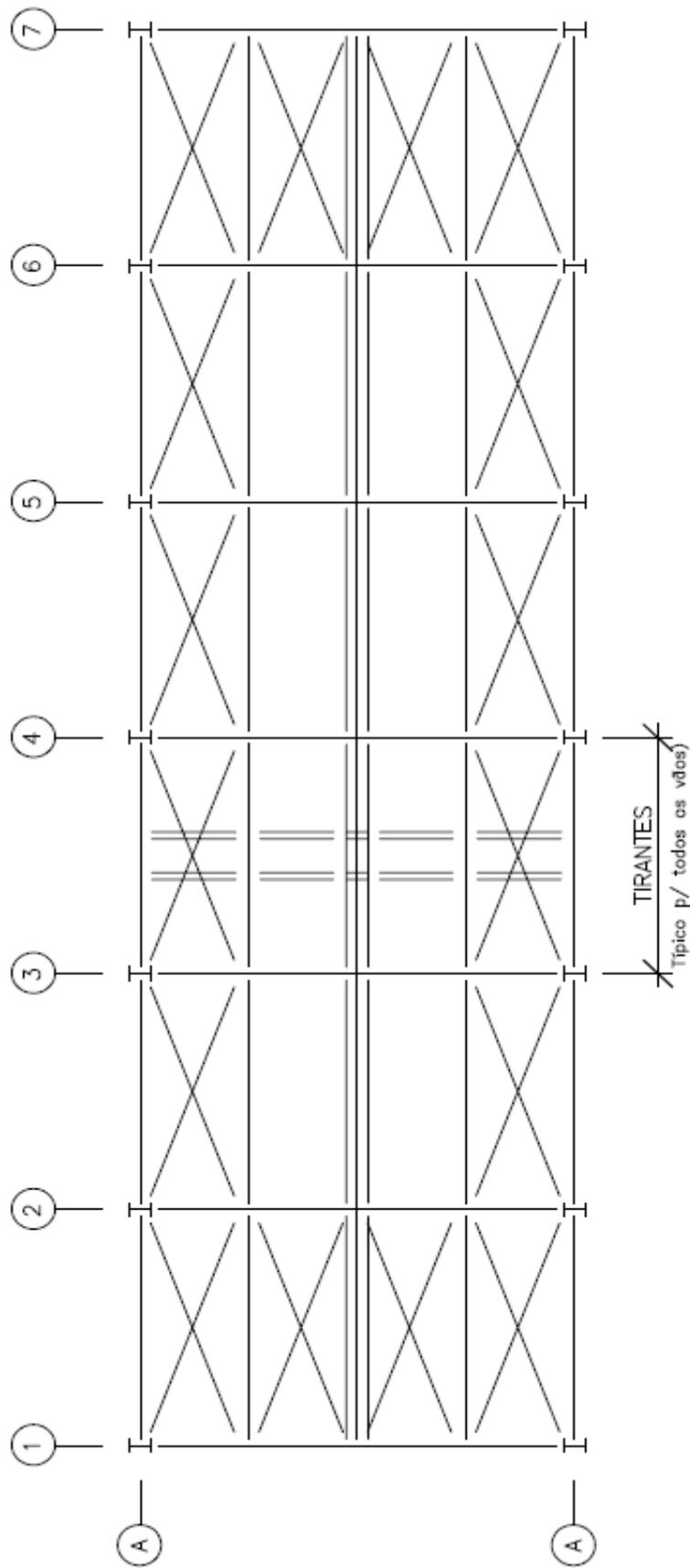


Figura 2-Vista Lateral

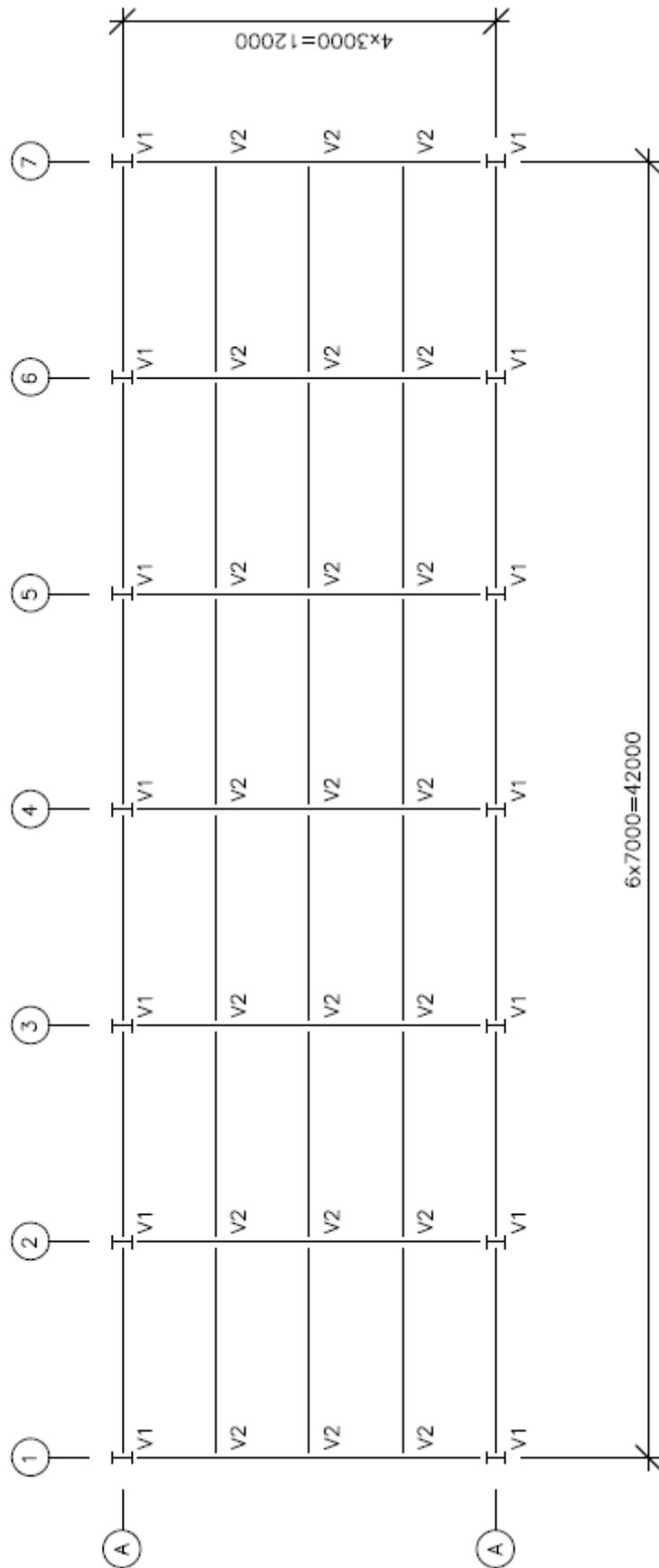


Figura 3-Planta 2º pavimento

3. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES NOS PÓRTICOS INTERNOS

3.1. CARGAS PERMANENTES

- Piso do 2º Pavimento:

$$\text{Estrutura metálica} = 0,37\text{kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento do piso} = 0,50\text{kN/m}^2$$

$$\text{Forro falso} = 0,20\text{kN/m}^2$$

$$\text{Laje de concreto (0,1x25)} = 2,50\text{kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 3,57\text{kN/m}^2$$

- Cobertura:

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

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

$$\text{Forro falso} = 0,20\text{kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 0,44\text{kN/m}^2$$

- Paredes e janelas sobre a viga V1 entre os eixos 2-3 e 5-6:

$$2 \text{ kN/m}^2 \times 3,3\text{m} = 6,6\text{kN/m}$$

- Paredes e janelas sobre a viga V1 entre os eixos 1-2, 3-4, 4-5 e 6-7:

$$(2\text{kN/m}^2 \times 3,3\text{m}/2) + (0,2\text{kN/m}^2 \times 3,3 \text{ m}/2) = 3,63\text{kN/m}$$

- Nós 13, 14 e 15 (estrutura metálica e telhas da cobertura):

$$(0,07\text{kN/m}^2 + 0,17\text{kN/m}^2) \times 7\text{m} \times 3\text{m} = 5,04\text{kN}$$

- Nós 8 e 12 (carga total cobertura e pilar):

$$(0,44\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 1,5\text{m}) + (1,15\text{kN/m} \times 3,3\text{m}) = 8,42\text{kN}$$

- Nós 9, 10 e 11 (forro falso da cobertura):

$$0,20\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 3\text{m} = 4,20\text{kN}$$

- Nós 3 e 7 (reações vigas V1 e peso próprio pilar):

eixos 2-3, 5-6:

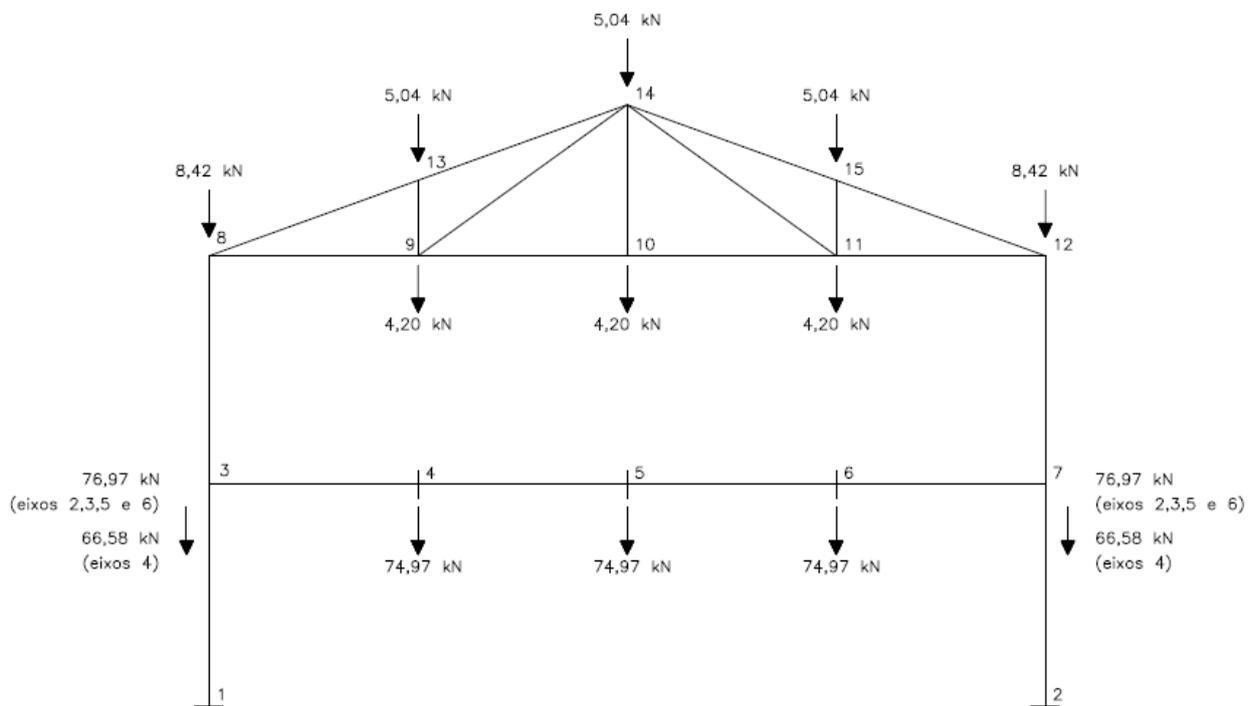
$$(3,57\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 1,5\text{m}) + [(6,6\text{kN/m} + 3,63\text{kN/m}) \times 7\text{m}/2] + (1,15\text{kN/m} \times 3,2\text{m}) = 76,97\text{kN}$$

eixo 4:

$$(3,57\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 1,5\text{m}) + (3,63\text{kN/m} \times 7\text{m}) + (1,15\text{kN/m} \times 3,2\text{m}) = 66,58\text{kN}$$

- Nós 4, 5 e 6 (reações vigas V2):

$$(3,57\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 3\text{m}) = 74,97\text{kN}$$



3.2. SOBRECARGA

- Piso do 2º Pavimento:

$$\text{Valor usual} = 2\text{kN/m}^2$$

$$\text{Paredes divisórias móveis} = 1\text{kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 3\text{kN/m}^2$$

- Cobertura:

Valor usual = 0,25kN/m²

- Nós 13, 14 e 15 (cobertura):

$$(0,25\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 3\text{m}) = 5,25\text{KN}$$

- Nós 8 e 12 (cobertura):

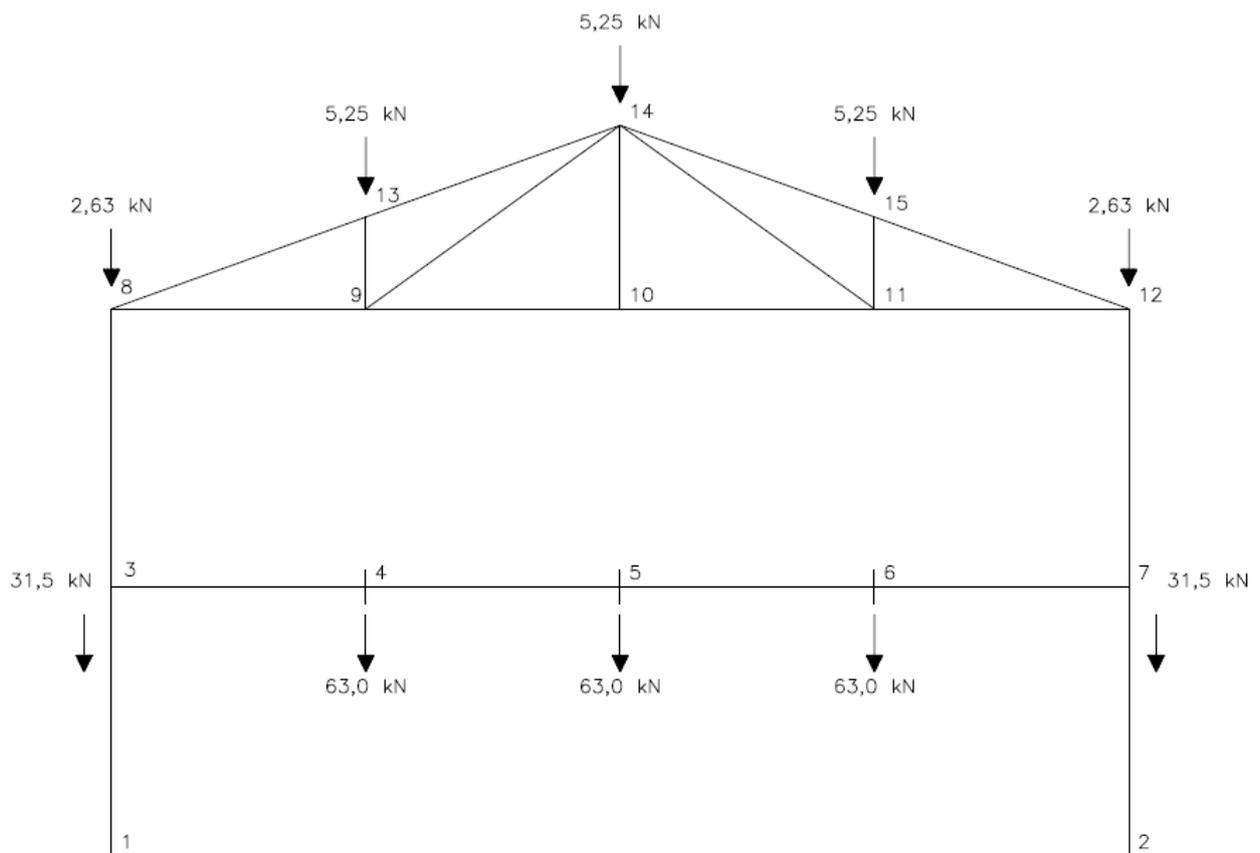
$$(0,25\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 1,5\text{m}) = 2,63\text{KN}$$

- Nós 3 e 7 (2º pavimento):

$$(3\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 1,5\text{m}) = 31,5\text{KN}$$

- Nós 4, 5 e 6 (2º pavimento):

$$(3\text{kN/m}^2 \times 7\text{m} \times 3\text{m}) = 63\text{KN}$$



3.3. VENTO TRANSVERSAL

Velocidade básica $V_0 = 35,0\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado);

Categoria IV: subúrbio densamente construído

Classe B: maior dimensão horizontal ou vertical frontal entre 20 e 50m.

$S_2 = 0,76$ (para altura até 5m);

0,83 (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 1,0$ (edifício para comércio).

Altura	$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$	$q = 0,613 V_k^2 / 10^3$
$h \leq 5\text{m}$	26,6m/s	0,43kN/m ²
$5 < h \leq 10\text{m}$	29,05m/s	0,52kN/m ²

Como a laje do 2º pavimento e a cobertura trabalham como diafragmas, os pórticos trabalharão em conjunto. Pressão dinâmica por pórtico:

Para $h \leq 5\text{m}$ $q_p = (0,43\text{kN/m}^2 \times 42\text{m}) / 7\text{pórticos} = 2,58\text{kN/m}$

Para $5 < h \leq 10\text{m}$ $q_p = (0,52\text{kN/m}^2 \times 42\text{m}) / 7\text{pórticos} = 3,12\text{kN/m}$

Das tabelas 4 e 5, da apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático (páginas 16 e 18), obtêm-se os coeficientes de forma externos para paredes e telhado.

- Paredes:

$$h/b = 6,5/12 = 0,54 \quad 1/2 < h/b \leq 3/2$$

$$a/b = 42/12 = 3,5 \quad 2 \leq a/b \leq 4$$

Para vento a 90°:

Parede a barlavento: $C_e = +0,7$ (sobrepessão)

Parede a sotavento: $C_e = -0,6$ (sucção)

-Telhado:

$$h/b = 6,5/12 = 0,54 \quad 1/2 < h/b \leq 3/2$$

$$\theta = \arctg 2,18/6 \approx 20^\circ$$

Para vento a 90°:

Telhado a barlavento: $C_e = -0,7$ (sobrepessão)

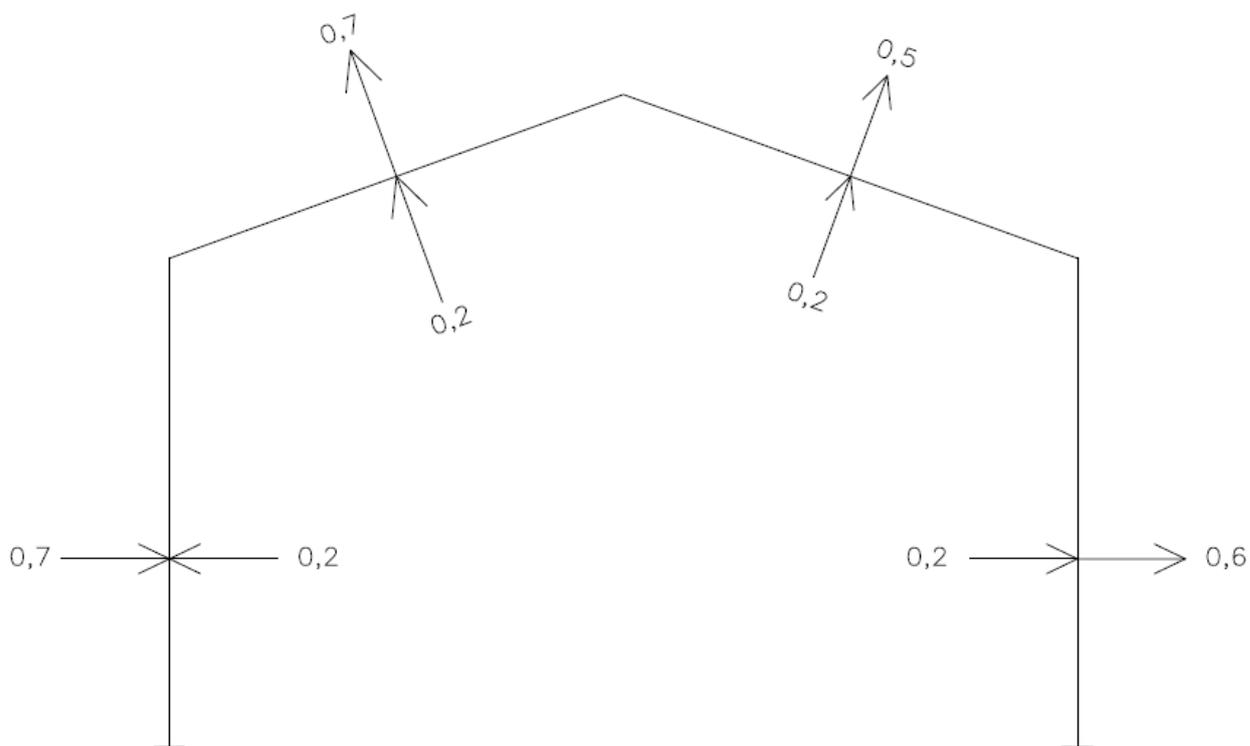
Telhado a sotavento: $C_e = -0,5$ (sucção)

Coeficiente de pressão interno: $C_{pi} = +0,2$.

Duas fachadas são igualmente permeáveis (fachada lateral) e as demais fachadas são impermeáveis (transversais) com vento perpendicular a fachada permeável.

O coeficiente de pressão final será:

$$C = C_e - C_{pi}.$$



Assim sendo, as pressões serão:

Parede barlavento:

$$q_{p1f} = (0,7-0,2) \times 2,58 = 1,29 \text{ kN/m (altura até 5m);}$$

$$q_{p2f} = (0,7-0,2) \times 3,12 = 1,56 \text{ kN/m (altura de 5m a 10m).}$$

Parede sotavento:

$$q_{p1f} = (-0,6-0,2) \times 2,58 = -2,06 \text{ kN/m (altura até 5m);}$$

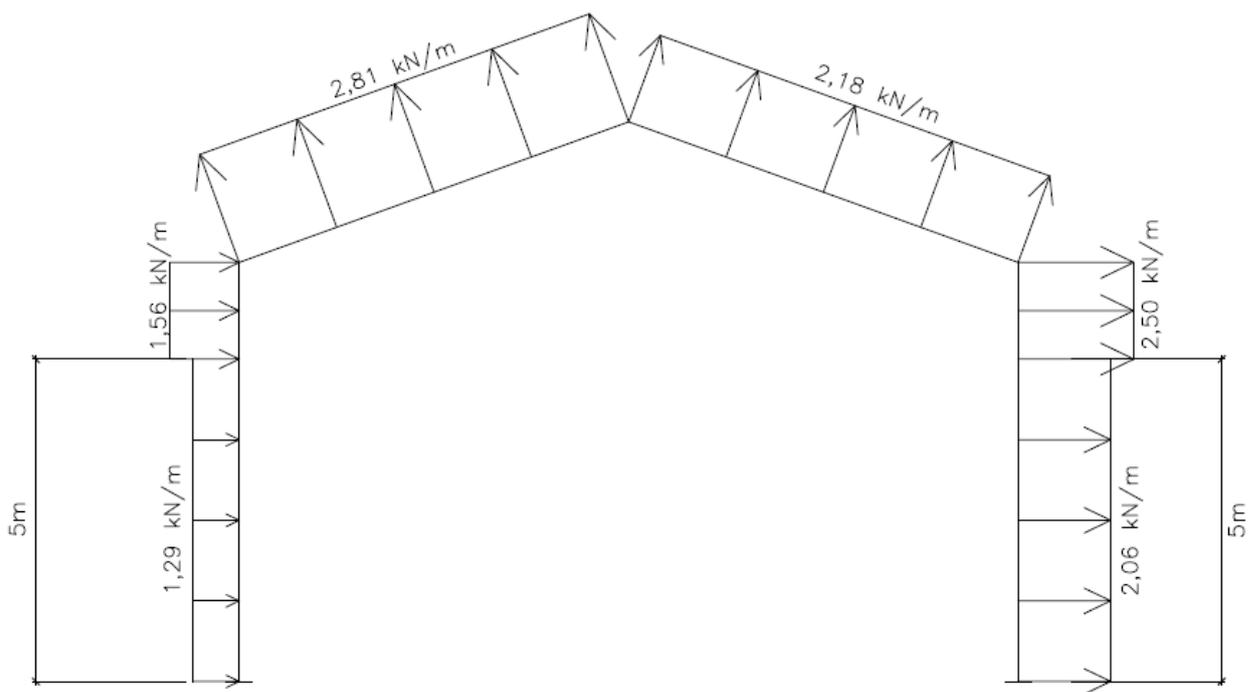
$$q_{p2f} = (-0,6-0,2) \times 3,12 = -2,50 \text{ kN/m (altura de 5m a 10m).}$$

Telhado a barlavento:

$$q_{tb} = (-0,7-0,2) \times 3,12 = 2,81 \text{ kN/m}$$

Telhado a sotavento:

$$q_{tb} = (-0,5-0,2) \times 3,12 = 2,18 \text{ kN/m}$$



Cargas nos nós da treliça:

$$\Theta = 20^\circ$$

$$\cos \Theta = 0,93988.$$

$$\sin \Theta = 0,34149.$$

Comprimento barra = 3,19m.

$$\text{Nó 8: } 2,81 \times 3,19 / 2 = 4,48 \text{ kN,}$$

$$\text{vertical} = 4,22 \text{ kN;}$$

horizontal = -1,53kN.

Nó 13: $2,81 \times 3,19 = 8,96\text{kN}$

vertical = 8,44kN;

horizontal = -3,06kN.

Nó 14:

Barlavento: $2,81 \times 3,19/2 = 4,48\text{kN}$;

Sotavento: $2,18 \times 3,19/2 = 3,48\text{kN}$;

vertical: $4,22 + 3,27 = 7,49\text{kN}$;

horizontal: $-1,53 + 1,19 = -0,34\text{kN}$.

Nó 15: $2,18 \times 3,19 = 6,95\text{kN}$;

vertical = 6,54kN;

horizontal = 2,38kN.

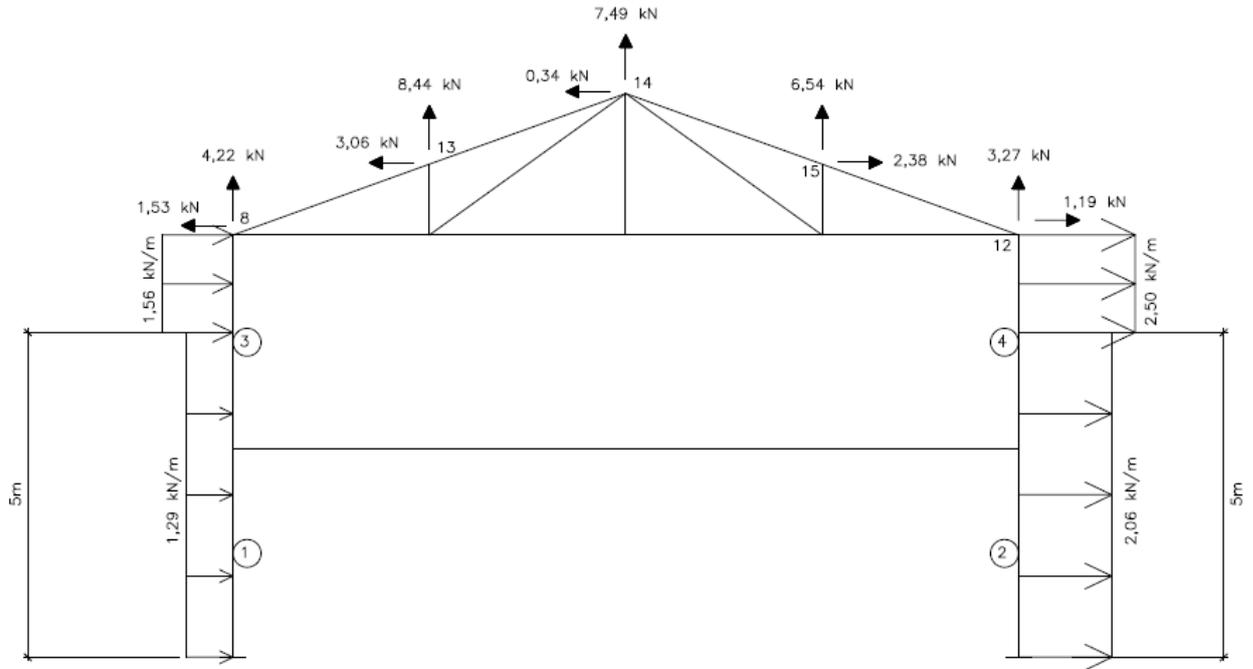
Nó 12: $2,18 \times 3,19/2 = 3,48\text{kN}$,

vertical = 3,27kN;

horizontal = 1,19kN.

Como o pórtico é simétrico, o vento apresentado acima pode ser aplicado da esquerda para direita como da direita para a esquerda. Portanto os elementos simétricos devem ser dimensionados com os esforços máximos que ocorrem nos dois lados.

O esquema abaixo mostra as forças do vento da esquerda para a direita nas direções horizontais e verticais, após a decomposição dos esforços obtidos.



3.4. VENTO LONGITUDINAL

Força a ser resistida pelos contraventamentos vertical e da cobertura.

Velocidade básica $V_0 = 35,0\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado);

Categoria IV: subúrbio densamente construído

Classe A: maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não excede entre 20m.

$S_2 = 0,79$ (para altura até 5m);

0,86 (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 1,0$ (edifício para comércio).

Altura	$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$	$q = 0,613 V_k^2 / 10^3$
$h \leq 5\text{m}$	27,65m/s	0,47KN/m ²
$5 < h \leq 10\text{m}$	30,10m/s	0,56KN/m ²

Das tabelas 4 e 5, da apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático (páginas 16 e 18), obtêm-se os coeficientes de forma externos para paredes e telhado.

- Paredes:

$$h/b=6,5/12=0,54 \quad 1/2 < h/b \leq 3/2$$

$$a/b=42/12=3,5 \quad 2 \leq a/b \leq 4$$

Para vento a 0° :

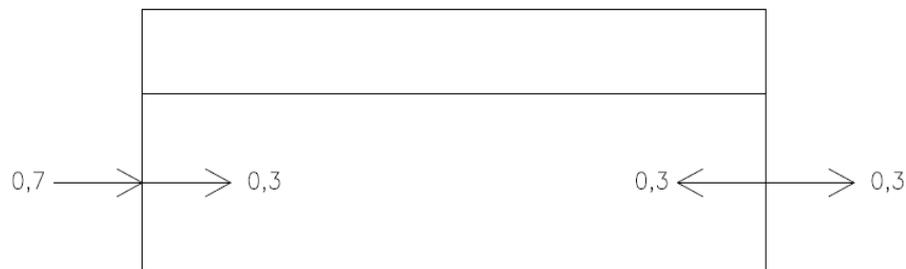
Parede a barlavento: $C_e = +0,7$

Parede a sotavento: $C_e = -0,3$

Coefficiente de pressão interno: $C_{pi} = -0,3$.

Duas fachadas são igualmente permeáveis (fachada lateral) e as demais fachadas são impermeáveis (transversais) com vento perpendicular a fachada impermeável.

O coeficiente de pressão final será:

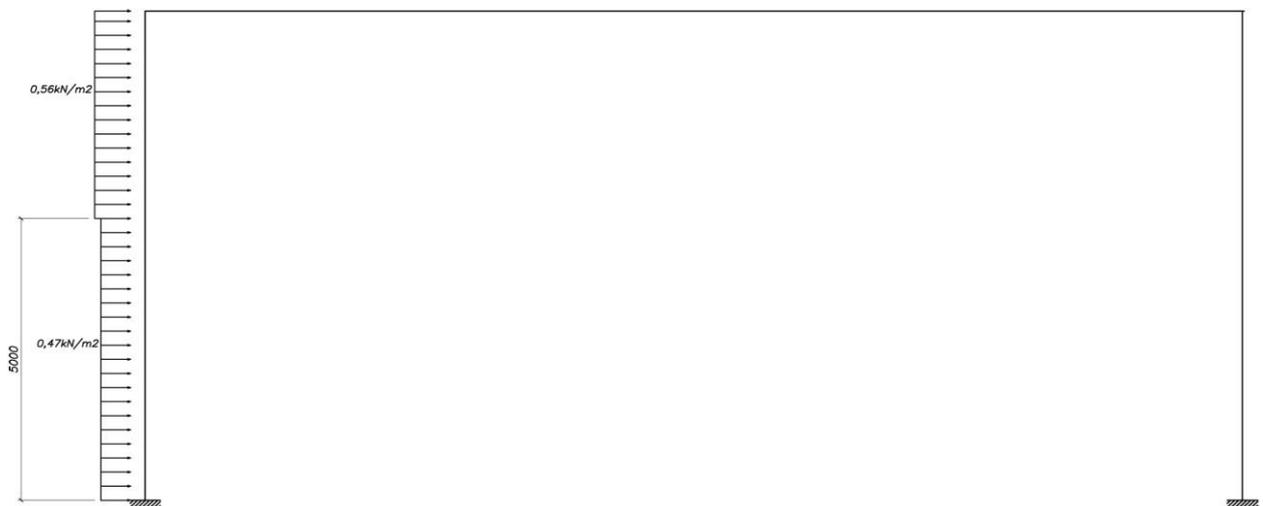


$$C = C_e - C_{pi}$$

Logo a pressão final no sentido longitudinal será:

$$q_{p11} = (0,7+0,3) \times 0,47 = 0,47 \text{ kN/m}^2 \text{ (altura até 5m);}$$

$$q_{p12} = (0,7+0,3) \times 0,56 = 0,56 \text{ kN/m}^2 \text{ (altura de 5m a 10m).}$$



3.5. FORÇA DO VENTO PARA DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE VEDAÇÃO

Velocidade básica $V_0 = 35,0\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado);

Categoria IV: subúrbio densamente construído

Classe A: peças de vedação

$S_2 = 0,79$ (para altura até 5m);

0,86 (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 0,88$ (peças de vedação).

Altura	$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$	$q = 0,613 V_k^2 / 10^3$
$h \leq 5\text{m}$	24,33m/s	0,36KN/m ²
$5 < h \leq 10\text{m}$	26,49m/s	0,43KN/m ²

Das tabelas 4 e 5, da apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático (páginas 16 e 18), obtêm-se os coeficientes de forma externos para paredes e telhado.

- Paredes:

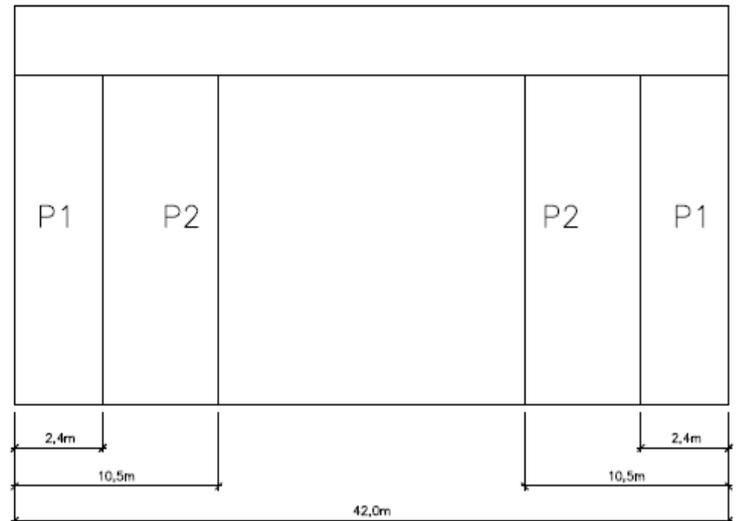
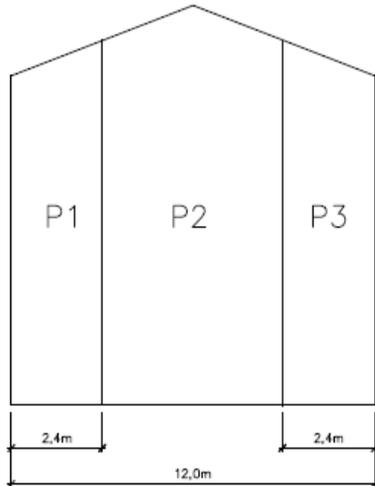
$$h/b = 6,5/12 = 0,54 \quad 1/2 < h/b \leq 3/2$$

$$a/b = 42/12 = 3,5 \quad 2 \leq a/b \leq 4$$

$C_{p\text{médio}} = -1,1$ (região P1)

Vento 0° (A_+ e B_1) = -0,9

Vento 90° (C_1 e D_1) = -0,9



$$\begin{aligned}
 \text{Região } P_1 &< \left\{ \begin{array}{l} 0,2b = 0,2 \times 12 = 2,4\text{m} \\ h = 6,5\text{m} \end{array} \right. \\
 A_1 \text{ e } B_1 &> \left\{ \begin{array}{l} b/3 = 12/3 = 4\text{m} \\ a/4 = 42/4 = 10,5\text{m} \end{array} \right\} \leq 2h = 13\text{m} \\
 C_1 \text{ e } D_1 &< \left\{ \begin{array}{l} 2h = 13\text{m} \\ b/2 = 12/2 = 6\text{m} \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

-Telhado:

$$h/b = 6,5/12 = 0,54 \quad 1/2 < h/b \leq 3/2$$

$$\theta = \arctg 2,18/6 \approx 20^\circ$$

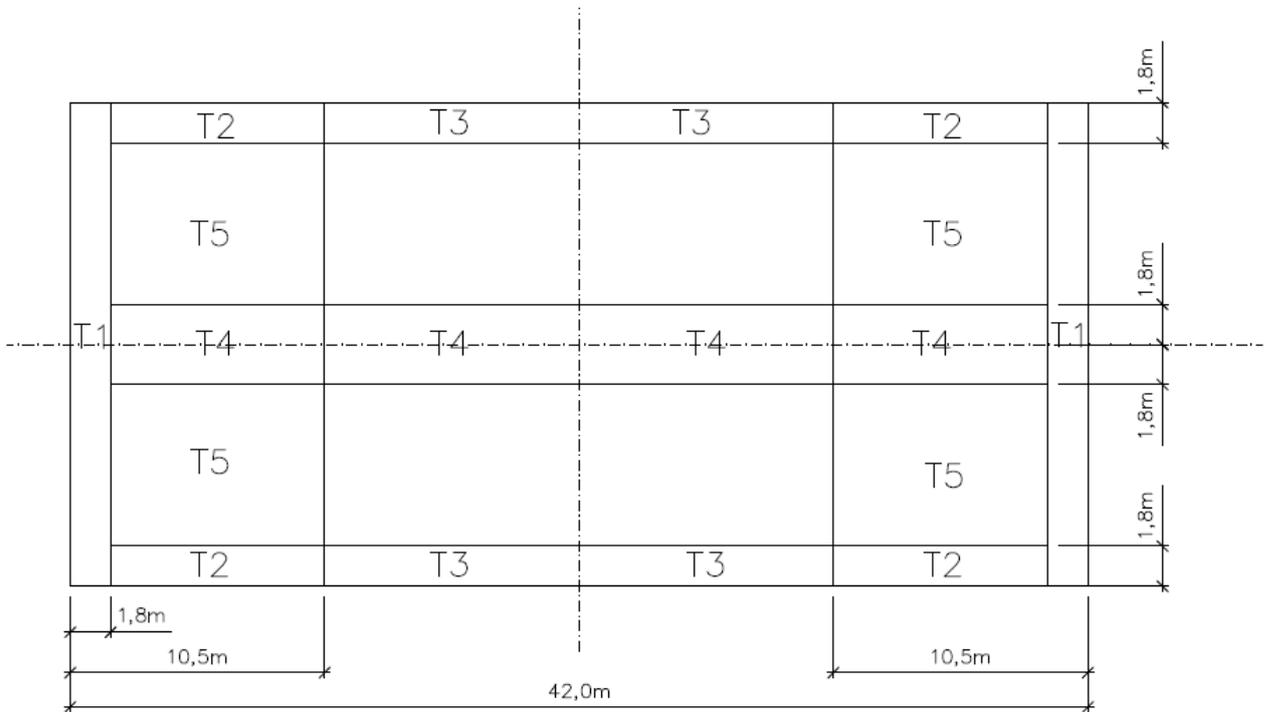
$$T_1 = T_2 = T_3: C_{p\text{méd}} = -1,5$$

$$T_4: C_{p\text{méd}} = -1,0$$

$$T_5: C_e = -0,8$$

$$X > \left\{ \begin{array}{l} b/3 = 12/3 = 4\text{m} \\ a/4 = 42/4 = 10,5\text{m} \end{array} \right\} \leq 2h = 2 \times 6,5 = 13\text{m}$$

$$Y < \left\{ \begin{array}{l} h = 6,5\text{m} \\ 0,15b = 0,15 \times 12 = 1,8\text{m} \end{array} \right.$$



Coefficiente de pressão interna: $C_{pi} = +0,2$.

Pressão dinâmica final:

- Regiões P_1 das paredes:

Para $h \leq 5m$: $C = (-1,1 - 0,2) = -1,3$

$$q_v = -1,3 \times 0,36 = -0,47 \text{ KN/m}^2$$

Para $5 < h \leq 10m$: $C = (-1,1 - 0,2) = -1,3$

$$q_v = -1,3 \times 0,43 = -0,56 \text{ KN/m}^2$$

- Regiões P_2 das paredes:

Para $h \leq 5m$: $C = (-0,9 - 0,2) = -1,1$

$$q_v = -1,1 \times 0,36 = -0,40 \text{ KN/m}^2$$

Para $5 < h \leq 10m$: $C = (-0,9 - 0,2) = -1,1$

$$q_v = -1,1 \times 0,43 = -0,47 \text{ KN/m}^2$$

- Regiões T_1, T_2 e T_3 da cobertura:

$$C = (-1,5 - 0,2) = -1,7$$

$$q_v = -1,7 \times 0,43 = -0,73 \text{ KN/m}^2$$

- Região T₄ da cobertura:

$$C = (-1,0 - 0,2) = -1,2$$

$$q_v = -1,2 \times 0,43 = -0,52 \text{ KN/m}^2$$

- Região T₅ da cobertura:

$$C = (-0,8 - 0,2) = -1,0$$

$$q_v = -1,0 \times 0,43 = -0,43 \text{ KN/m}^2$$

4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DOS PÓRTICOS INTERNOS

No pré-dimensionamento é feita uma escolha inicial dos perfis que compõem os elementos estruturais com a finalidade de se realizar a análise estrutural da mesma.

No presente trabalho esta escolha inicial foi baseada nas orientações da apostila Ações nas Estruturas para Trabalho Prático.

Após escolhidos os perfis que serão utilizados na estrutura deve-se realizar a primeira análise estrutural e dimensionamento com os esforços obtidos.

O perfil selecionado para os pilares (barras 1 a 4) é o perfil tipo H da GERDAU AÇOMINAS em aço ASTM A572 – grau50:

Designação	d	bf	R	h	tw	tf	Ag	Eixo X				Eixo Y				J	Cw
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy	(cm ⁴)	(cm ⁶)
W310x97,0	308	305	16	277	9,9	15,4	123,6	22284	1447	13,4	1594	7286	478	7,68	725	92,12	1558682

O perfil selecionado para as vigas do pórtico (barras 5 a 8) é o perfil soldado VS600x111 em aço USI CIVIL 300:

Designação	d	bf	h	tw	tf	Ag	Eixo X				Eixo Y				J	Cw
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy	(cm ⁴)	(cm ⁶)
VS600x111	600	300	568	8	16	141	94091	3136	25,8	3448	7202	480	7,14	729	91,9	6139008

O perfil selecionado para as cordas inferiores (barras 9 a 12) e cordas superiores (barras 13 a 16) da treliça da cobertura é uma cantoneira dupla em aço ASTM A36:

Designação	b	t	xg=yg	Ag	Ix1=Iy1	Wx1=Wy1	rx1=ry1	ry
	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm)
2L 63,50x6,35	63,5	6,35	18,3	7,67	29,0	6,4	1,96	1,24

O perfil selecionado para os montantes (barras 17,19 e 21) e as diagonais (barras 18 e 20) da treliça da cobertura é uma cantoneira dupla em aço ASTM A36:

	b (mm)	t (mm)	xg=yg (mm)	Ag (cm ²)	Ix1=Iy1 (cm ⁴)	Wx1=Wy1 (cm ³)	rx1=ry1 (cm)	ry (cm)
Designação								
2L 63,50x6,35	63,5	6,35	18,3	7,67	29,0	6,4	1,96	1,24

5. COMBINAÇÕES ÚLTIMA DE AÇÕES POSSÍVEIS

As ações serão combinadas de forma agrupada com coeficientes de 1,4 para ações permanentes e 1,4 para ações variáveis, e os devidos fatores de combinação ψ_0 .

5.1. HIPÓTESE 1: CARGA PERMANENTE COM IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS E DE MATERIAL

$$F = 1,4 \times \text{Permanente}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixos 2,3,5 e 6)}=1,4 \times 76,97\text{KN}=107,76\text{KN}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixo 4)}=1,4 \times 66,58\text{KN}=93,21\text{KN}$$

$$\text{Nó 8}=\text{Nó 12}=1,4 \times 8,42\text{KN}=11,79\text{KN}$$

$$\text{Nó 9}=\text{Nó 10}=\text{Nó 11}=1,4 \times 4,2\text{KN}=5,88\text{KN}$$

$$\text{Nó 13}=\text{Nó 14}=\text{Nó 15}=1,4 \times 5,04\text{KN}=7,06\text{KN}$$

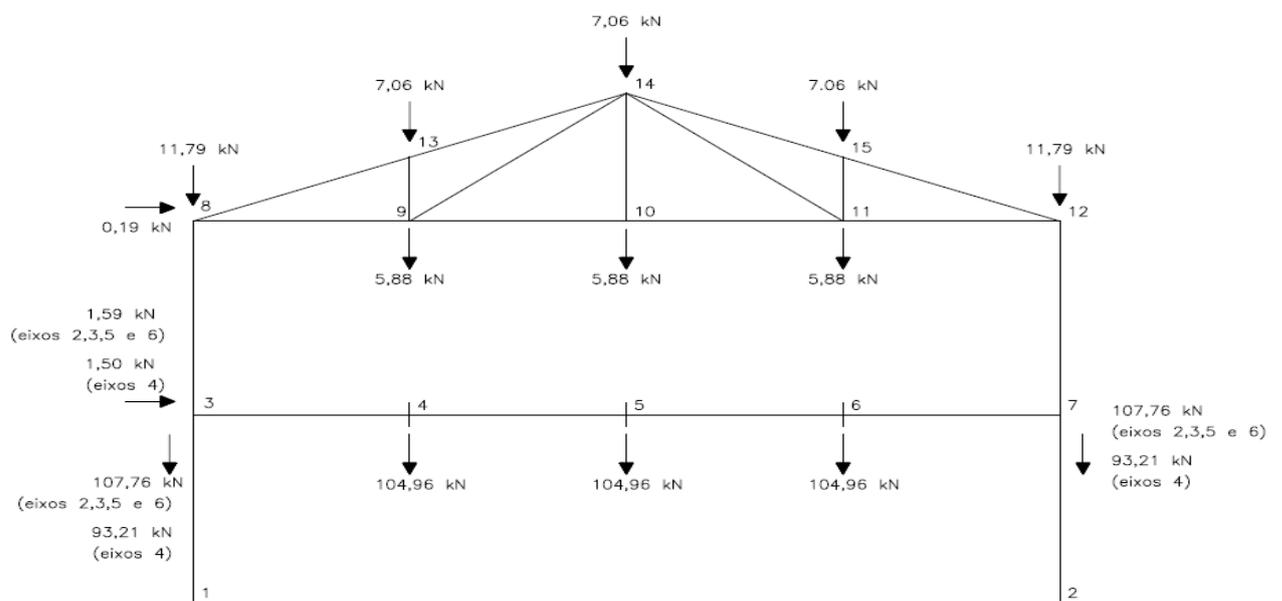
$$\text{Nó 4}=\text{Nó 5}=\text{Nó 6}=1,4 \times 74,97\text{KN}=104,96\text{KN}$$

Cargas devido às imperfeições geométricas:

$$\text{Nó 8: } 0,003 \times [(3 \times 7,06) + (2 \times 11,79) + (3 \times 5,88)] = 0,19\text{kN}$$

$$\text{Nó 3 (eixos 2,3,5 e 6)} = 0,003 \times [(3 \times 104,96) + (2 \times 107,76)] = 1,59\text{kN}$$

$$\text{Nó 3 (eixo 4)} = 0,003 \times [(3 \times 104,96) + (2 \times 93,21)] = 1,50\text{kN}$$



5.2. HIPÓTESE 2: CARGA PERMANENTE MAIS SOBRECARGA COM IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS E DE MATERIAL

$$F = 1,4 \times \text{Permanente} + 1,4 \times \text{Sobrecarga}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixos 2,3,5 e 6)}=1,4 \times 76,97\text{KN}+1,4 \times 31,5\text{KN}=151,86\text{KN}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixo 4)}=1,4 \times 66,58\text{KN}+1,4 \times 31,5\text{KN}=137,31\text{KN}$$

$$\text{Nó 8}=\text{Nó 12}=1,4 \times 8,42\text{KN}+1,4 \times 2,63\text{KN}=15,47\text{KN}$$

$$\text{Nó 9}=\text{Nó 10}=\text{Nó 11}=1,4 \times 4,2\text{KN}=5,88\text{KN}$$

$$\text{Nó 13}=\text{Nó 14}=\text{Nó 15}=1,4 \times 5,04\text{KN}+1,4 \times 5,25\text{KN}=14,41\text{KN}$$

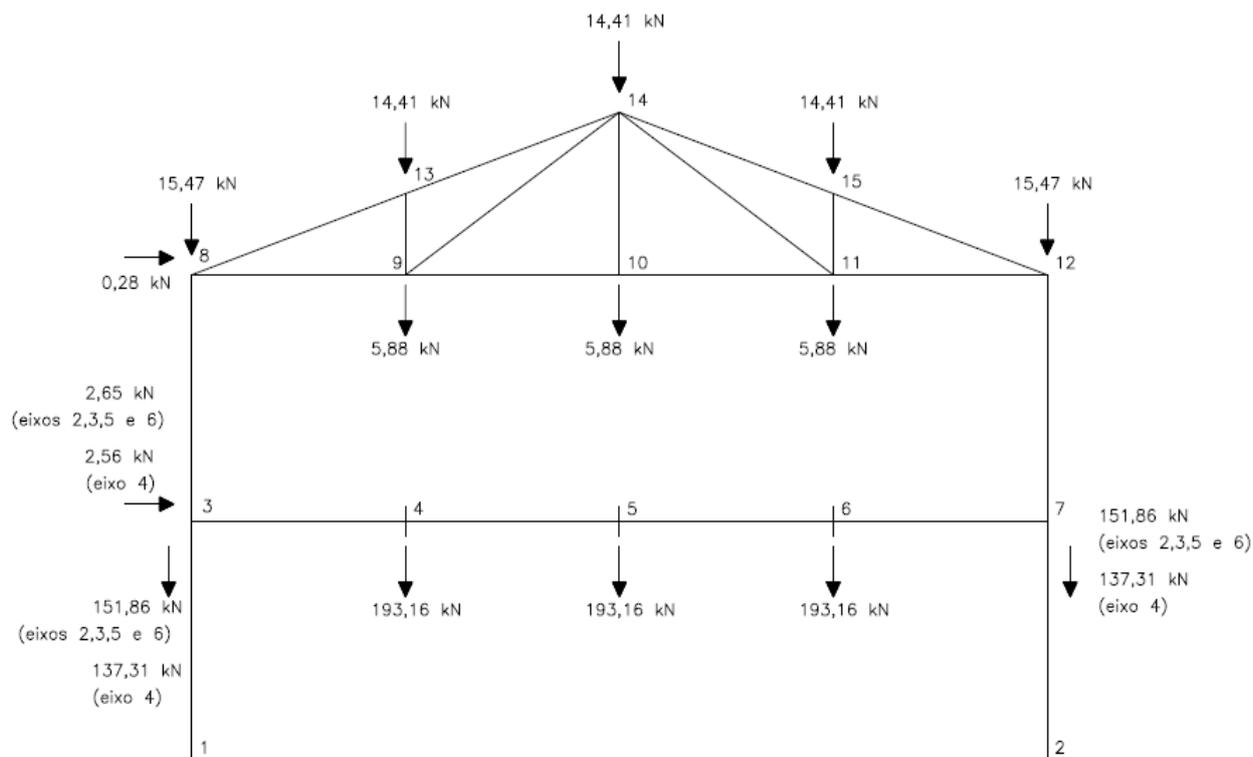
$$\text{Nó 4}=\text{Nó 5}=\text{Nó 6}=1,4 \times 74,97\text{KN}+1,4 \times 63,0\text{KN}=193,16\text{KN}$$

Cargas devido às imperfeições geométricas:

$$\text{Nó 8: } 0,003 \times [(3 \times 14,41) + (2 \times 15,47) + (3 \times 5,88)] = 0,28\text{kN}$$

$$\text{Nó 3 (eixos 2,3,5 e 6)} = 0,003 \times [(3 \times 193,19) + (2 \times 151,86)] = 2,65\text{kN}$$

$$\text{Nó 3 (eixo 4)} = 0,003 \times [(3 \times 193,31) + (2 \times 137,31)] = 2,56\text{kN}$$



5.3. HIPÓTESE 3: CARGA PERMANENTE DESFAVORÁVEL À SEGURANÇA MAIS VENTO COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL

$$F = 1,4 \times \text{Permanentes} + 1,4 \times \text{Vento}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixos 2,3,5 e 6)}=1,4 \times 76,97\text{KN}=107,76\text{KN}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixo 4)}=1,4 \times 66,58\text{KN}=93,21\text{KN}$$

$$\text{Nó 8: carga horizontal}=1,4 \times 1,53\text{KN}=2,14\text{KN}$$

$$\text{carga vertical}=1,4 \times 8,42\text{KN}-1,4 \times 4,22\text{KN}=5,88\text{KN}$$

$$\text{Nó 12: carga horizontal}=1,4 \times 1,19\text{KN}=1,67\text{KN}$$

$$\text{carga vertical}=1,4 \times 8,42\text{KN}-1,4 \times 3,27\text{KN}=7,21\text{KN}$$

$$\text{Nó 13: carga horizontal}=1,4 \times 3,06\text{KN}=4,28\text{KN}$$

$$\text{carga vertical}=1,4 \times 5,04\text{KN}-1,4 \times 8,44\text{KN}=-4,76\text{KN}$$

$$\text{Nó 14: carga horizontal}=1,4 \times 0,34\text{KN}=0,48\text{KN}$$

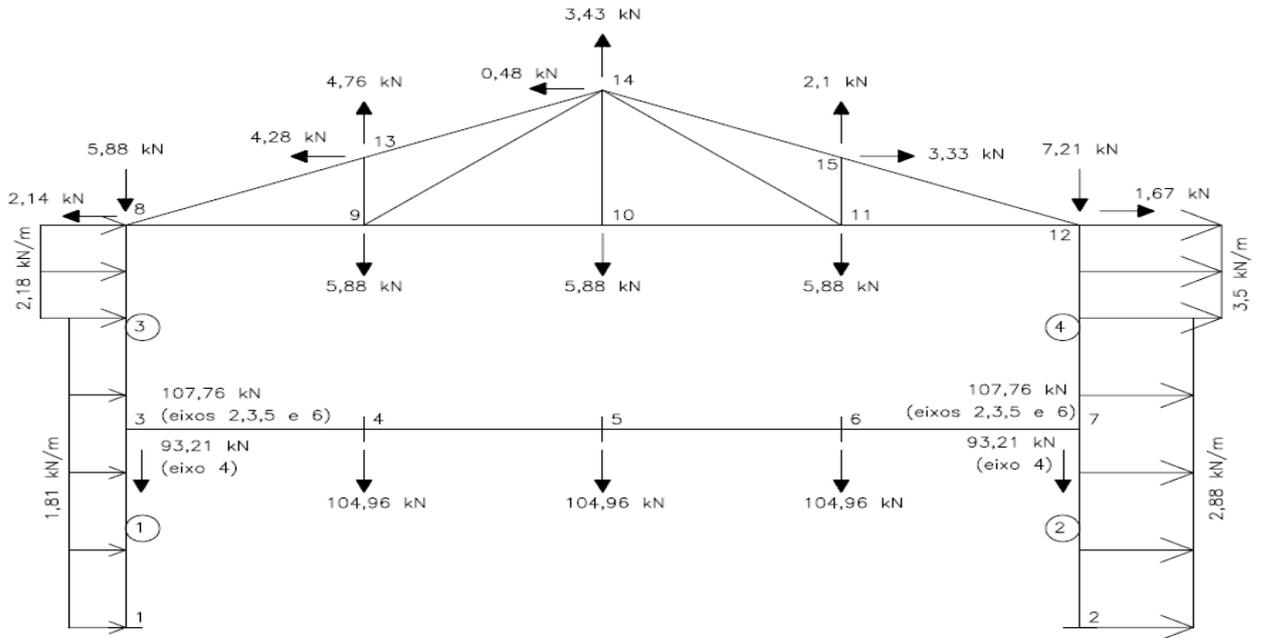
$$\text{carga vertical}=1,4 \times 5,04\text{KN}-1,4 \times 7,49\text{KN}=-3,43\text{KN}$$

$$\text{Nó 15: carga horizontal}=1,4 \times 2,38\text{KN}=3,33\text{KN}$$

$$\text{carga vertical}=1,4 \times 5,04\text{KN}-1,4 \times 6,54\text{KN}=-2,1\text{KN}$$

$$\text{Nó 9}=\text{Nó 10}=\text{Nó 11}=1,4 \times 4,2\text{KN}=5,88\text{KN}$$

$$\text{Nó 4}=\text{Nó 5}=\text{Nó 6}=1,4 \times 74,97\text{KN}=104,96\text{KN}$$



5.4. HIPÓTESE 4: CARGA PERMANENTE FAVORÁVEL À SEGURANÇA MAIS VENTO COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL

$$F = 1,0 \times \text{Permanentes} + 1,4 \times \text{Vento}$$

OBS: As cargas horizontais permanecem as mesmas da hipótese 3.

$$\text{Nó 3} = \text{Nó 7 (eixos 2,3,5 e 6)} = 1,0 \times 76,97 \text{KN} = 76,97 \text{KN}$$

$$\text{Nó 3} = \text{Nó 7 (eixo 4)} = 1,0 \times 66,58 \text{KN} = 66,58 \text{KN}$$

$$\text{Nó 8: carga horizontal} = 1,4 \times 1,53 \text{KN} = 2,14 \text{KN}$$

$$\text{carga vertical} = 1,0 \times 8,42 \text{KN} - 1,4 \times 4,22 \text{KN} = 2,51 \text{KN}$$

$$\text{Nó 12: carga horizontal} = 1,4 \times 1,19 \text{KN} = 1,67 \text{KN}$$

$$\text{carga vertical} = 1,0 \times 8,42 \text{KN} - 1,4 \times 3,27 \text{KN} = 3,84 \text{KN}$$

$$\text{Nó 13: carga horizontal} = 1,4 \times 3,06 \text{KN} = 4,28 \text{KN}$$

$$\text{carga vertical} = 1,0 \times 5,04 \text{KN} - 1,4 \times 8,44 \text{KN} = -6,78 \text{KN}$$

$$\text{Nó 14: carga horizontal} = 1,4 \times 0,34 \text{KN} = 0,48 \text{KN}$$

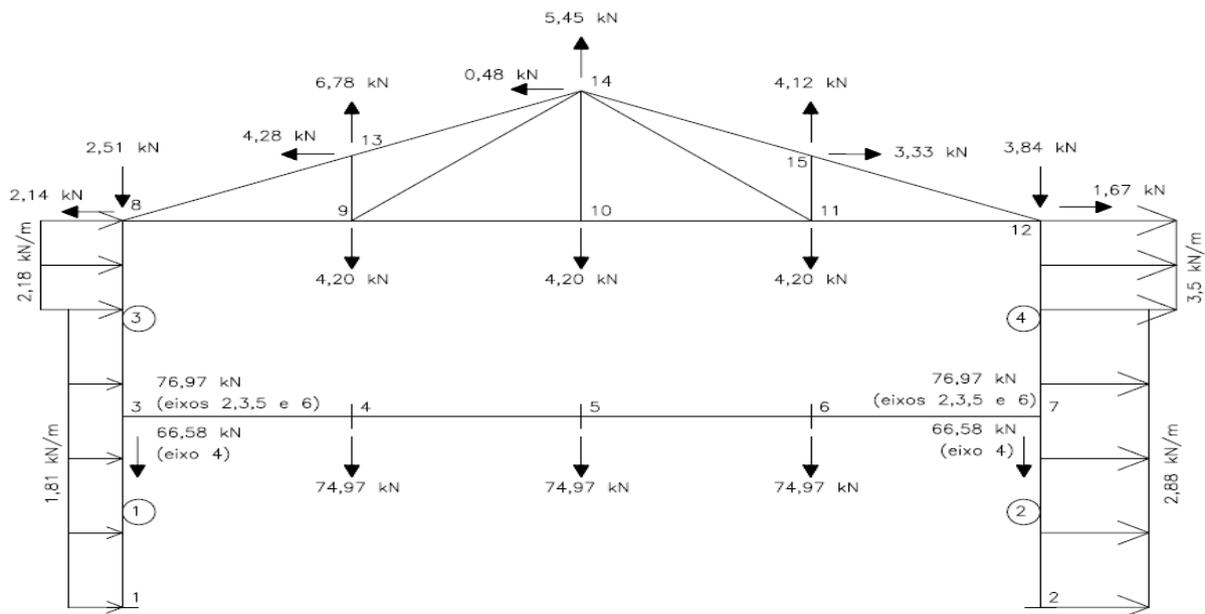
$$\text{carga vertical} = 1,0 \times 5,04 \text{KN} - 1,4 \times 7,49 \text{KN} = -5,45 \text{KN}$$

$$\text{Nó 15: carga horizontal} = 1,4 \times 2,38 \text{KN} = 3,33 \text{KN}$$

$$\text{carga vertical} = 1,0 \times 5,04 \text{KN} - 1,4 \times 6,54 \text{KN} = -4,12 \text{KN}$$

Nó 9=Nó 10=Nó 11=1,0x4,2KN=4,2KN

Nó 4=Nó 5=Nó 6=1,0x74,97KN=74,97KN



5.5. HIPÓTESE 5: CARGA PERMANENTE MAIS SOBRECARGA (VARIÁVEL PRINCIPAL), MAIS VENTO COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL

$F = 1,4 \times \text{Permanentes} + 1,4 \times \text{SC} + 1,4 \times 0,6 \times \text{Vento}$

Nó 3=Nó 7 (eixos 2,3,5 e 6)=1,4x76,97KN+1,4x31,5KN=151,86KN

Nó 3=Nó 7 (eixo 4)=1,4x66,58KN+1,4x31,5KN=137,31KN

Nó 8: carga horizontal=1,4x0,6x1,53KN=1,29KN

carga vertical=1,4x8,42KN+1,4x2,63KN-1,4x0,6x4,22KN=11,93KN

Nó 12: carga horizontal=1,4x0,6x1,19KN=1,00KN

carga vertical=1,4x8,42KN+1,4x2,63KN-1,4x0,6x3,27KN=12,72KN

Nó 13: carga horizontal=1,4x0,6x3,06KN=2,57KN

carga vertical=1,4x5,04KN+1,4x5,25-1,4x0,6x8,44KN=7,32KN

Nó 14: carga horizontal=1,4x0,6x0,34KN=0,29KN

carga vertical=1,4x5,04KN+1,4x5,25KN-1,4x0,6x7,49KN=8,11KN

Nó 15: carga horizontal=1,4x0,6x2,38KN=2,00KN

carga vertical=1,4x5,04KN+1,4x5,25KN-1,4x0,6x6,54KN=8,91KN

$$\text{Nó 9}=\text{Nó 10}=\text{Nó 11}=1,4 \times 4,2 \text{KN}=5,88 \text{KN}$$

$$\text{Nó 4}=\text{Nó 5}=\text{Nó 6}=1,4 \times 74,97 \text{KN}+1,4 \times 63 \text{KN}=193,16 \text{KN}$$

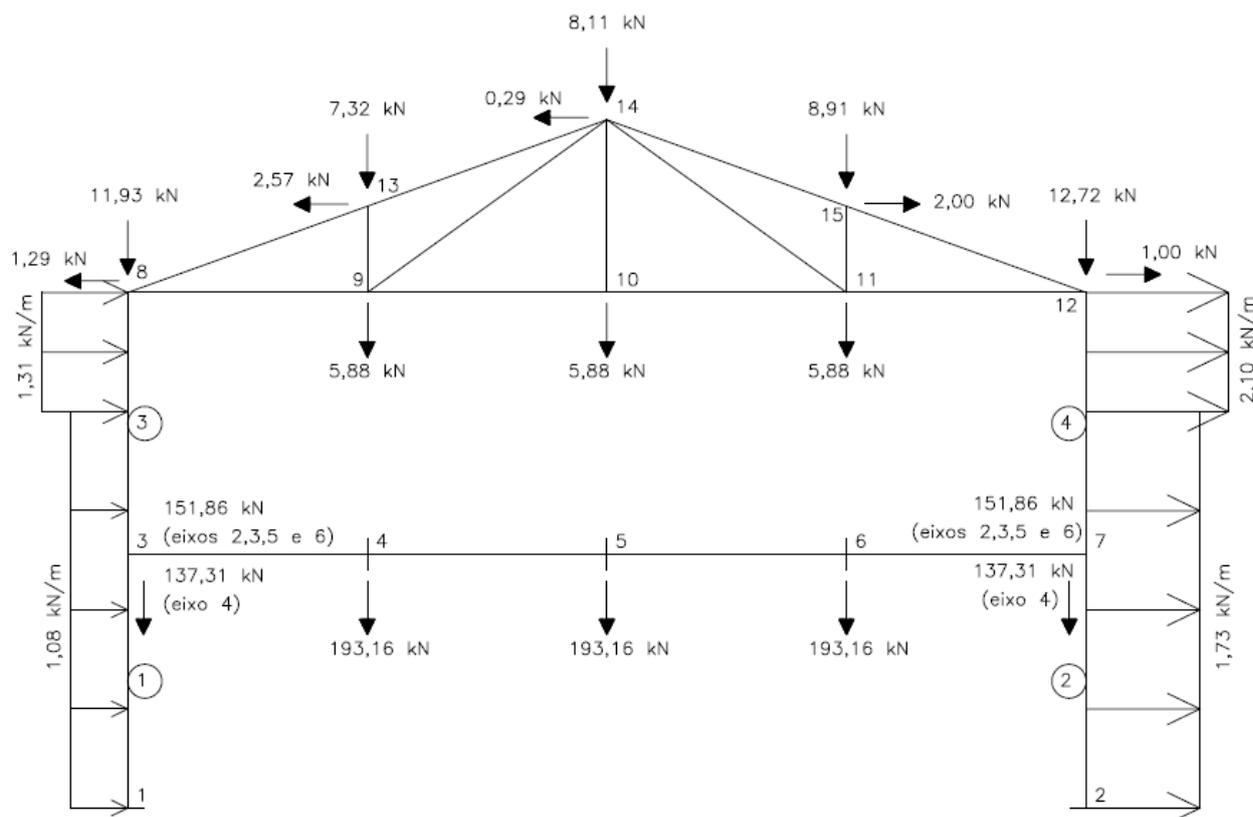
Cargas distribuídas horizontais devidas ao vento:

$$1,4 \times 0,6 \times 1,29 \text{KN}=1,08 \text{KN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 1,56 \text{KN}=1,31 \text{KN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 2,06 \text{KN}=1,73 \text{KN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 2,50 \text{KN}=2,10 \text{KN}$$



5.6. HIPÓTESE 6: CARGA PERMANENTE MAIS SOBRECARGA, MAIS VENTO (VARIÁVEL PRINCIPAL) COM IMPERFEIÇÕES DE MATERIAL

$$F = 1,4 \times \text{Permanentes} + 1,4 \times \text{Vento} + 1,4 \times 0,8 \times \text{SC}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixos 2,3,5 e 6)}=1,4 \times 76,97 \text{KN}+1,4 \times 0,8 \times 31,5 \text{KN}=143,04 \text{KN}$$

$$\text{Nó 3}=\text{Nó 7 (eixo 4)}=1,4 \times 66,58 \text{KN}+1,4 \times 0,8 \times 31,5 \text{KN}=128,49 \text{KN}$$

$$\text{Nó 8: carga horizontal}=1,4 \times 1,53 \text{KN}=2,14 \text{KN}$$

carga vertical= $1,4 \times 8,42 \text{KN} + 1,4 \times 0,8 \times 2,63 \text{KN} - 1,4 \times 4,22 \text{KN} = 8,83 \text{KN}$

Nó 12: carga horizontal= $1,4 \times 1,19 \text{KN} = 1,67 \text{KN}$

carga vertical= $1,4 \times 8,42 \text{KN} + 1,4 \times 0,8 \times 2,63 \text{KN} - 1,4 \times 3,27 \text{KN} = 10,16 \text{KN}$

Nó 13: carga horizontal= $1,4 \times 3,06 \text{KN} = 4,28 \text{KN}$

carga vertical= $1,4 \times 5,04 \text{KN} + 1,4 \times 0,8 \times 5,25 - 1,4 \times 8,44 \text{KN} = 1,12 \text{KN}$

Nó 14: carga horizontal= $1,4 \times 0,34 \text{KN} = 0,48 \text{KN}$

carga vertical= $1,4 \times 5,04 \text{KN} + 1,4 \times 0,8 \times 5,25 \text{KN} - 1,4 \times 7,49 \text{KN} = 2,45 \text{KN}$

Nó 15: carga horizontal= $1,4 \times 2,38 \text{KN} = 3,33 \text{KN}$

carga vertical= $1,4 \times 5,04 \text{KN} + 1,4 \times 0,8 \times 5,25 \text{KN} - 1,4 \times 6,54 \text{KN} = 3,78 \text{KN}$

Nó 9=Nó 10=Nó 11= $1,4 \times 4,2 \text{KN} = 5,88 \text{KN}$

Nó 4=Nó 5=Nó 6= $1,4 \times 74,97 \text{KN} + 1,4 \times 0,8 \times 63 \text{KN} = 175,52 \text{KN}$

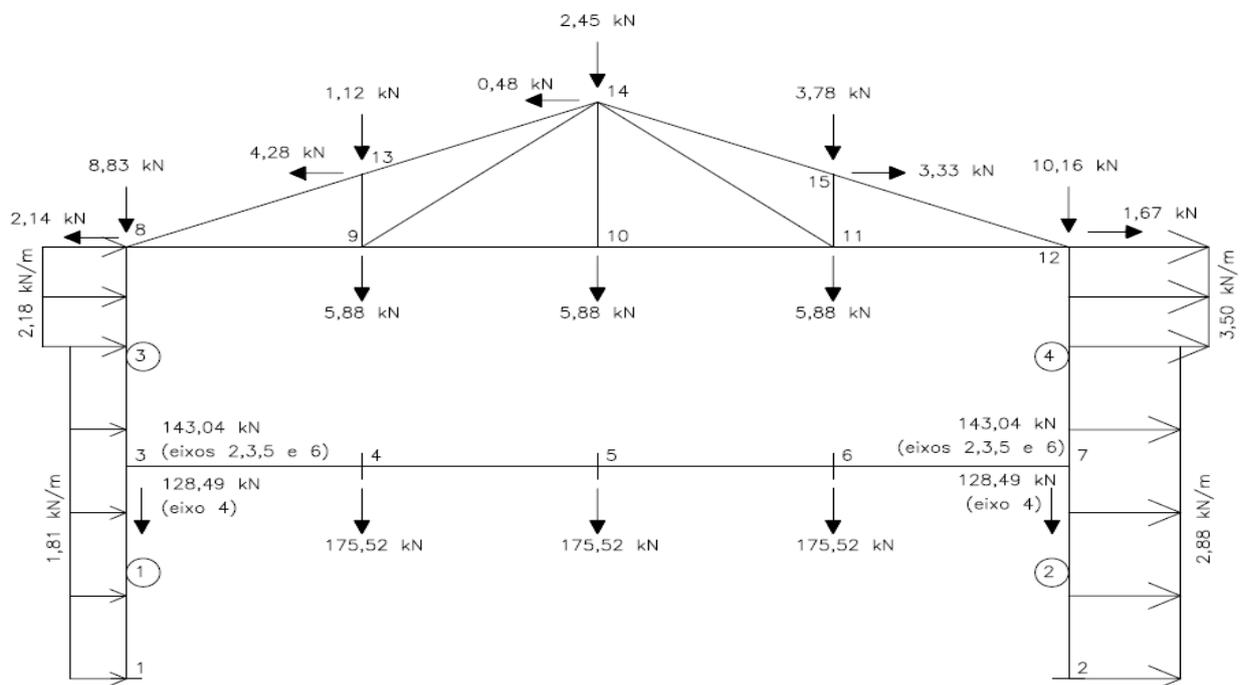
Cargas distribuídas horizontais devidas ao vento:

$1,4 \times 1,29 \text{KN} = 1,81 \text{KN}$

$1,4 \times 1,56 \text{KN} = 2,18 \text{KN}$

$1,4 \times 2,06 \text{KN} = 2,88 \text{KN}$

$1,4 \times 2,50 \text{KN} = 3,50 \text{KN}$



6. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS

A análise estrutural será feita para a hipótese 5 das combinações de ações descritas no item anterior, pelo método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES). Neste método a análise de 2º ordem é simulada, com precisão aceitável, por meio de duas análises de 1º ordem.

Neste método a estrutura original analisada, com a combinação de ações considerada, será dividida em duas outras estruturas. Uma estrutura denominada “**Estrutura nt**”, onde seus nós são impedidos de se deslocar lateralmente por meio de contenções fictícias em cada andar e com o carregamento total e uma outra estrutura denominada “**Estrutura lt**”, que será submetida ao efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde as contenções foram colocadas.

O momento fletor e a força axial solicitantes de caçulo serão dadas por:

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

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

O valor de B_1 será igual a 1,0 se a força axial for de tração e se a força for de compressão seu valor será: $B_1 = C_m / (1 - (N_{sd1} / N_e)) \leq 1,0$

Onde:

$C_m = 1,0$ se houver forças transversais entre as extremidades da barra e senão houver essas forças,

$C_m = 0,60 - 0,40(M_1/M_2)$ – coeficiente de equivalência dos momentos

(M_1/M_2) – relação entre o menor e maior momento fletor solicitante de cálculo da estrutura nt no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando o momento provocar curvatura dupla (curvatura reversa) e negativa quando provocarem curva simples.

N_{sd1} é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada ($N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt}$)

N_e é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor. ($N_e = \pi^2 EI / L^2$)

Cada barra possui um B_1 , seu valor é tanto maior quanto maior for a deformação da barra.

O valor de B_2 é dado por: $B_2 = 1 / (1 - (1/R_s) \times (\Delta_h/h) \times (\Sigma N_{sd} / \Sigma H_{sd}))$

ΣN_{sd} é a carga gravitacional total que atua no andar considerado;

R_s é um coeficiente de ajuste (que depende da subestrutura de contraventamento), igual a 0,85 onde as subestruturas de contraventamento são pórticos rígidos e igual a 1,0 para demais estruturas;

Δ_h é o deslocamento interpavimento obtido na estrutura lt;

ΣH_{sd} é a força cortante no andar;

h é a altura do andar.

Cada andar possui um B_2 , seu valor é tanto maior quanto maior forem os deslocamentos Δ e as forças gravitacionais ΣN_{sd}

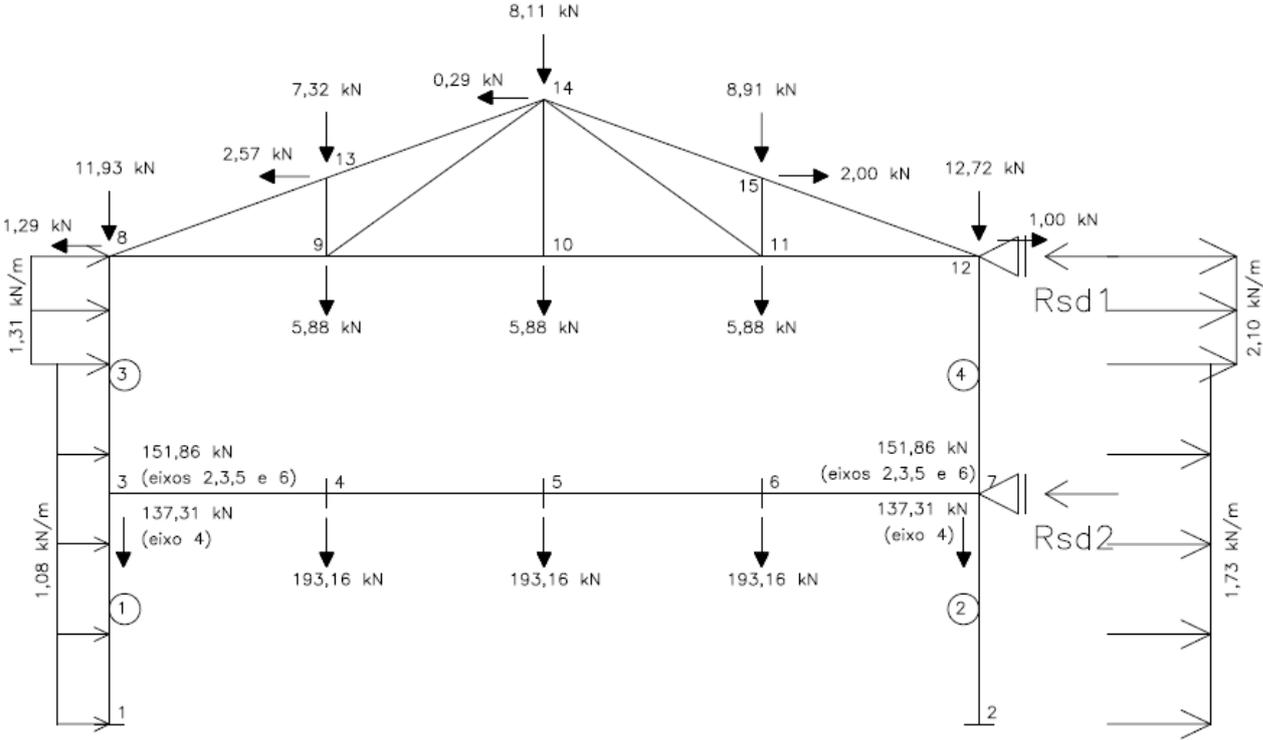
A força cortante solicitante de cálculo praticamente não sofre influência dos efeitos de 2º ordem, logo seu valor será igual ao da estrutura original.

$$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$$

6.1 DECOMPOSIÇÃO DA ESTRUTURA ORIGINAL EM ESTRUTURA nt E ESTRUTURA It

E=160000MPa

Estrutura Original



Estrutura nt para eixos 2,3,5 e 6:

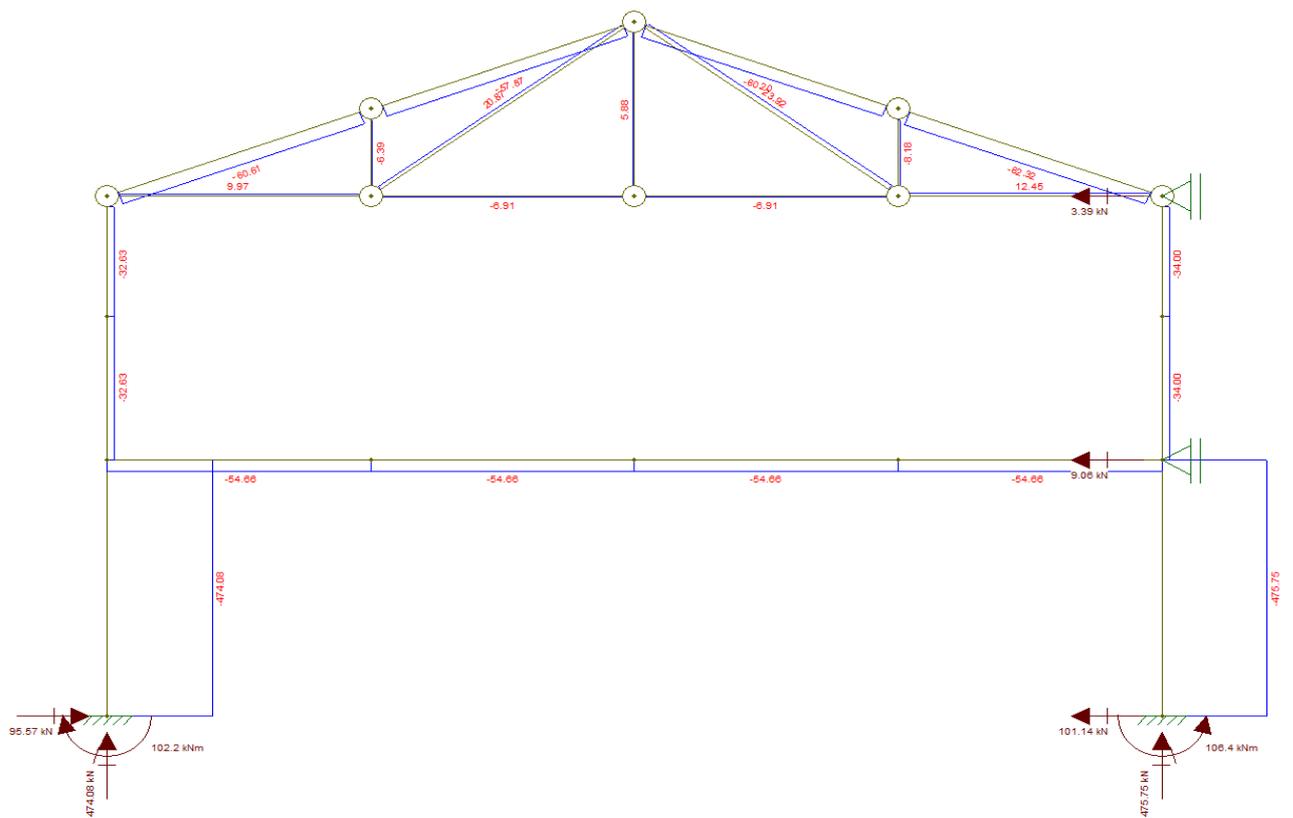
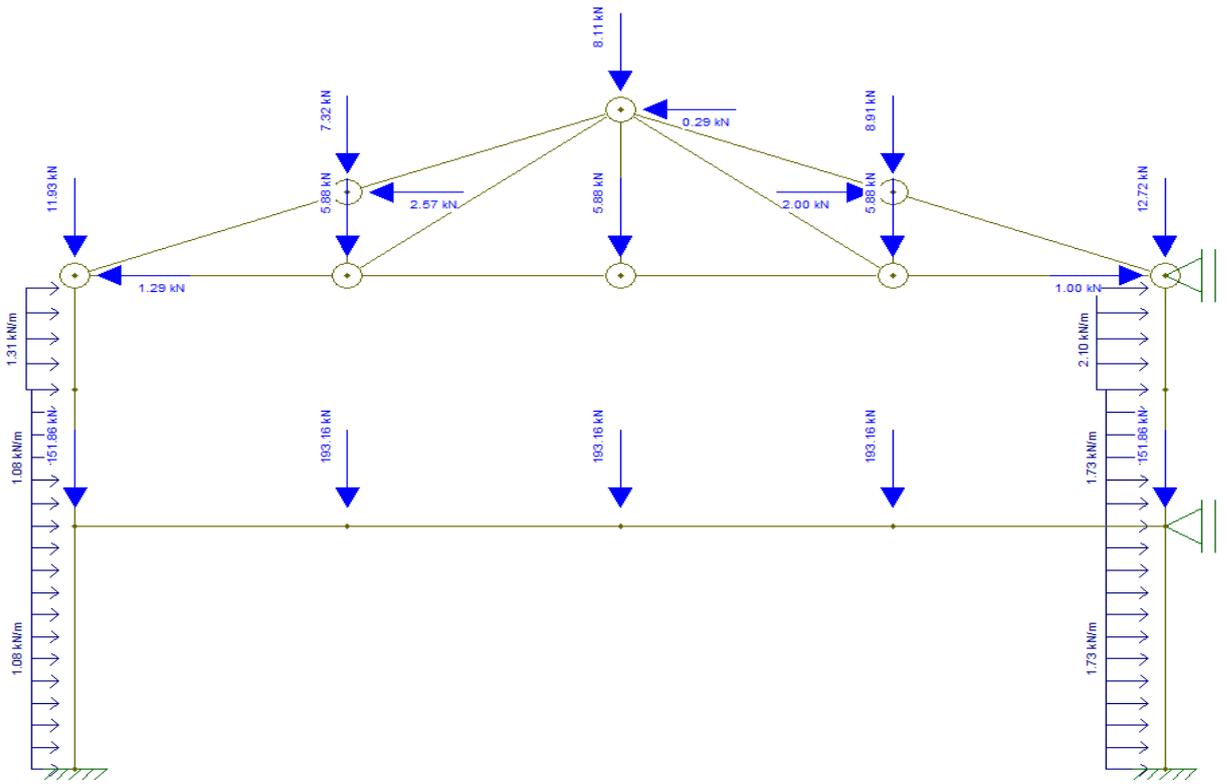


Figura 4-Estrutura nt (eixos 2,3,5 e 6) - Esforço Axial

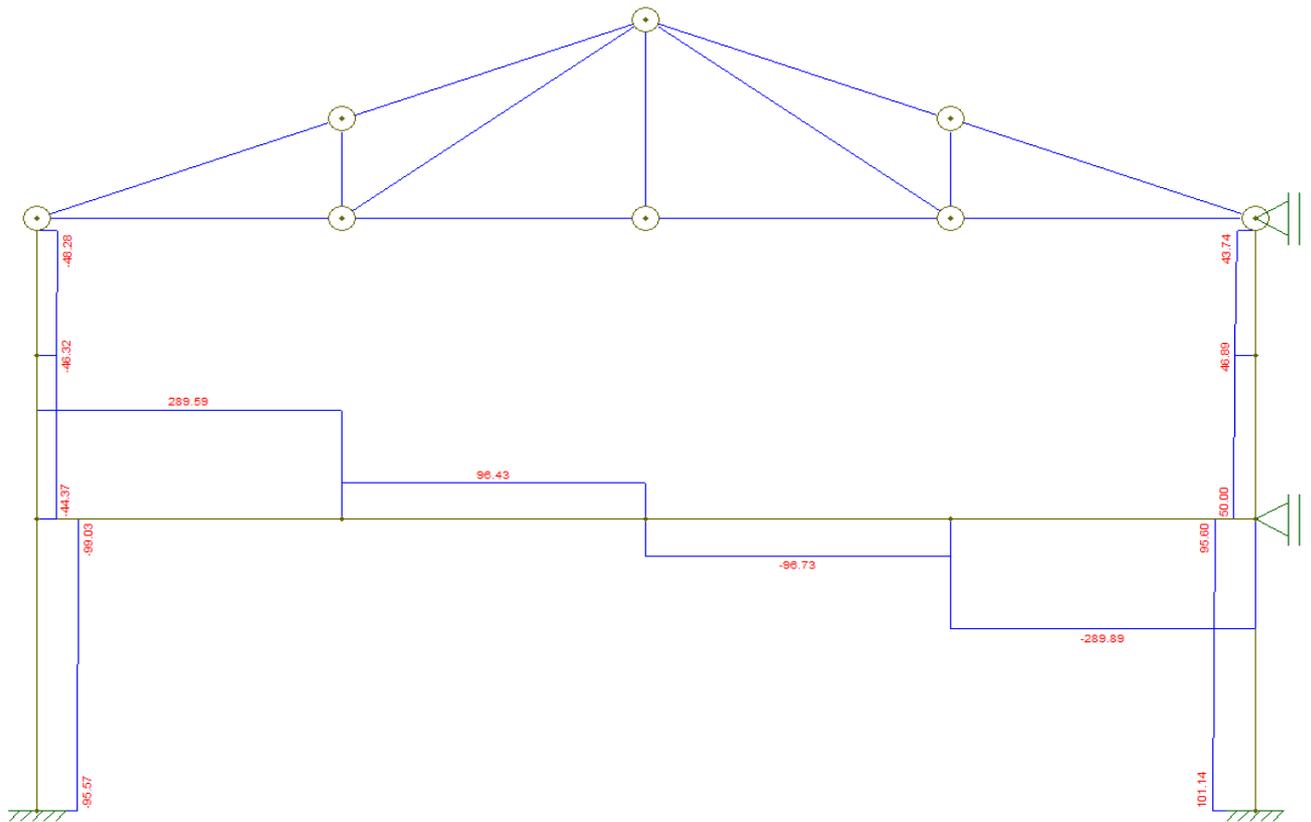


Figura 5-Estrutura nt (eixos 2,3,5 e 6) - Esforço Cortante

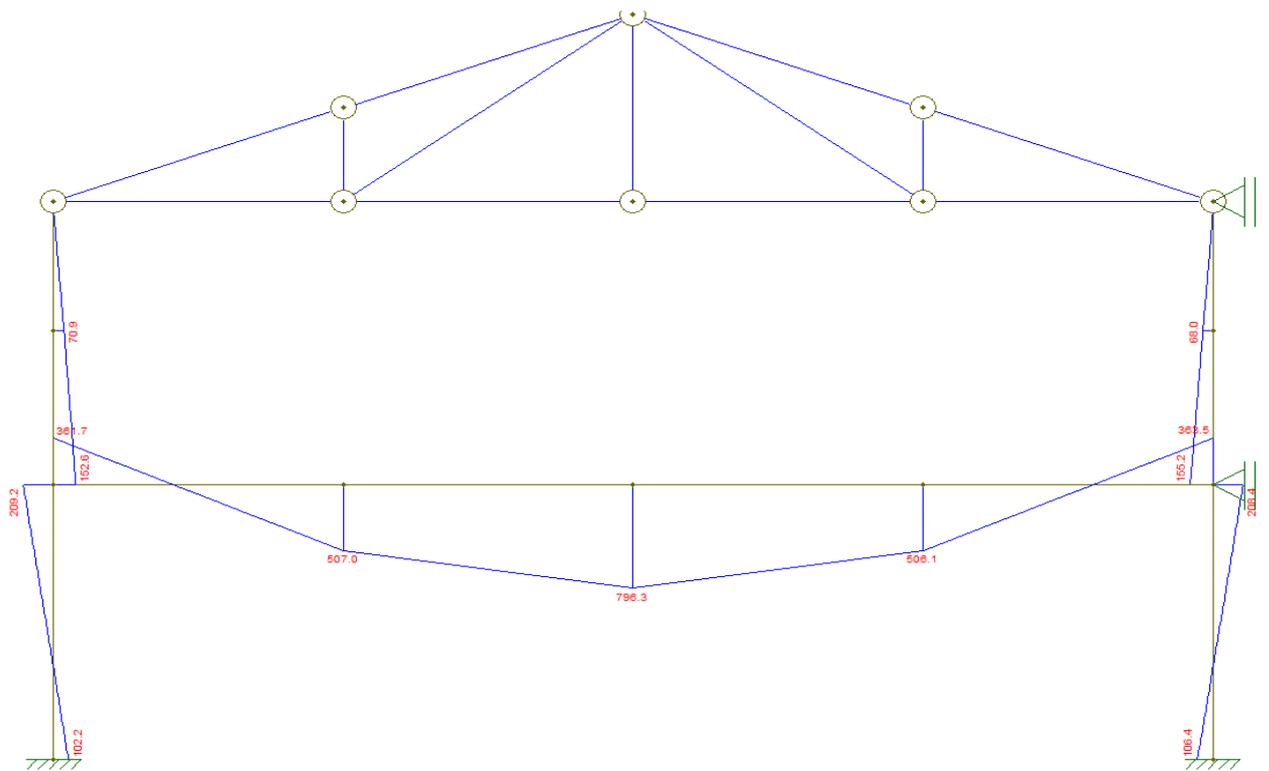
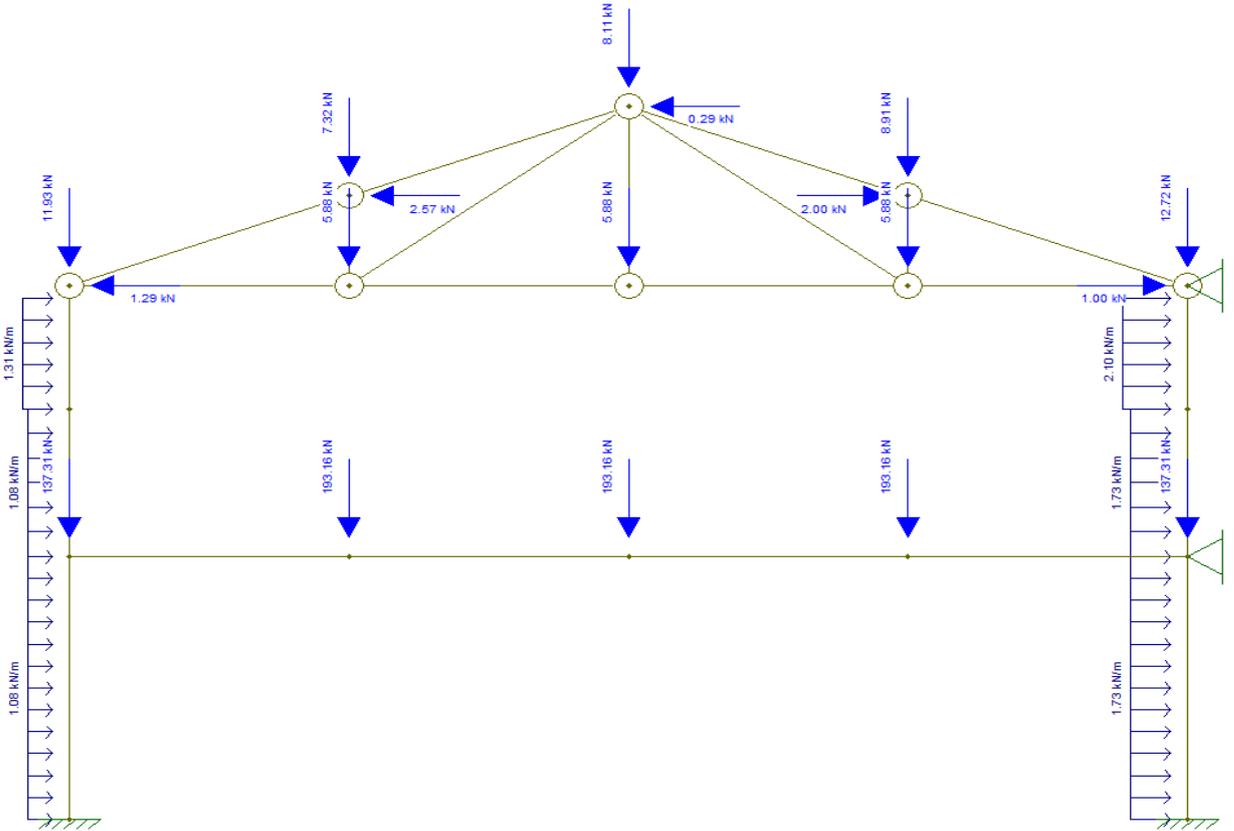


Figura 6-Estrutura nt (eixos 2,3,5 e 6) - Momento Fletor

Estrutura nt para eixo 4:



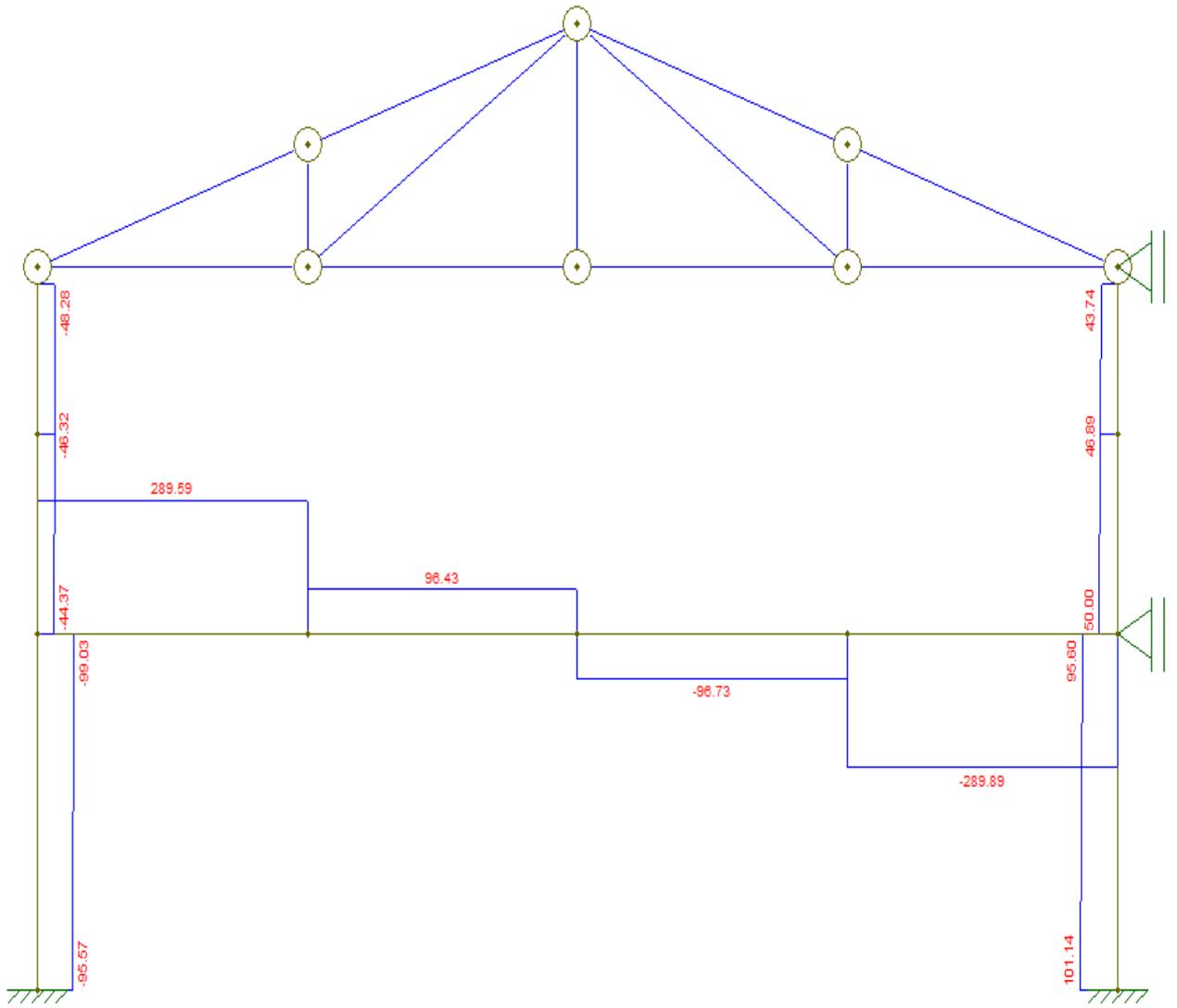


Figura 8-Estrutura nt (para eixo 4)-Esforço Cortante

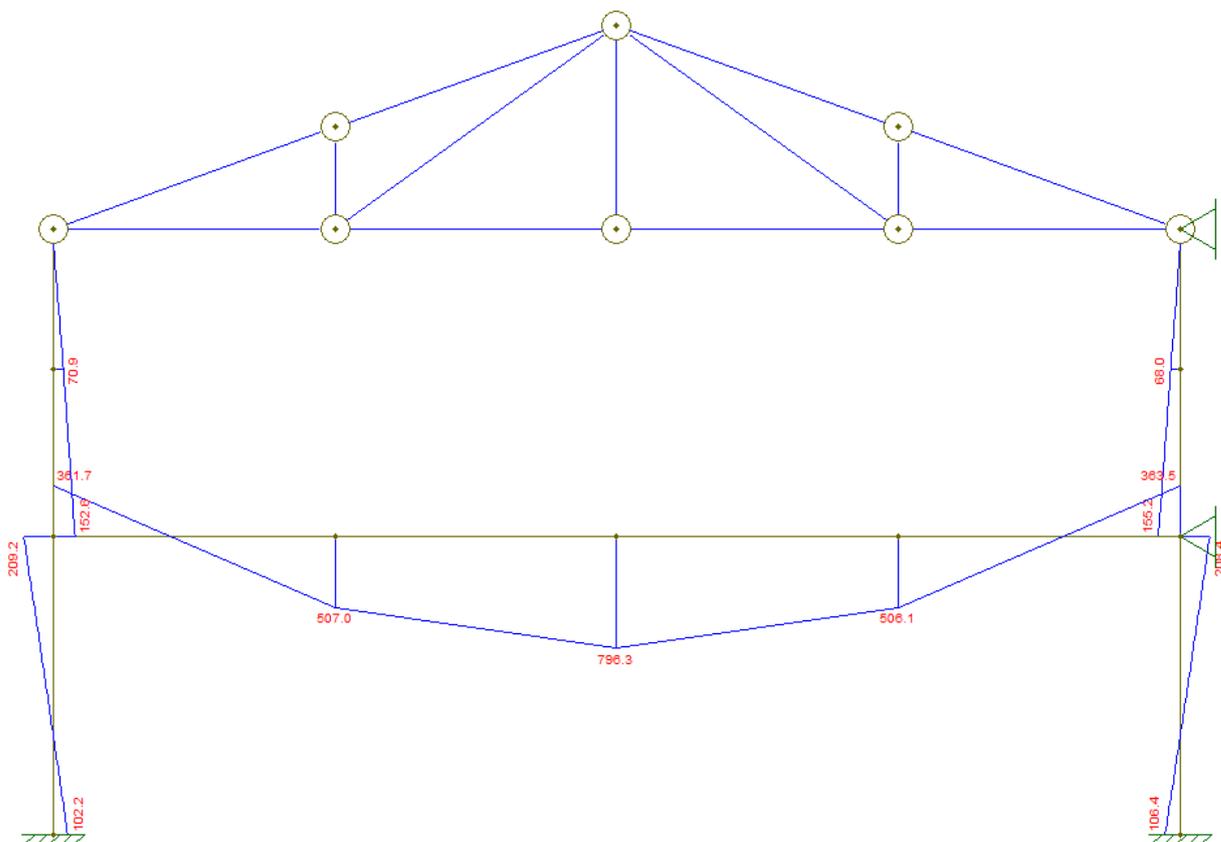


Figura 9-Estrutura nt (para eixo 4)-Momento Fletor

Estrutura lt

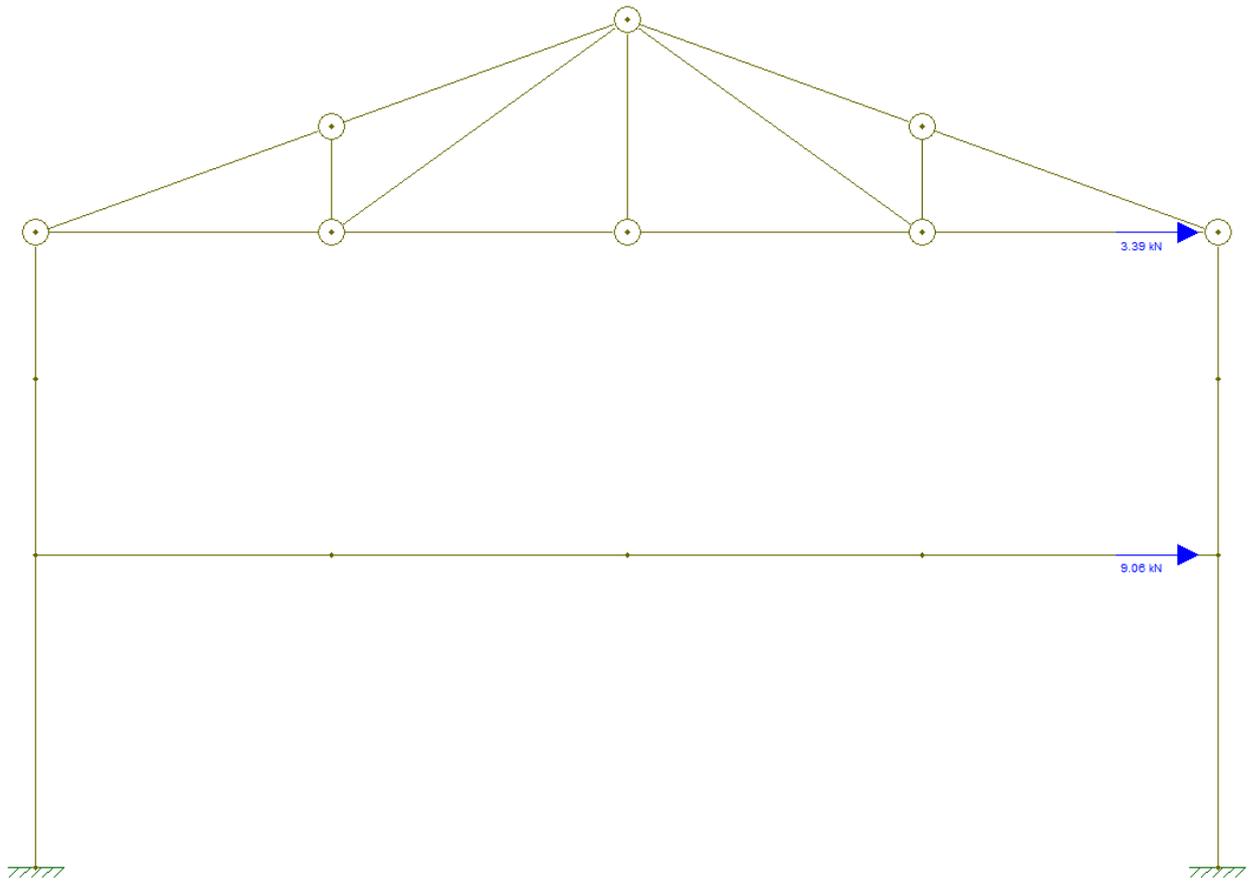
Para se fazer a análise da estrutura lt precisamos das reações dos apoios fictícios da estrutura nt, que são elas:

$$R_{sd1}=3,39\text{KN}$$

$$R_{sd2}=9,06\text{KN}$$

O valor obtido para tais reações foi o mesmo para a combinação dos eixos 2,3,5 e 6 e do eixo 4. Assim para cálculo dos coeficientes e esforços nas barras do pórtico, foi utilizado a estrutura nt dos eixos 2,3,5 e 6.

Com a análise feita temos os seguintes resultados:



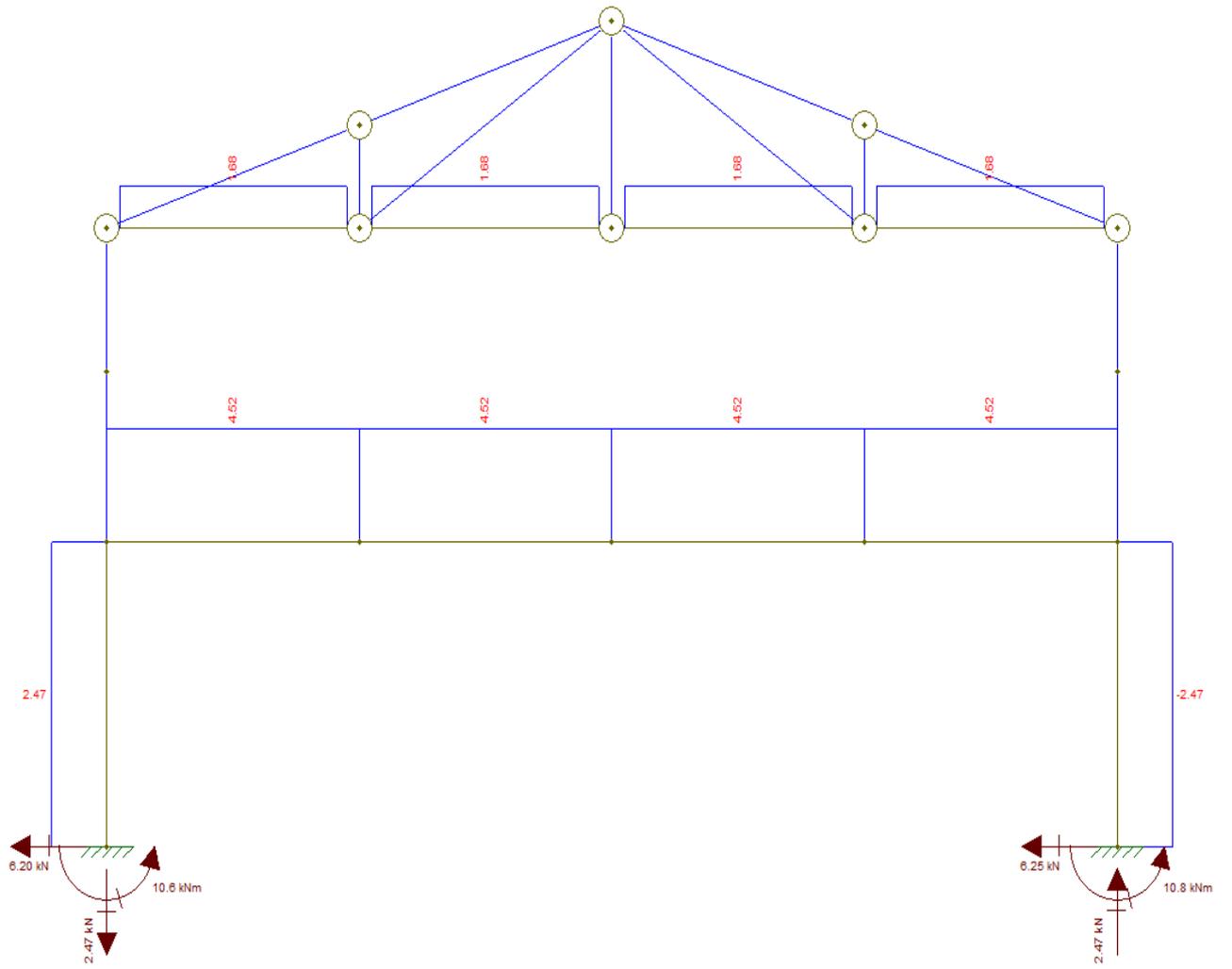


Figura 10-Estrutura It (para eixos 2,3,5 e 6)-Esforço Axial

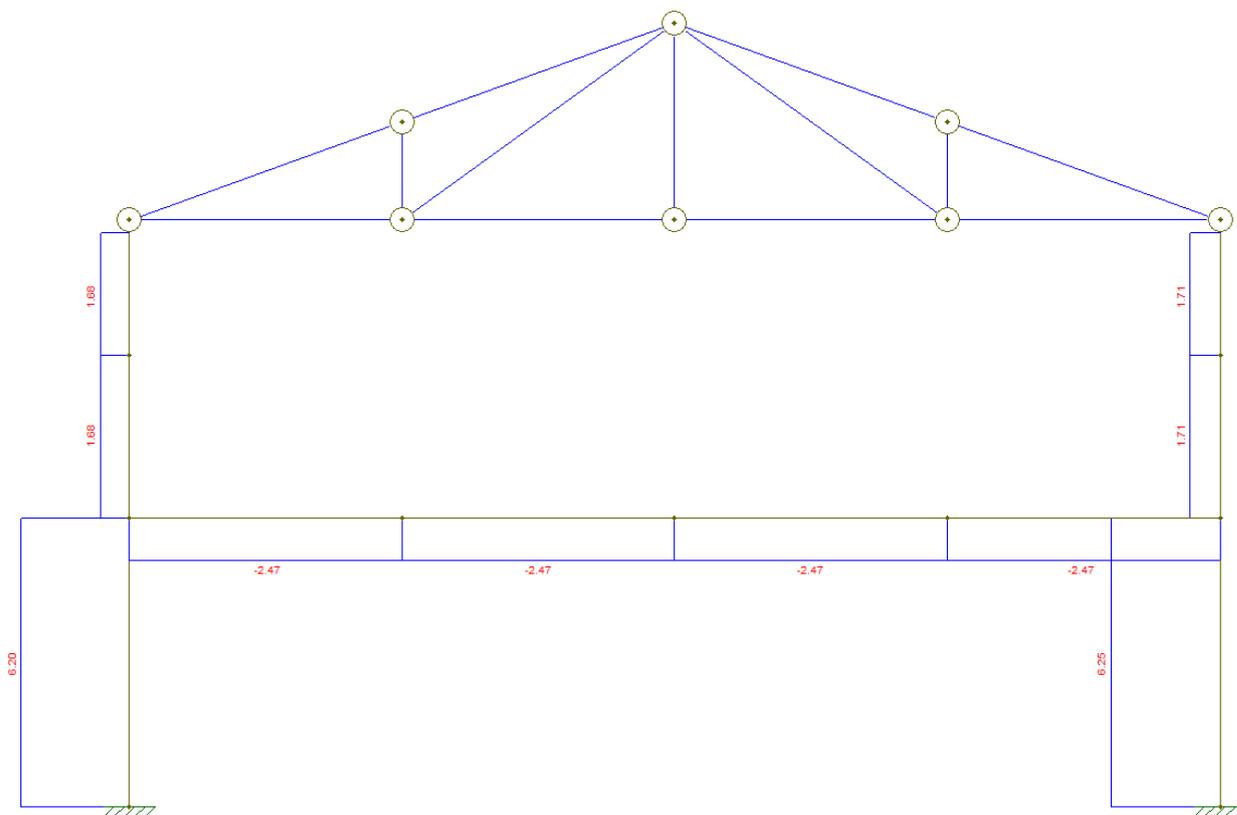


Figura 11-Estrutura It (para eixos 2,3,5 e 6)-Esforço Cortante

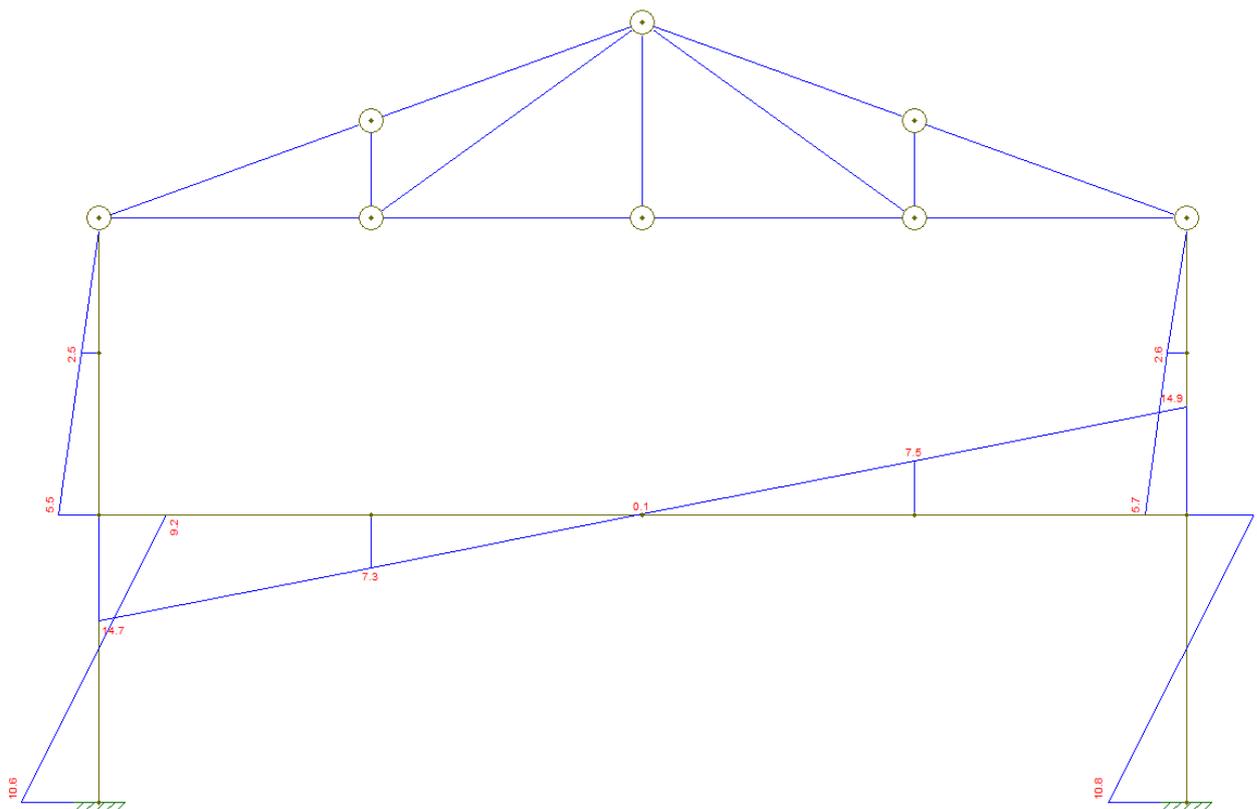


Figura 12-Estrutura It (para eixos 2,3,5 e 6)-Momento Fletor

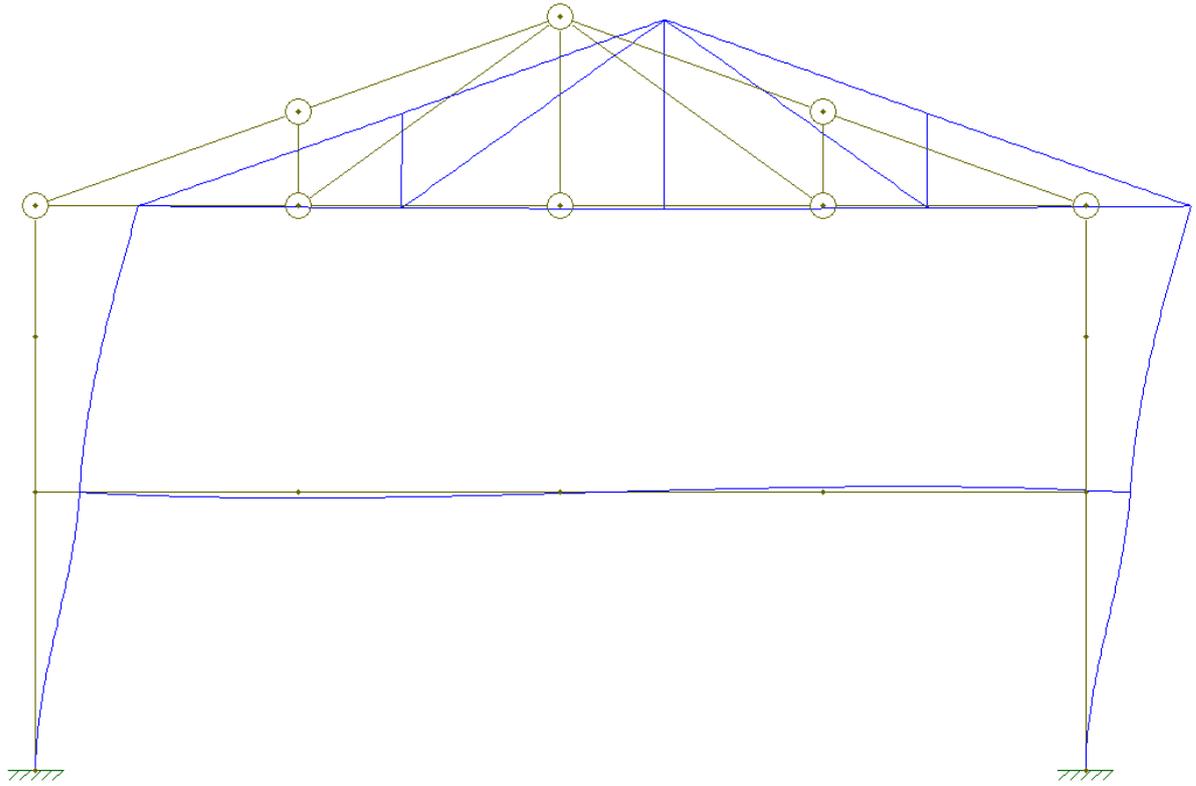


Figura 13-Estrutura It (para eixos 2,3,5 e 6)-Deslocamentos

Os deslocamentos encontrados foram $\Delta_1=0,174\text{cm}$ (1º pavimento) e $\Delta_2=0,411\text{cm}$ (2º pavimento).

Os valores de B_1 foram obtidos para cada barra e estão descritos na planilha abaixo:

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE B_1 PARA AS BARRAS DO PÓRTICO											
BARRA	M_1 (menor momento)	M_2 (maior momento)	$C_m = 0,6 - 0,4 * M_1 / M_2$	N_{nt} (KN)	N_{lt} (KN)	$N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt}$ (KN)	L (cm)	Inércia (cm ⁴)	$N_e = \pi^2 * 0,8(EI) / L^2$	B_1 (calculado)	B_1 (adotado)
1(pilar) – 1º andar	102,20	209,20	1,00	-474,07	2,47	-471,60	320,00	7285,00	11234,39	1,04	1,04
2(pilar) – 1º andar	106,40	208,40	1,00	-475,76	-2,47	-478,23	320,00	7285,00	11234,39	1,04	1,04
3(pilar) – 2º andar	0,00	152,60	1,00	-32,63	0,00	-32,63	330,00	7285,00	10563,83	1,00	1,00
4(pilar) – 2º andar	0,00	155,20	1,00	-34,00	0,00	-34,00	330,00	7285,00	10563,83	1,00	1,00
5– 1º andar	361,70	507,00	0,31	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,72	0,31	1,00
6– 1º andar	507,00	-796,30	0,85	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,72	0,85	1,00
7– 1º andar	506,10	-796,30	0,85	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,72	0,85	1,00
8– 1º andar	363,50	506,10	0,31	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,72	0,31	1,00
9– 2º andar	0,00	0,00	0,60	9,97	1,68	11,65	300,00	58,53	102,70	0,68	1,00
10– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-6,91	1,68	-5,23	300,00	58,53	102,70	0,63	1,00
11– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-6,91	1,68	-5,23	300,00	58,53	102,70	0,63	1,00
12– 2º andar	0,00	0,00	0,60	12,45	1,68	14,13	300,00	58,53	102,70	0,70	1,00
13– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-60,61	0,00	-60,61	319,19	58,53	90,72	1,81	1,81
14– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-57,87	0,00	-57,87	319,19	58,53	90,72	1,66	1,66
15– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-60,20	0,00	-60,20	319,19	58,53	90,72	1,78	1,78
16– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-62,32	0,00	-62,32	319,19	58,53	90,72	1,92	1,92
17– 2º andar	0,00	0,00	0,60	-6,39	0,00	-6,39	109,00	58,53	777,94	0,60	1,00
18– 2º andar	0,00	0,00	0,60	20,87	0,00	20,87	370,84	58,53	67,21	0,87	1,00
19– 2º andar	0,00	0,00	0,60	5,88	0,00	5,88	218,00	58,53	194,48	0,62	1,00
20– 2º andar	0,00	0,00	0,60	23,92	0,00	23,92	370,84	58,53	67,21	0,93	1,00

Os valores de B_2 foram obtidos para cada pavimento e estão descritos na planilha abaixo:

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE B2 PARA CADA PAVIMENTO						
ANDAR	Δ_i (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\sum N_{Sd}$ (KN)	$\sum H_{Sd}$ (KN)	B_2
1°	0,174	0,174	320,00	949,83	12,45	1,043
2°	0,411	0,237	330,00	66,63	3,39	1,014

De posse dos valores dos coeficientes B_1 e B_2 é possível a determinação dos esforços (N, M e V) para cada barra.

O maior valor de B_2 encontrado foi de 1,043 que é menor que o limite de 1,13. Sendo assim a estrutura é de pequena deslocabilidade, logo o procedimento utilizado para a análise da estrutura é válido.

DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES DE CÁLCULO							
BARRA	$N_{Sd}=N_{nt}+B_2N_{lt}$ (KN)	v_{nt} (KN)	v_{lt} (KN)	$V_{Sd}=V_{nt}+V_{lt}$ (KN)	M_{nt} (KNm)	M_{lt} (KNm)	$M_{Sd}=B_1M_{nt}+B_2M_{lt}$ (KNm)
1(pilar)-1º andar-Nó 1	-471,49	-95,57	6,20	-89,37	102,20	-10,60	95,93
1(pilar) – 1º andar-Nó 3		-99,03	6,20	-92,83	-209,20	9,20	-209,17
2(pilar) – 1º andar-Nó 2	-478,34	101,14	6,25	107,39	106,40	10,80	122,09
2(pilar) – 1º andar-Nó 7		95,60	6,25	101,85	-208,40	-9,20	-218,38
3(pilar) – 2º andar-Nó 3	-32,63	-44,37	1,68	-42,69	152,60	-5,50	147,49
3(pilar) – 2º andar-Nó 8		-48,28	1,68	-46,60	0,00	0,00	0,00
4(pilar) – 2º andar-Nó 7	-34,00	50,00	1,71	51,71	155,20	5,70	161,48
4(pilar) – 2º andar-Nó 12		43,74	1,71	45,45	0,00	0,00	0,00
viga 1º andar - Nó 3	-49,94	289,59	-2,47	287,12	-361,70	14,70	-346,36
viga 1º andar - Nó 5	-49,94	-96,73	-2,47	-99,20	796,30	0,10	796,40
viga 1º andar - Nó 7	-49,94	-289,89	-2,47	-292,36	-363,50	14,90	-347,96
9- 2º andar	11,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10- 2º andar	-5,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11- 2º andar	-5,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12- 2º andar	14,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13- 2º andar	-60,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14- 2º andar	-57,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15- 2º andar	-60,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16- 2º andar	-62,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17- 2º andar	-6,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18- 2º andar	20,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19- 2º andar	5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20- 2º andar	23,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21- 2º andar	-8,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

7. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

7.1. BARRAS TRACIONADAS DA TRELIÇA DE COBERTURA DOS PÓRTICOS INTERNOS

-Aço estrutural:

$$\text{ASTM A36} \quad F_y=250\text{MPa} = 25,0\text{kN/cm}^2$$

$$F_u=400\text{MPa} = 40,0\text{kN/cm}^2$$

-Dimensões e propriedades da seção transversal:

Cantoneira dupla 63,5x6,35

	b (mm)	t (mm)	xg=yg (mm)	Ag (cm ²)	Ix1=Iy1 (cm ⁴)	Wx1=Wy1 (cm ³)	rx1=ry1 (cm)	ry (cm)
Designação								
2L 63,50x6,35	63,5	6,35	18,3	7,67	29,0	6,4	1,96	1,24

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

$$A_n=A_g=15,34\text{cm}^2$$

$$A_e=C_t \times A_n$$

$$C_t=1-e_c/l_c=1-1,83/10=0,82 \text{ (valor entre 0,60 e 0,90)}$$

$$A_e=C_t \times A_n = 0,82 \times 15,34=12,58\text{cm}^2$$

OBS: Comprimento de solda “ l_c ” estabelecido em 100mm

-Barras da treliça a serem dimensionadas:

Corda Inferior: barra 12 – $N_{sd}=14,15\text{KN}$

Corda Superior: todas submetidas a esforços de compressão

Diagonais: barra 20 - $N_{sd}=23,92\text{KN}$

Montantes: barra 19 - $N_{sd}=5,88\text{KN}$

Corda Inferior:

Barra 12 – $N_{sd}=14,15\text{KN}$

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = A_g \times F_y / 1,10$$

$$14,15\text{KN} \leq 15,34 \times 25 / 1,10$$

$$14,15\text{KN} \leq 348,64\text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = A_e \times F_u / 1,35$$

$$14,15\text{KN} \leq 12,58 \times 40 / 1,35$$

$$14,15\text{KN} \leq 372,74\text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Esbeltez:

$$\lambda_{\max} = L / r_{\min} < 300$$

$$\lambda_{\max} = 300 / 1,96$$

$$\lambda_{\max} = 153,06 < 300 \quad \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras:

$$l / r_{\min(\text{perfil})} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,24$$

$$l \leq 372\text{cm}$$

Como o comprimento da barra 12 é de 300cm não será necessário o uso de chapas espaçadoras.

Como o perfil em cantoneira dupla 2L 63,5x6,35 ficou folgado será adotado um perfil menor: 2L 50,8x3,17.

-Dimensões e propriedades da seção transversal:

	b (mm)	t (mm)	xg=yg (mm)	Ag (cm ²)	Ix1=Iy1 (cm ⁴)	Wx1=Wy1 (cm ³)	rx1=ry1 (cm)	ry (cm)
Designação								
2L 50,8x3,17	50,8	3,17	14,0	3,10	7,91	2,13	1,60	1,02

$$A_g = 2 \times 3,10 \text{ cm}^2 = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$A_n = A_g = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$e_c = 1,40 \text{ cm}$$

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = A_g \times F_y / 1,10$$

$$14,15 \text{ kN} \leq 6,20 \times 25 / 1,10$$

$$14,15 \text{ kN} \leq 140,90 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida:

$$A_e = C_t \times A_n$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,40 / 10 = 0,86 \text{ (valor entre 0,60 e 0,90)}$$

$$A_e = C_t \times A_n = 0,86 \times 6,20 = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = A_e \times F_u / 1,35$$

$$14,15 \text{ kN} \leq 5,33 \times 40 / 1,35$$

$$14,15 \text{ kN} \leq 157,99 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

- Esbeltez:

$$\lambda_{\max} = L / r_{\min} < 300$$

$$\lambda_{\max} = 300 / 1,6$$

$$\lambda_{\max} = 187,5 < 300 \quad \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras:

$$l / r_{\min(\text{perfil})} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,02$$

$$l \leq 306 \text{ cm}$$

Não é necessário o uso de chapas espaçadoras.

Diagonais:

Barra 20 – $N_{sd}=23,92\text{KN}$

O perfil adotado no pré-dimensionamento das diagonais também foi 2L 63,5x6,35, como já foi verificado que ele fica folgado, será adotado para as diagonais o mesmo perfil da corda inferior.

-Dimensões e propriedades da seção transversal:

Cantoneira dupla 50,8x3,17

Designação	b (mm)	t (mm)	xg=yg (mm)	Ag (cm ²)	Ix1=Iy1 (cm ⁴)	Wx1=Wy1 (cm ³)	rx1=ry1 (cm)	ry (cm)
2L 50,8x3,17	50,8	3,17	14,0	3,10	7,91	2,13	1,60	1,02

$$A_g = 2 \times 3,10 \text{cm}^2 = 6,20 \text{cm}^2$$

$$A_n = A_g = 6,20 \text{cm}^2$$

$$A_e = C_t \times A_n$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,40 / 10 = 0,86 \text{ (valor entre 0,60 e 0,90)}$$

$$A_e = C_t \times A_n = 0,86 \times 6,20 = 5,33 \text{cm}^2$$

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = A_g \times F_y / 1,10$$

$$23,92 \text{KN} \leq 6,20 \times 25 / 1,10$$

$$23,92 \text{KN} \leq 140,90 \text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = A_e \times F_u / 1,35$$

$$23,92 \text{KN} \leq 5,33 \times 40 / 1,35$$

$$23,92 \text{KN} \leq 157,99 \text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Esbeltez: (L=370,8cm)

$$\lambda_{\max} = L / r_{\min} < 300$$

$$\lambda_{\max} = 370,8/1,6$$

$$\lambda_{\max} = 231,75 < 300 \quad \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras:

$$l/r_{\min(\text{perfil})} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,02$$

$$l \leq 306 \text{cm}$$

Como o comprimento da diagonal é de 370,80cm, devem-se utilizar chapas espaçadoras. Esta será colocada no meio do vão. O espaçamento entre as chapas será portanto de 185,40cm.

Montante:

Barra 19 – $N_{sd} = 5,88 \text{KN}$

Perfil adotado 2L 50,8x3,17

- Escoamento da seção bruta:

$$5,88 \text{KN} \leq 140,90 \text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida:

$$5,88 \text{KN} \leq 157,99 \text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Esbeltez:

$$\lambda_{\max} = L/r_{\min} < 300$$

$$\lambda_{\max} = 218/1,6$$

$$\lambda_{\max} = 136,25 < 300 \quad \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras:

$$l/r_{\min(\text{perfil})} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,02$$

$$l \leq 306 \text{cm}$$

Como o comprimento da barra 19 é de 218cm não será necessário o uso de chapas espaçadoras.

7.2. BARRAS COMPRIMIDAS DA TRELIÇA DE COBERTURA DOS PÓRTICOS INTERNOS

-Aço estrutural:

$$\text{ASTM A36} \quad F_y=250\text{MPa} = 25,0\text{kN/cm}^2$$

$$F_u=400\text{MPa} = 40,0\text{kN/cm}^2$$

-Barras da treliça a serem dimensionadas:

Corda Inferior: barras 10 e 11 – $N_{sd}=5,23\text{KN}$

Corda Superior: barras 13 e 16 – $N_{sd}=62,32\text{KN}$

Diagonais: todas as barras estão submetidas a esforços de tração

Montantes: barras 17 e 21 - $N_{sd}=8,18\text{KN}$

Corda Inferior:

Barras 10 e 11 – $N_{sd}=5,23\text{KN}$

No dimensionamento a tração verificou-se que o perfil 2L 63,5x6,35 estava folgado, portanto será adotado no dimensionamento à compressão também o perfil 2L 50,8x3,17.

- Propriedades geométricas:

$$A_g=2 \times 3,10\text{cm}^2 = 6,20\text{cm}^2$$

$$I_x=2 \times 7,91=15,82\text{cm}^4$$

$$r_x=1,60\text{cm}$$

$$I_y=2 \times [7,91+3,10 \times (1,4+(0,63/2))^2]=34,06 \text{ cm}^4$$

$$r_y=\sqrt{(34,06/6,02)}=2,37\text{cm}$$

- Flambagem local das abas

$$b/t=50,8/3,17=16,03$$

$$(b/t)_{lim}=0,45 \times \sqrt{(E/F_y)}=0,45 \times \sqrt{(20000/25)}=12,73$$

$$(b/t)_{\text{sup}}=0,91 \times \sqrt{(E/F_y)}=0,45 \times \sqrt{(20000/25)}=25,74$$

$$(b/t)_{\text{lim}} < b/t < (b/t)_{\text{sup}} \quad \text{OK!}$$

$$Q_s=1,34-0,76 \times (b/t) \times \sqrt{(F_y/E)}$$

$$Q_s=1,34-0,76 \times 16,03 \times \sqrt{(25/20000)}=0,91$$

- Instabilidade global (perfil monossimétrico)

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

$$N_{\text{ex}}=(\pi^2 EI_x)/(K_x L_x)^2$$

$$N_{\text{ex}}=(\pi^2 \times 20000 \times 15,82)/(300)^2$$

$$N_{\text{ex}}=34,70 \text{KN}$$

$$\lambda_x=\pi \times \sqrt{(EA_g/N_{\text{ex}})}$$

$$\lambda_x=\pi \times \sqrt{(20000 \times 6,2/34,7)}$$

$$\lambda_x=187,8 < 200 \quad \text{OK!}$$

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

$$N_{\text{ey}}=(\pi^2 EI_y)/(K_y L_y)^2$$

$$N_{\text{ey}}=(\pi^2 \times 20000 \times 34,06)/(300)^2$$

$$N_{\text{ey}}=74,70 \text{KN}$$

$$C_w=0$$

$$J=1/3 \sum bt^3$$

$$J=1/3[(5,08 \times 0,317^3)+(5,08-0,317) \times 0,317^3] \times 2$$

$$J=0,21 \text{cm}^4$$

$$r_0=\sqrt{(r_x^2+r_y^2+x_0^2+y_0^2)} \quad x_0=0 \quad y_0=1,4-0,317/2=1,24 \text{cm}$$

$$r_0=\sqrt{(1,6^2+2,37^2+0^2+1,24^2)}=3,12 \text{cm}$$

$$N_{\text{ez}}=1/r_0^2 \times [(\pi^2 EC_w)/(K_z L_z)^2+GJ]$$

$$N_{\text{ez}}=1/3,12^2 \times 7700 \times 0,21$$

$$N_{ez}=166,11\text{KN}$$

$$N_{eyz}=(N_{ey}+N_{ez})/2x[1-(y_0/r_0)^2]x[1-\sqrt{1-[4x N_{ey}xN_{ez}x(1-(y_0/r_0)^2)]/(N_{ey}+N_{ez})^2}]$$

$$N_{eyz}=(74,7+166,11)/2x[1-(1,24/3,12)^2]x$$

$$[1-\sqrt{1-[4x 74,7x166,11x(1-(1,24/3,12)^2)]/(74,7+166,11)^2}]$$

$$N_{eyz}=67,42\text{KN}$$

$$\lambda_{yz}=\pi x \sqrt{(E x A_g / N_{eyz})}$$

$$\lambda_{yz}=\pi x \sqrt{(20000 x 6,2 / 67,42)}$$

$$\lambda_{yz}=134,73 < 200 \quad \text{OK!}$$

-Valores de N_e , λ_0 e χ :

$$N_e=N_{ex}=34,70\text{KN}$$

$$\lambda_0=\sqrt{(Q x A_g x f_y / N_e)}$$

$$\lambda_0=\sqrt{(0,91 x 6,2 x 25 / 34,7)}$$

$$\lambda_0=2,02 \quad \chi=0,215$$

-Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd}=(\chi x Q x A_g x f_y) / \gamma_{al}$$

$$N_{c,Rd}=(0,215 x 0,91 x 6,2 x 25) / 1,10$$

$$N_{c,Rd}=27,57\text{KN}$$

$$N_{c,sd}=5,23\text{KN} < N_{c,Rd}=27,57\text{KN} \quad \text{OK!}$$

-Chapas Espaçadoras:

$$l/r_{\min} \leq 1/2 x (KL/r)_{\text{Máx. da barra composta}}$$

$$l/r_{\min} \leq 1/2 x (187,8 / 1,02)$$

$$l/r_{\min} \leq 95,8\text{cm}$$

Usar três chapas espaçadoras espaçadas de 75cm.

Corda Superior:

Barras 16 – $N_{sd}=62,32\text{KN}$

- Propriedades geométricas:

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

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

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

$$I_y=2 \times [29+7,67 \times (1,83+0,63/2)^2]=128,58\text{cm}^4$$

$$r_y=\sqrt{(128,58/15,34)}=2,89\text{cm}$$

- Flambagem local das abas

$$b/t=63,5/6,35=10$$

$$(b/t)_{lim}=0,45 \times \sqrt{(E/F_y)}=0,45 \times \sqrt{(20000/25)}=12,73$$

$$b/t < (b/t)_{lim} \quad Q_s=Q=1,0$$

- Instabilidade global (perfil monossimétrico)

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

$$N_{ex}=(\pi^2 EI_x)/(K_x L_x)^2$$

$$N_{ex}=(\pi^2 \times 20000 \times 58)/(319)^2$$

$$N_{ex}=112,51\text{KN}$$

$$\lambda_x=\pi \times \sqrt{(EA_g/N_{ex})}$$

$$\lambda_x=\pi \times \sqrt{(20000 \times 15,34/112,51)}$$

$$\lambda_x=164,05 < 200 \quad \text{OK!}$$

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

$$N_{ey}=(\pi^2 EI_y)/(K_y L_y)^2$$

$$N_{ey} = (\pi^2 \times 20000 \times 128,58) / (319)^2$$

$$N_{ey} = 249,41 \text{ KN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = 1/3 \sum bt^3$$

$$J = 1/3 [(6,35 \times 0,635^3) + (6,35 - 0,635) \times 0,635^3] \times 2$$

$$J = 2,06 \text{ cm}^4$$

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad x_0 = 0 \quad y_0 = 1,83 - 0,635/2 = 1,51 \text{ cm}$$

$$r_0 = \sqrt{(1,96^2 + 2,89^2 + 0^2 + 1,51^2)} = 3,80 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = 1/r_0^2 \times [(\pi^2 EC_w / (K_z L_z)^2) + GJ]$$

$$N_{ez} = 1/3,8^2 \times 7700 \times 2,06$$

$$N_{ez} = 1098,48 \text{ KN}$$

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

$$N_{eyz} = (249,41 + 1098,48) / 2 \times [1 - (1,51/3,8)^2] \times$$

$$[1 - \sqrt{1 - [4 \times 249,41 \times 1098,48 \times (1 - (1,51/3,8)^2)] / (249,41 + 1098,48)^2}]$$

$$N_{eyz} = 238,92 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \times \sqrt{(E \times A_g / N_{eyz})}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \times \sqrt{(20000 \times 15,34 / 238,92)}$$

$$\lambda_{yz} = 112,58 < 200 \quad \text{OK!}$$

-Valores de N_e , λ_0 e χ :

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

$$\lambda_0 = \sqrt{(Q \times A_g \times f_y / N_e)}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{(1,0 \times 15,34 \times 25 / 112,51)}$$

$$\lambda_0 = 1,85 \quad \chi = 0,256$$

-Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = (\chi \times Q \times A_g \times f_y) / \gamma_{al}$$

$$N_{c,Rd} = (0,256 \times 1,0 \times 15,34 \times 25) / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 89,25 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} = 62,32 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 89,25 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

-Chapas Espaçadoras:

$$l/r_{\min} \leq 1/2 \times (KL/r)_{\text{Máx. da barra composta}}$$

$$l/r_{\min} \leq 1/2 \times (164,05/1,24)$$

$$l/r_{\min} \leq 101,71 \text{ cm}$$

Usar três chapas espaçadoras espaçadas de 79,75cm.

Montantes:

Barras 17 e 21 – $N_{sd} = 8,18 \text{ KN}$

Como a carga solicitante de cálculo nos montantes é próxima a carga solicitante de cálculo da corda inferior, também adotaremos o perfil 2L 50,8x3,17 e não o determinado no pré-dimensionamento.

- Propriedades geométricas:

$$A_g = 2 \times 3,10 \text{ cm}^2 = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 7,91 = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,60 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times [7,91 + 3,10 \times (1,4 + 0,63)^2] = 34,06 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{(34,06/6,02)} = 2,37 \text{ cm}$$

- Flambagem local das abas

$$b/t = 50,8/3,17 = 16,03$$

$$(b/t)_{\text{lim}} = 0,45 \times \sqrt{(E/F_y)} = 0,45 \times \sqrt{(20000/25)} = 12,73$$

$$(b/t)_{\text{sup}} = 0,91 \times \sqrt{(E/F_y)} = 0,45 \times \sqrt{(20000/25)} = 25,74$$

$$(b/t)_{\text{lim}} < b/t < (b/t)_{\text{sup}} \quad \text{OK!}$$

$$Q_s = 1,34 - 0,76x(b/t)x\sqrt{(F_y/E)}$$

$$Q_s = 1,34 - 0,76x16,03x\sqrt{(25/20000)} = 0,91$$

- Instabilidade global (perfil monossimétrico)

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

$$N_{\text{ex}} = (\pi^2 EI_x) / (K_x L_x)^2$$

$$N_{\text{ex}} = (\pi^2 x 20000 x 15,82) / (109)^2$$

$$N_{\text{ex}} = 262,84 \text{KN}$$

$$\lambda_x = \pi x \sqrt{(EA_g / N_{\text{ex}})}$$

$$\lambda_x = \pi x \sqrt{(20000 x 6,2 / 262,84)}$$

$$\lambda_x = 68,24 < 200 \quad \text{OK!}$$

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

$$N_{\text{ey}} = (\pi^2 EI_y) / (K_y L_y)^2$$

$$N_{\text{ey}} = (\pi^2 x 20000 x 34,06) / (109)^2$$

$$N_{\text{ey}} = 565,88 \text{KN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = 1/3 \sum bt^3$$

$$J = 1/3 [(5,08 x 0,317^3) + (5,08 - 0,317) x 0,317^3] x 2$$

$$J = 0,21 \text{cm}^4$$

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)} \quad x_0 = 0 \quad y_0 = 1,4 - 0,317/2 = 1,24 \text{cm}$$

$$r_0 = \sqrt{(1,6^2 + 2,37^2 + 0^2 + 1,24^2)} = 3,12 \text{cm}$$

$$N_{\text{ez}} = 1/r_0^2 x [(\pi^2 EC_w / (K_y L_y)^2 + GJ)]$$

$$N_{\text{ez}} = 1/3,12^2 x 7700 x 0,21$$

$$N_{\text{ez}} = 166,11 \text{KN}$$

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

$$N_{eyz} = (565,88 + 166,11) / 2 \times [1 - (1,24/3,12)^2] \times$$

$$[1 - \sqrt{1 - [4 \times 565,88 \times 166,11 \times (1 - (1,24/3,12)^2)] / (565,88 + 166,11)^2}]$$

$$N_{eyz} = 156,64 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \times \sqrt{(E \times A_g / N_{eyz})}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \times \sqrt{(20000 \times 6,2 / 156,64)}$$

$$\lambda_{yz} = 88,39 < 200 \quad \text{OK!}$$

-Valores de N_e , λ_0 e χ :

$$N_e = N_{eyz} = 156,64 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{(Q \times A_g \times f_y / N_e)}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{(0,91 \times 6,2 \times 25 / 156,64)}$$

$$\lambda_0 = 0,94 \quad \chi = 0,619$$

-Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = (\chi \times Q \times A_g \times f_y) / \gamma_{al}$$

$$N_{c,Rd} = (0,619 \times 0,91 \times 6,2 \times 25) / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 88,61 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} = 8,18 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 88,61 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

-Chapas Espaçadoras:

$$l/r_{\min} \leq 1/2 \times (KL/r)_{\text{Máx. da barra composta}}$$

$$l/r_{\min} \leq 1/2 \times (88,39 / 1,02)$$

$$l/r_{\min} \leq 45,08 \text{ cm}$$

Usar duas chapas espaçadoras espaçadas de 36,30cm.

7.3. VIGA DO PÓRTICO INTERNO

-Aço estrutural:

$$\text{USI CIVIL 300} \quad F_y=300\text{MPa} = 30,0\text{kN/cm}^2$$

$$F_u=400\text{MPa} = 40,0\text{kN/cm}^2$$

-Dimensões e propriedades da seção transversal:

Designação	d (mm)	bf (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
							Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ⁴)		
VS600x111	600	300	568	8	16	141,40	94091	3136	25,8	3448	7202	480	7,14	729	91,9	6139008

- Verificação ao momento fletor

Flambagem local

FLM

$$\lambda=b/t_f$$

$$\lambda=(30/2)/1,6$$

$$\lambda=9,38$$

$$\lambda_p=0,38\sqrt{(E/f_y)}$$

$$\lambda_p=0,38\sqrt{(20000/25)}$$

$$\lambda_p=9,81$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{OK!}$$

$$M_{rk}=M_{pl}=Z_{xx} f_y$$

$$M_{rk}=M_{pl}=3448 \times 30$$

$$M_{rk}=M_{pl}=103440\text{KNcm}$$

FLA

$$\lambda=b/t_w$$

$$\lambda=56,8/0,8$$

$$\lambda=71$$

$$\lambda_p=3,76\sqrt{(E/f_y)}$$

$$\lambda_p=3,76\sqrt{(20000/30)}$$

$$\lambda_p=97$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{OK!}$$

$$M_{rk}=M_{pl}=103440\text{KNcm}$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \times W_x f_y$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \times 3136 \times 30$$

$$M_{rk} \leq 141120 \text{KNcm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk}=103440\text{KNcm}$$

$$M_{sd}=796,40\text{KNm}=79640\text{KNcm}$$

$$M_{sd} \leq M_{rk}/1,10=103440/1,10=94036\text{KNcm}$$

$$79640\text{KNcm} \leq 94036\text{KNcm} \quad \text{OK!}$$

FLT (Flambagem lateral com torção)

$$\lambda=L_b/r_y$$

$$\lambda=1200/7,14$$

$$\lambda=168,07$$

$$\lambda_p=1,76\sqrt{(E/f_y)}$$

$$\lambda_p=1,76\sqrt{(20000/30)}$$

$$\lambda_p=45,4$$

$$\lambda > \lambda_p$$

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

$$\beta_1 = [(f_y - \sigma_r) \times W_x] / E \times J$$

$$\beta_1 = [0,70 \times 30 \times 3136] / 20000 \times 91,9$$

$$\beta_1 = 0,036$$

$$\lambda_r = \left[\frac{1,38 \sqrt{(7202 \times 91,9)}}{(7,14 \times 91,9 \times 0,036)} \right] \times \left[\sqrt{1 + \sqrt{1 + (27 \times 6139008 \times 0,036^2)}} / 7202 \right]$$

$$\lambda_r = 203,31$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$$

$$M_{rk} = C_b \times [(M_{pl} - (M_{pl} - M_r)) \times ((\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p))] \leq M_{pl}$$

$$M_{pl} = 103440 \text{ KNcm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \times W_x = 0,7 \times 30 \times 3136$$

$$M_r = 65856 \text{ KNcm}$$

$$C_b = 3,00 - 2/3 \times (M_1/M_0) - 8/3 \times (M_2/(M_0 + M_1))$$

$$C_b = 3,00 - 2/3 \times (-346,36/-347,96) - 8/3 \times (796,40/(-347,96 - 346,36))$$

$$C_b = 5,40$$

$$M_{rk} = 5,4 \times [(103440 - (103440 - 65856)) \times ((168,07 - 45,4) / (203,31 - 45,4))]$$

$$M_{rk} = 4009,5 \text{ KNcm} < M_{pl} = 103440 \text{ KNcm}$$

$$\text{Usar } M_{rk} = M_{pl} = 103440 \text{ KNcm} < 1,5 W_x \times f_y$$

$$M_{sd} = 79640 \text{ KNcm} < M_{rk} / 1,10 = 94036 \text{ KNcm} \quad \text{OK!}$$

- Verificação à força cortante:

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda = 56,8/0,8$$

$$\lambda = 71$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{(K_v \times E / f_y)}$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{(5 \times 20000 / 30)}, \text{ considerando a viga sem enrijecedores transversais, } K_v = 5,0$$

$$\lambda_p = 63,50$$

$$\lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = 1,37 \times \sqrt{(K_v \times E) / f_y}$$

$$\lambda_r = 1,37 \times \sqrt{(5 \times 20000) / 30}$$

$$\lambda_r = 79$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad V_{Rk} = V_i = (\lambda_p / \lambda) \times V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y$$

$$V_{pl} = 0,6 \times 60 \times 0,8 \times 30$$

$$V_{pl} = 864 \text{ KN}$$

$$V_{Rk} = (63,5/71) \times 864$$

$$V_{Rk} = 772,7 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 292,36 \text{ KN} \leq V_{Rd} = V_{Rk} / \gamma_{al} = 772,7 / 1,10 = 702,5 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

7.4. VIGAS V1 E V2 DO 2º PAVIMENTO

Viga V1 (l=7,0m):

Carregamento entre os eixos 2-3 e 5-6:

$$q = (3,57 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m}) + (2 \text{ KN/m}^2 \times 3,3 \text{ m}) = 11,96 \text{ KN/m}$$

Carregamento entre os eixos 1-2, 3-4, 4-5 e 6-7:

$$q = (3,57 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m}) + (2 \text{ KN/m}^2 \times 3,3/2 \text{ m}) + (0,2 \text{ KN/m}^2 \times 3,3/2 \text{ m}) = 8,99 \text{ KN/m}$$

O dimensionamento será feito para a carga de 11,96 KN/m:

$$R_1 = (11,96 \times 7) / 2 = 41,86 \text{ KN}$$

$$V_d = 1,4 \times 41,86 = 58,60 \text{ KN}$$

$$M = (11,96 \times 7^2) / 8 = 73,26 \text{ KNm} = 7326 \text{ KNcm}$$

$$M_d = 1,4 \times 7326 = 10256 \text{ KNcm}$$

-Aço estrutural:

$$\text{ASTM A572 grau 50} \quad F_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_u = 450 \text{ MPa} = 45,0 \text{ kN/cm}^2$$

-Pré-dimensionamento:

Considera-se inicialmente que o perfil atingirá o momento de plastificação M_{pl}

$$M_{sd} < M_{pl} / 1,10 = (Z_x \times f_y) / 1,10$$

$$10256 < Z_x \times 34,5 / 1,10$$

$$Z_x = 327 \text{ cm}^3$$

Adotar perfil W310x23,8

	d	bf	h	tw	tf	Ag	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ²)	Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Zy		
Designação							(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)		
W310x238	305	101	292	5,6	6,7	30,7	4346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	4,65	25594

- Verificação ao momento fletor

Flambagem local

FLM

$$\lambda = b/t_f$$

$$\lambda = (101/2)/6,7$$

$$\lambda = 7,54$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{(20000/34,5)}$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{OK!}$$

$$M_{rk} = M_{pl} = Z_x \times f_y$$

$$M_{rk} = M_{pl} = 333,2 \times 34,5$$

$$M_{rk} = M_{pl} = 11495,4 \text{KNcm}$$

FLA

$$\lambda = b/t_w$$

$$\lambda = 292/5,6$$

$$\lambda = 52,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{(20000/34,5)}$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{OK!}$$

$$M_{rk} = M_{pl} = 11495,4 \text{KNcm}$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \times W_x \times f_y$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \times 285 \times 34,5$$

$$M_{rk} \leq 14748,75 \text{ KNcm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 11495,4 \text{ KNcm}$$

$$M_{sd} \leq M_{rk} / 1,10 = 11495,4 / 1,10 = 10450,4 \text{ KNcm}$$

$$10256 \text{ KNcm} < 10450,4 \text{ KNcm} \quad \text{OK!}$$

- Verificação à força cortante:

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda = 292/5,6 \quad \lambda = 52,14$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{(K_v \times E / f_y)}$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{(5 \times 20000 / 34,5)}, \text{ considerando a viga sem enrijecedores transversais, } K_v = 5,0$$

$$\lambda_p = 59,2$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times 30,5 \times 0,56 \times 34,5$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 353,56 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 58,6 \text{ KN} \leq V_{Rd} = V_{Rk} / \gamma_{al} = 353,56 / 1,10 = 321,42 \text{ KN} \quad \text{OK!}$$

- Verificação da flecha:

$$\delta_{\text{máx}} = (5 \times q \times l^4) / 384 \times E \times I$$

$$\delta_{\text{máx}} = (5 \times 0,1196 \times 1,4 \times 700^4) / (384 \times 20000 \times 4346)$$

$$\delta_{\text{máx}} = 6,0 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{lim}} = L / 350 = 700 / 350$$

$$\delta_{\text{lim}} = 2,0 \text{ cm}$$

Adotar contra-flecha de 4,0cm.

Viga V2(l=7,0m):

Carregamento:

$$q=(3,57\text{KN/m}^2 \times 3,0\text{m})=10,71\text{KN/m}$$

$$R_1=(10,71 \times 7)/2=37,49\text{KN}$$

$$V_d=1,4 \times 37,49=52,48\text{KN}$$

$$M=(10,71 \times 7^2)/8=65,6\text{KNm}=6560\text{KNcm}$$

$$M_d=1,4 \times 6560=9184\text{KNcm}$$

-Aço estrutural:

$$\text{ASTM A572 grau 50} \quad F_y=345\text{MPa}=34,5\text{kN/cm}^2$$

$$F_u=450\text{MPa}=45,0\text{kN/cm}^2$$

-Pré-dimensionamento:

Considera-se inicialmente que o perfil atingirá o momento de plastificação M_{pl}

$$M_{sd} < M_{pl}/1,10 = (Z_x \times f_y)/1,10$$

$$9184 < Z_x \times 34,5/1,10 \quad Z_x = 292,82\text{cm}^3$$

Adotar perfil W310x23,8

Designação	d (mm)	bf (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
							Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ⁴)		
W310x23,8	305	101	292	5,6	6,7	30,7	4346	285,0	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	4,65	25594

- Verificação ao momento fletor

Flambagem local

FLM

$$\lambda = b/t_f$$

$$\lambda = (101/2)/6,7$$

$$\lambda = 7,54$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{20000/34,5}$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{OK!}$$

$$M_{rk}=M_{pl}=Z_x \times f_y$$

$$M_{rk}=M_{pl}=333,2 \times 34,5$$

$$M_{rk}=M_{pl}=11495,4 \text{KNcm}$$

FLA

$$\lambda = b/t_w$$

$$\lambda = 292/5,6$$

$$\lambda = 52,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{(20000/34,5)}$$

$$\lambda_p = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p \quad \text{OK!}$$

$$M_{rk}=M_{pl}=11495,4 \text{KNcm}$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \times W_x \times f_y$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \times 285 \times 34,5$$

$$M_{rk} \leq 14748,75 \text{KNcm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 11495,4 \text{KNcm}$$

$$M_{sd} \leq M_{rk}/1,10 = 11495,4/1,10 = 10450,4 \text{KNcm}$$

$$9184 \text{KNcm} < 10450,4 \text{KNcm} \quad \text{OK!}$$

- Verificação à força cortante:

$$\lambda = h/t_w$$

$$\lambda = 292/5,6 \quad \lambda = 52,14$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{K_v \times E/f_y}$$

$$\lambda_p = 1,10 \times \sqrt{(5 \times 20000/34,5)}, \text{ considerando a viga sem enrijecedores transversais, } K_v = 5,0$$

$$\lambda_p = 59,2$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times 30,5 \times 0,56 \times 34,5$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 353,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 52,48 \text{ kN} \leq V_{Rd} = V_{Rk} / \gamma_{al} = 353,56 / 1,10 = 321,42 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

- Verificação da flecha:

$$\delta_{\text{máx}} = (5 \times q \times l^4) / 384 \times E \times I$$

$$\delta_{\text{máx}} = (5 \times 0,1071 \times 1,4 \times 700^4) / (384 \times 20000 \times 4346)$$

$$\delta_{\text{máx}} = 5,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{lim}} = L / 350 = 700 / 350$$

$$\delta_{\text{lim}} = 2,0 \text{ cm}$$

Adotar contra-flecha de 3,4cm.

7.5. PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS

-Aço estrutural:

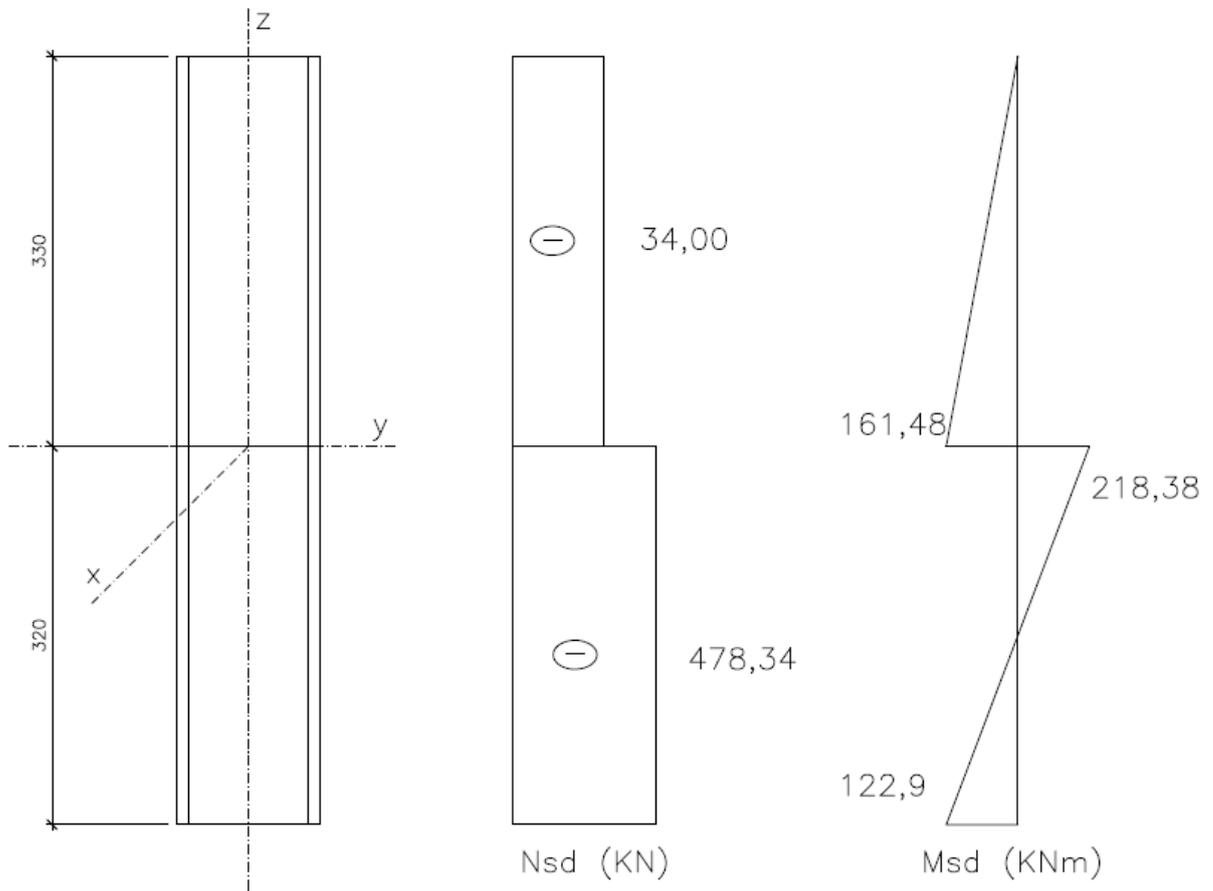
$$\text{ASTM A572 grau 50} \quad F_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_u = 450 \text{ MPa} = 45,0 \text{ kN/cm}^2$$

-Propriedades geométricas do perfil W310x97:

Designação	d (mm)	bf (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm ²)	Eixo X				Eixo Y				J (cm ⁴)	Cw (cm ⁶)
							Ix (cm ⁴)	Wx (cm ³)	rx (cm)	Zx (cm ⁴)	Iy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	ry (cm)	Zy (cm ⁴)		
W310x23,8	308	305	277	9,9	15,4	123,6	22284	1447	13,43	1594,2	7286	477,8	7,68	725	92,12	1558682

-Esforços solicitantes:



-Força Axial de compressão resistente de cálculo:

Flambagem local

FLM

$$b/t = (305/2)/15,4$$

$$b/t = 9,9$$

$$(b/t)_{lim} = 0,56x\sqrt{(E/f_y)}$$

$$(b/t)_{lim} = 0,56x\sqrt{(20000/34,5)}$$

$$(b/t)_{lim} = 13,48$$

$$b/t < (b/t)_{lim} \quad Q_s = 1,0$$

FLA

$$b/t=277/9,9$$

$$b/t=27,98$$

$$(b/t)_{\text{lim}} = 1,49 \times \sqrt{E/f_y}$$

$$(b/t)_{\text{lim}} = 1,49 \times \sqrt{(20000/34,5)}$$

$$(b/t)_{\text{lim}} = 35,87$$

$$b/t < (b/t)_{\text{lim}} \quad Q_a=1,0$$

Fator de redução total: $Q=Q_s \times Q_a=1,0$

Instabilidade Global

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

$$N_{ex}=(\pi^2 \times EI_x)/(K_x L_x)^2$$

$$N_{ex}=(\pi^2 \times 20000 \times 22284)/(320)^2$$

$$N_{ex}=42955,9 \text{KN}$$

$$\lambda_x = K_x L_x / r_x = 320 / 13,43$$

$$\lambda_x = 23,83 < 200 \quad \text{OK!}$$

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

$$N_{ey}=(\pi^2 \times EI_y)/(K_y L_y)^2$$

$$N_{ey}=(\pi^2 \times 20000 \times 7286)/(320)^2$$

$$N_{ey}=14044,9 \text{KN}$$

$$\lambda_y = K_y L_y / r_y = 320 / 7,68$$

$$\lambda_y = 41,67 < 200 \quad \text{OK!}$$

-Força de flambagem por torção e esbeltez correspondente:

Como o perfil é duplamente simétrico com constante de empenamento nula e comprimento de flambagem por torção pura não é maior que o comprimento de flambagem em torno de y, não é necessário verificar a flambagem por torção pura.

-Valores de N_e , λ_0 , χ :

$$N_e = N_{ey} = 14044,9 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{(Q_x A_g x f_y) / N_e} = \sqrt{(1 \times 123,6 \times 34,5) / 14044,9}$$

$$\lambda_0 = 0,55 \quad \chi = 0,881$$

$$N_{c,Rd} = (\chi \times Q_x A_g x f_y) / 1,10 = (0,881 \times 1,0 \times 123,6 \times 34,5) / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 3415,24 \text{ KN}$$

-Momento Fletor resistente de cálculo:

FLM

$$\lambda = b/t = 9,9$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \sqrt{20000/34,5}$$

$$\lambda_p = 9,15$$

$$\lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = 0,83 \times \sqrt{E/(f_y - \sigma_r)}$$

$$\lambda_r = 0,8338 \times \sqrt{20000/(0,7 \times 34,5)}$$

$$\lambda_r = 23,89$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times (\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)$$

$$M_r = W_x \times (f_y - \sigma_r) = 1447 \times 0,7 \times 34,5 = 34945,05 \text{ KNcm}$$

$$M_{pl} = Z_x \times f_y = 1594,2 \times 34,5 = 54999,9 \text{ KNcm}$$

$$M_{Rk} = 54999,9 - (54999,9 - 34945,05) \times (9,9 - 9,15) / (23,89 - 9,15)$$

$$M_{Rk} = 53979,47 \text{ KNcm}$$

$$M_{Rk} < 1,5 \times W_x \times f_y = 1,5 \times 1447 \times 34,5 = 74882,25 \text{KNcm}$$

$$\text{adotar } M_{Rk} = 53979,47 \text{KNcm}$$

FLA

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

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \sqrt{(20000/34,5)} = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p \quad M_{Rk} = M_{pl} = 54999,9 \text{KNcm}$$

FLT

$$\lambda = L_b/r_y = 320/7,68 = 41,67$$

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{E/f_y}$$

$$\lambda_p = 1,76 \times \sqrt{(20000/34,5)} = 42,37 \text{cm}$$

$$\lambda < \lambda_p \quad M_{Rk} = M_{pl} = 54999,9 \text{KN}$$

$$M_{Rk} = 53979,47 \text{KNcm}$$

$$M_{Rd} = 53979,47/1,10$$

$$M_{Rd} = 49072,25 \text{KNcm}$$

-Efeitos Combinados:

$$N_{c,sd}/N_{c,rd} = 478,34/3415,24 = 0,14 < 0,2$$

$$N_{sd}/2 \times N_{rd} + ((M_{x,sd}/M_{x,rd}) + (M_{y,sd}/M_{y,rd})) \leq 1,0$$

$$(478,34/2 \times 3415,24) + (21838/49072,25) = 0,52 < 1,0 \quad \text{OK!}$$

7.6. VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DOS PÓRTICOS INTERNOS

Do diagrama de deslocamentos horizontais obtido na página 40 do trabalho, temos:

$$\Delta_2=0,411\text{cm}$$

$$\Delta_1=0,174\text{cm}$$

Por simplicidade, estes valores serão utilizados para comparação com o deslocamento horizontal entre pisos ($h/500$). Se esta condição for atendida, a condição de deslocamento do topo ($h/400$) fica também atendida.

Andar 1

$$\Delta=0,174-0=0,174\text{cm} \quad h_1/500=320/500=0,64\text{cm} \quad 0,174 < 0,64\text{....OK!}$$

Andar 2

$$\Delta=0,411-0,174=0,237\text{cm} \quad h_2/500=330/500=0,66\text{cm} \quad 0,174 < 0,66\text{....OK!}$$