

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**ESTUDO DAS AÇÕES ATUANTES EM UM
EDIFÍCIO COMERCIAL PARA
DIMENSIONAMENTO EM ESTRUTURAS DE AÇO**

NATHALIA ALVES DORNELLAS FONSECA

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	4
2	PREMISSAS PARA O DIMENSIONAMENTO	9
3	ESQUEMA ESTRUTURAL	11
4	AÇÕES ATUANTES NOS PÓRTICOS	13
5	PERFIS PRÉ-DIMENSIONADOS	19
6	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	20
7	MÉTODO AMPLIFICADO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES	26
8	VERIFICAÇÃO DAS BARRAS TRACIONADAS DA TRELIÇA DA COBERTURA	42
9	VERIFICAÇÃO DAS BARRAS COMPRIMIDAS DA TRELIÇA DA COBERTURA	45
10	VERIFICAÇÃO DA VIGA PRINCIPAL DO PISO DOS PÓRTICOS INTERNOS	51
11	VERIFICAÇÃO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS V1 & V2 DO PISO	58
12	VERIFICAÇÃO DAS COLUNAS DOS PÓRTICOS INTERNOS	62
13	VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS PÓRTICOS INTERNOS	68

14	CONCLUSÃO	69
15	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	70

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta um estudo das ações para o dimensionamento de um galpão em estrutura metálica.

1.1. Ação e segurança

Ação é tudo aquilo que aplicada em uma estrutura, produz de alguma forma uma reação (deformação, tensão, esforço solicitante, etc.)

As ações a serem adotadas no projeto de estruturas e seus componentes são estabelecidas pelas normas brasileiras, e são classificadas segundo sua variabilidade no tempo, nas três categoriais a seguir:

- *Ações permanentes*: ações decorrentes do peso próprio da estrutura e de todos os elementos que compõe a construção (pisos, telhas, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc.), as quais são chamadas de ações permanentes diretas, e ações decorrentes de efeitos de recalque de apoio, de retração dos materiais e de protensão, as quais são chamadas de ações permanentes indiretas.

- *Ações variáveis*: ações decorrentes do uso e ocupação da edificação (ações devidas a sobrecarga em pisos e coberturas, equipamentos e divisórias móveis, etc.), pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura, etc.

- *Ações excepcionais*: ações decorrentes de incêndios, explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos, etc.

1.2. Normas Técnicas

NBR 6120/1980 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações

Define as condições exigíveis para determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas no projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja a sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas especiais.

Para efeito desta Norma, as cargas são classificadas como carga permanente e carga accidental.

NBR 6123/1988 – Forças devidas ao vento em edificações

Define as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeito de cálculo das edificações. Esta Norma não se aplica a edificações de formas, dimensões ou localização fora do comum, casos estes em estudos especiais devem ser feitos para determinar as forças atuantes do vento e seus efeitos.

NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de concreto e de edifícios

Define os princípios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente das estruturas de aço e das estruturas mistas de aço e concreto de edificações, incluindo passarelas de pedestres e suportes de equipamentos, com base no método dos estados limites, estabelecendo os requisitos básicos que devem ser obedecidos.

1.3. Programa de Cálculo

Para o dimensionamento da estrutura foi utilizado o Ftool. É um software de cálculo estrutural que se destaca pela sua simplicidade e vertente prática. Permite executar cálculos de estruturas planas de forma rápida e bastante intuitiva, evitando o recurso a programas mais complexos quando é necessário obter esforços e deformadas de estruturas simples.

1.4. Método de Dimensionamento

O método de dimensionamento utilizado para cálculo de edifícios em estrutura metálica é o método dos estados limites.

Existem dois tipos de estados-limites:

- 1) Estado-limite ultimo, que é aquele que está relacionado com a ruptura, colapso, segurança, etc.

Deverá ser definido como:

$$S_d \leq R_d$$

Em que:

S_d é a solicitação de cálculo, obtida por intermédio da combinação de ações.

R_d é a resistência de cálculo, obtida por intermédio dos procedimentos de cálculo para cada tipo de solicitação.

- 2) Estado limite de utilização, que é aquele que está relacionado com o perfeito funcionamento da construção conforme a sua finalidade.

1.5. Combinações das Ações

Para determinar os esforços atuantes na estrutura, é necessário majorar as cargas atuantes e utilizar a combinação de esforços que mais sobrecarrega a estrutura, ou seja, considerar a pior situação que a estrutura pode enfrentar.

A fórmula que estabelece esta condição para combinação de ações normais é:

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q.exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj,k})$$

Em que:

γ_{gi} - coeficientes de ponderação das ações permanentes;

γ_{q1} - coeficiente de ponderação da ação variável principal;

γ_{qi} - coeficientes de ponderação das ações variáveis secundárias;

$\psi_{0j, ef}$ - fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com ação variável especial F_{Q1} ;

$F_{Gi, k}$ - valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q, exc}$ - valor da ação transitória excepcional;

$F_{Qj, k}$ - valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

Os valores dos coeficientes de ponderação (γ) e os fatores de combinação (ψ) são apresentados nas tabelas a seguir.

Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ¹⁾³⁾					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições "in loco"	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ¹⁾⁴⁾					
	Efeito da temperatura ²⁾		Ação do vento		Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
	Normais		1,20		1,40	
Especiais ou de construção		1,00		1,20		1,30
Excepcionais		1,00		1,00		1,00

NOTAS:

- 1) Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.
- 2) O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado como ação decorrente do uso e ocupação da edificação.
- 3) As ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer.
- 4) Se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,40 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m², ou 1,50 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação).

Valores dos fatores de combinação

Ações	Ψ_{0j} ¹⁾	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Ações decorrentes do uso e ocupação:			
- Sem predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
- Com predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos:			
- Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
- Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3

NOTA:

- 1) Os coeficientes Ψ_{0j} devem ser admitidos como 1,0 para ações variáveis de mesma natureza da ação variável principal F_{Q1} .

2 PREMISSAS PARA O DIMENSIONAMENTO

Para o dimensionamento do edifício de dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura, adotar as seguintes premissas:

Para a determinação da ação permanente, sabe-se que:

- 1) Existe alvenaria com peso total (incluindo acabamento) de $2,0\text{kN/m}^2$ em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 & 3 e eixos 5 & 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior que pesam $0,2\text{kN/m}^2$;
- 2) Nas fachadas transversais (eixos 1 & 7), existem vidros estanques ao vento que pesam $0,4\text{kN/m}^2$;
- 3) A laje de concreto no piso do segundo pavimento, tem $10,0\text{ cm}$ de espessura, é maciça e armada apenas na direção do menor lado de cada painel (a relação entre os lados supera a 2);
- 4) Os forros falsos nos tetos do primeiro e do segundo pavimento pesam $0,2\text{kN/m}^2$ e possuem aberturas para a passagem do vento;
- 5) Os revestimentos do piso do segundo pavimento pesa $0,5\text{kN/m}^2$;
- 6) As telhas trapezoidais de aço galvanizado e pitandas, pesam $0,7\text{kN/m}^2$;
- 7) O peso estimado da estrutura metálica (exceto pilares) é de $0,17\text{kN/m}^2$ na cobertura e de $0,37\text{kN/m}^2$ no piso do segundo pavimento;
- 8) O peso estimado dos perfis dos pilares é de $1,15\text{kN/m}$.

Com relação a sobrecarga, sabe-se que:

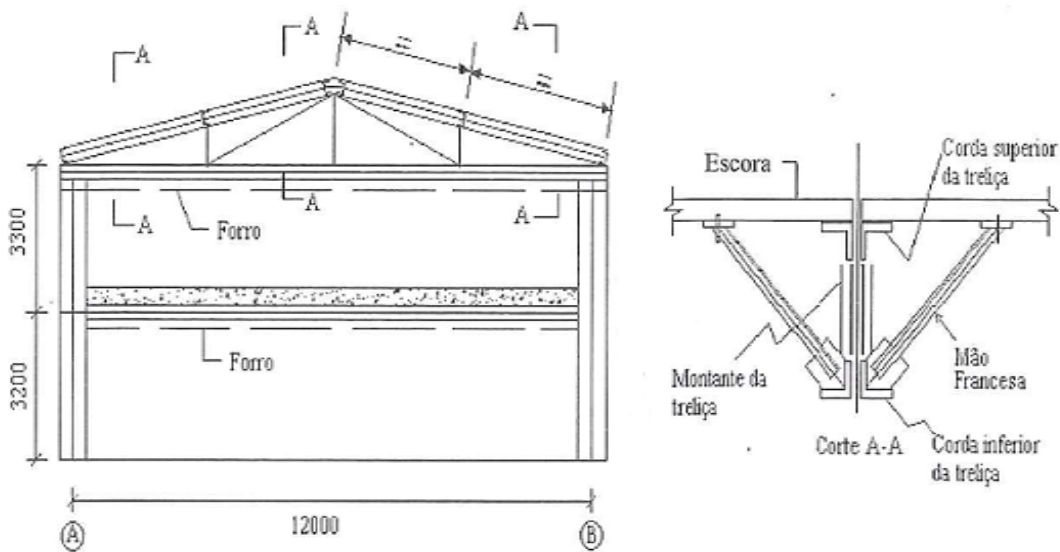
- 1) De acordo com ABNT NBR 6120, é de $2,0\text{kN/m}^2$ no piso do segundo pavimento, e de acordo com a ABNT NBR 8800, de $0,25\text{kN/m}^2$ no telhado;
- 2) Deve ser considerada uma sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento de $1,0\text{kN/m}^2$, devido a colocação de paredes divisórias móveis.

Para determinação das forças devidas ao vento, sabe-se que:

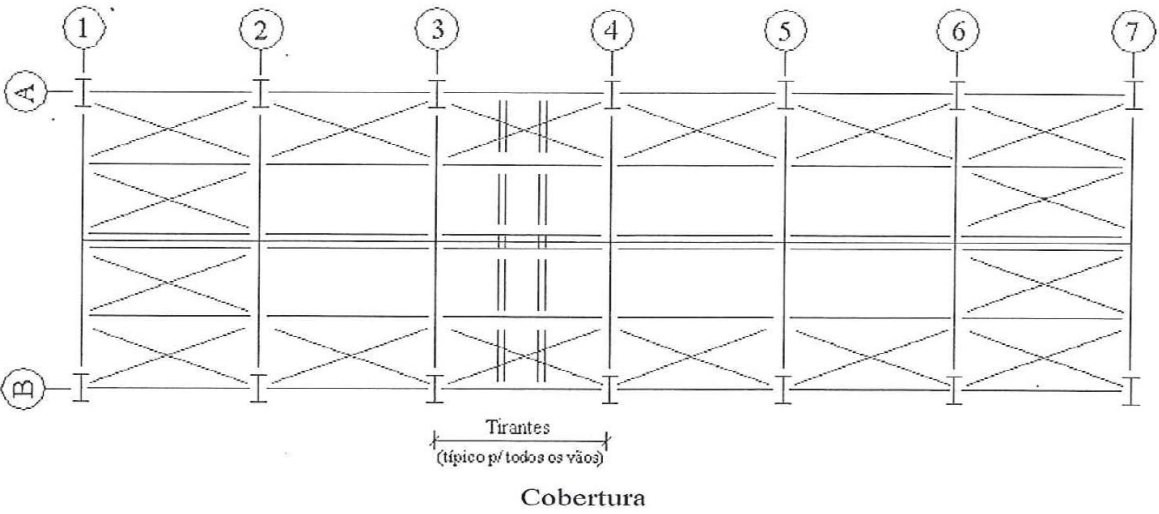
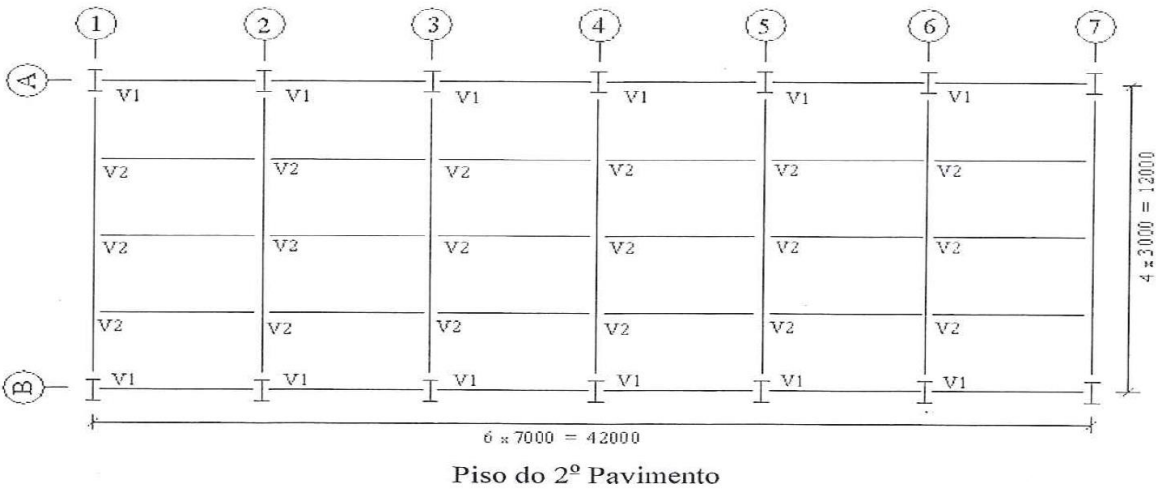
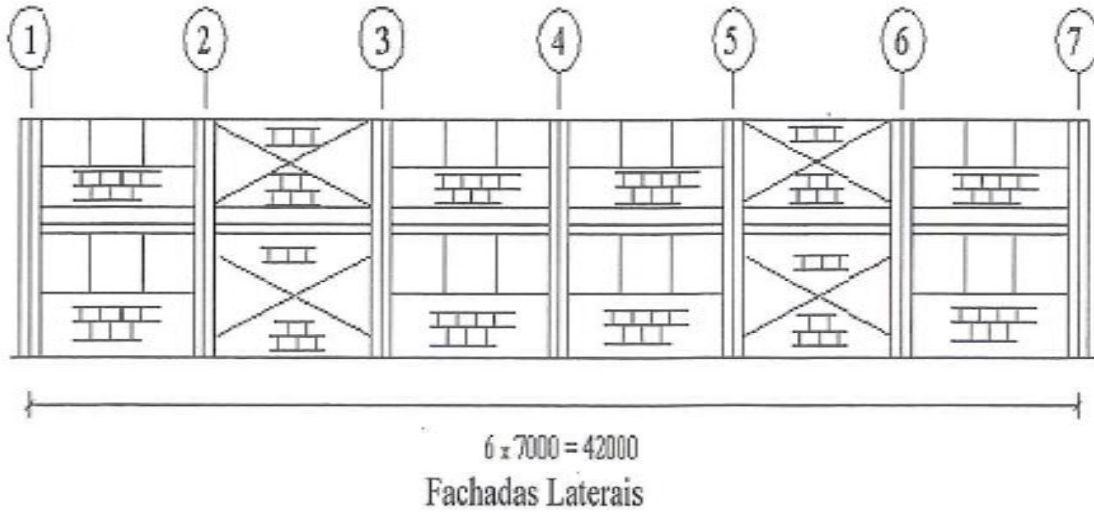
- 1) O edifício situa-se em um subúrbio densamente construído d uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35,0m/s;
- 2) O edifício não se encontra não sem encontra sujeito a vento de anta turbulência, umas vez que o edifício não possui forma paralelepipedica (o telhado inclinado tem dimensões de tamanho significativo à altura das paredes).

3 ESQUEMA ESTRUTURAL

As forças transversais que atuam no edifício, devidas ao vento, juntamente com a carga permanente e a sobrecarga, são resistidas pelos pórticos transversais situadas nos eixos 1 @ 7, que possuem pilares engastadas na base na direção da maior inércia e a viga do piso do segundo pavimento ligada rigidamente a esses pilares. Os pórticos são todos iguais. As forças longitudinais são suportadas pelos contraventamentos em X da cobertura, situados entre os 1 & 2 e 6 & 7 e pelos contraventamentos verticais em X situados entre os eixos 2 & 3 e 5 & 6 nas filas A & B (os pilares são rotulados na base na direção longitudinal) A laje de concreto do piso do 2º pavimento e a cobertura, pelo fato de possuir contraventamentos também no sentido longitudinal, comportam-se como diafragmas

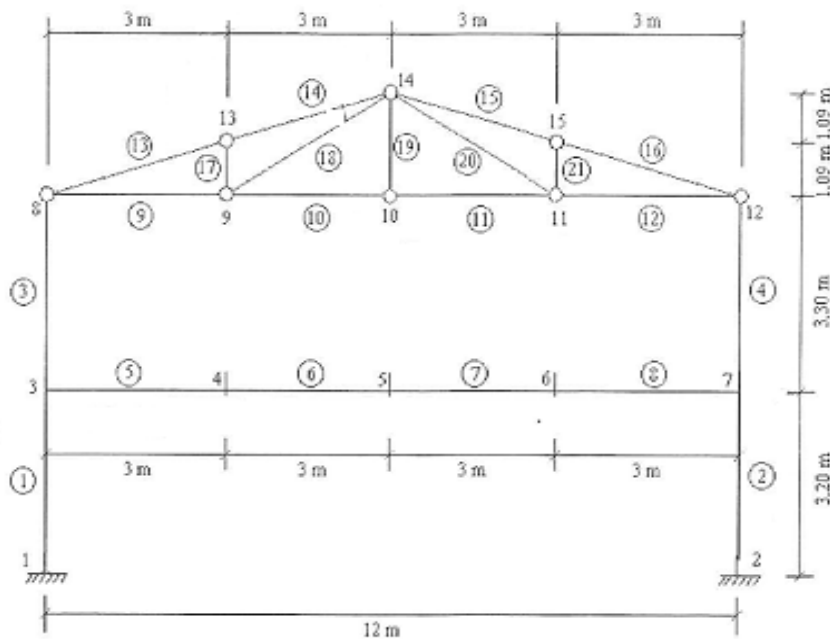


Seção Transversal



4 AÇÕES ATUANTES NOS PÓRTICOS

Para determinação das forças atuantes nos pórticos internos transversais (eixos 2 @ 6), será utilizada a figura seguinte, que mostra o sistema estático dos pórticos, as dimensões e as numerações de nós e barras.



4.1 Carga Permanente

- No Piso do 2º Pavimento:

Estrutura (Vigamento metálico) = $0,37 \text{ kN/m}^2$

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

Laje $h = 10,0 \text{ cm}$ = $2,50 \text{ kN/m}^2$

Revestimento da laje = $0,50 \text{ kN/m}^2$

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

Paredes e janelas sobre V1:

→ Entre eixos 2 & 3 e 5 & 6: $2 \times 3,3 = 6,6 \text{ kN/m}$

→ Demais eixos: $2 \times 3,3/2 + 0,2 \times 3,3/2 = 3,63 \text{ kN/m}$

- Na cobertura:

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

Estrutura (Tesoura treliçada, terças e mãos francesas) = $0,17 \text{ kN/m}^2$

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

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

Resumo:

Cargas nos nós 8 & 12 (cobertura + pilar): $0,44 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 8,42 \text{ kN}$

Carga nos nós 9 @ 11 (forro da cobertura): $0,20 \times 7 \times 3 = 4,2 \text{ kN}$

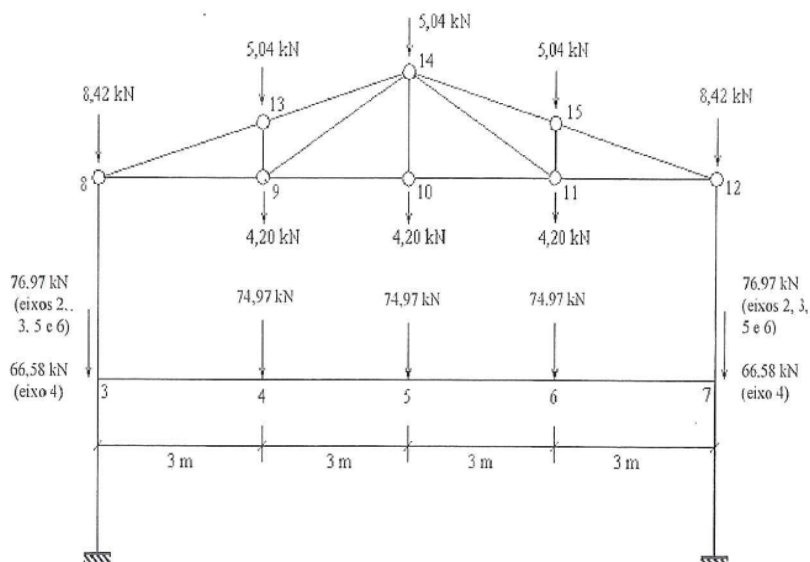
Carga nos nós 13 @ 15 (estrutura e telhas de cobertura): $(0,07 + 0,17) \times 7 \times 3 = 5,04 \text{ kN}$

Cargas nos nós 3 & 7 (reações das vigas V1 + Pilar):

→ Eixos 2, 3, 5 & 6: $3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + (6,6 + 3,63) \times 7/2 = 76,97 \text{ kN}$

→ Eixo 4: $3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + 3,63 \times 7 = 66,58 \text{ kN}$

Cargas nos nós 4 @ 6 (reações das vigas): $3,57 \times 7 \times 3 = 74,97 \text{ kN}$



4.2 Sobrecarga

- No Piso do 2º Pavimento:

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

Valor adicional devido às paredes divisórias móveis: $1,0\text{kN/m}^2$

Resumo:

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

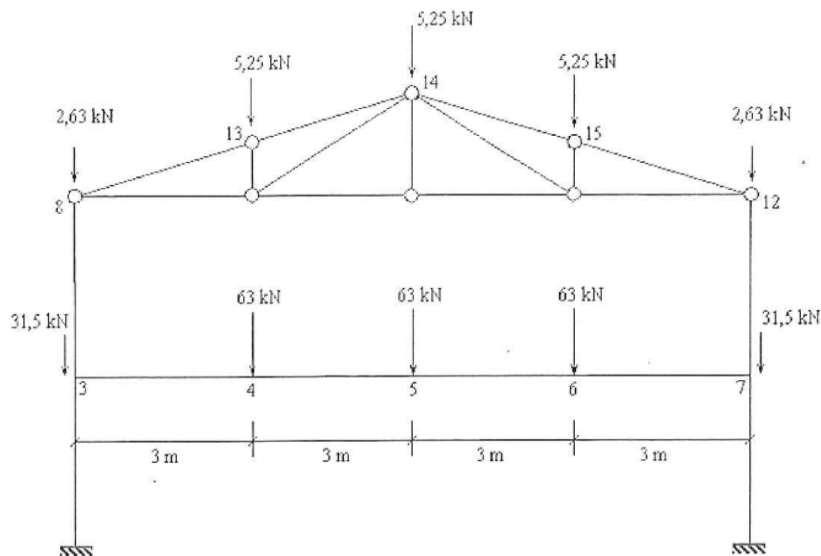
Carga nos nós 4 @ 6 (reações das vigas V2): $(2,0+1,0)\times 7\times 3 = 63,0\text{kN}$

- Na cobertura:

Em função da sobrecarga na cobertura de $0,25\text{kN/m}^2$ em projeção horizontal, são obtidos os seguintes valores:

Cargas nos nós 8 & 12: $0,25\times 7\times 1,5 = 2,63\text{kN}$

Cargas nos nós 13 @ 15: $0,25\times 7\times 3 = 5,25\text{kN}$



4.3 Vento Transversal

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

$S_1 = 1,0$ (terreno plano)

$S_2 = 0,76$, para altura até 5,0m, e 0,83, para altura de 5,0m a 10,0m (Categoria IV, Classe B)

$S_3 = 1,0$ (Grupo 2)

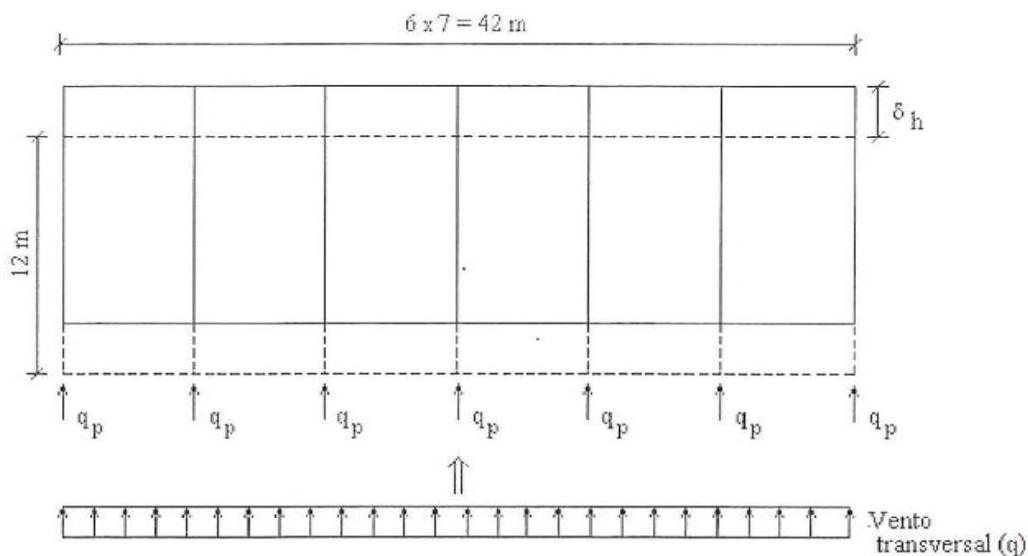
Velocidade característica V_k e a pressão dinâmica q :

Altura h	$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$	$q = 0,613 \cdot V_k^2 / 10^3$
$h \leq 5,0 \text{ m}$	26,60 m/s	0,43 kN/m ²
$5,0 \text{ m} \leq h \leq 10,0 \text{ m}$	29,05 m/s	0,52 kN/m ²

Como a laje do piso do 2º pavimento e a cobertura comportam-se como diafragmas (a figura a seguir mostra esquematicamente o deslocamento horizontal desses diafragmas), todos os pórticos, também por serem iguais, ficam submetidos às mesmas forças devidas ao vento (possuem os mesmos deslocamentos horizontais). Logo, em cada pórtico se terá uma pressão dinâmica distribuída na altura, simbolizada por q_p , igual a:

→ Para $h \leq 5,0 \text{ m}$: $q_p = 0,43 \times 42/7 = 2,58 \text{ kN/m}$

→ Para $5,0 \text{ m} \leq h \leq 10,0 \text{ m}$: $q_p = 0,52 \times 42/7 = 3,12 \text{ kN/m}$



Nas tabelas 4 & 5 da NBR6123, obtêm-se os coeficientes de forma externos, respectivamente, para paredes e telhados:

- Paredes:

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

$$2 < a/b = 42/12 = 3,5 < 4$$

Para $\alpha = 90^\circ$, tem-se:

$$\rightarrow \text{Parede a barlavento: } C_e = +0,7$$

$$\rightarrow \text{Parede a sotavento: } C_e = -0,6$$

- Telhado:

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

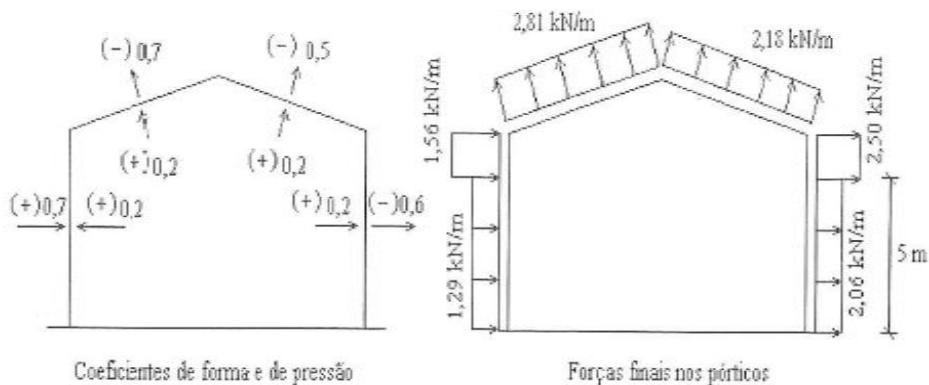
Para $\alpha = 90^\circ$ e $\theta = 20^\circ$, tem-se:

$$\rightarrow \text{Parte do telhado a barlavento: } C_e = -0,7$$

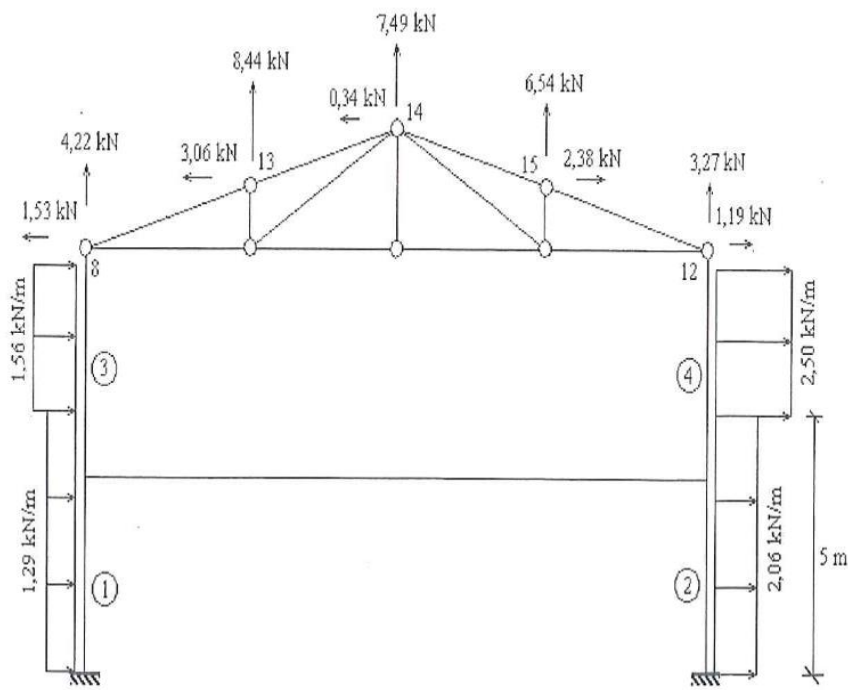
$$\rightarrow \text{Parte do telhado a sotavento: } C_e = -0,5$$

Para obtenção do coeficiente de pressão interno, pode-se considerar as duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e as duas fachadas transversais impermeáveis. Como se está avaliando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis, tem-se que $C_{pi} = +0,2$.

A seguir, são mostradas os coeficientes e as ações finais devidas ao vento nos pórticos interno, obtidos pelo produto $C_x q_p$, com $C = C_e - C_{pi}$.

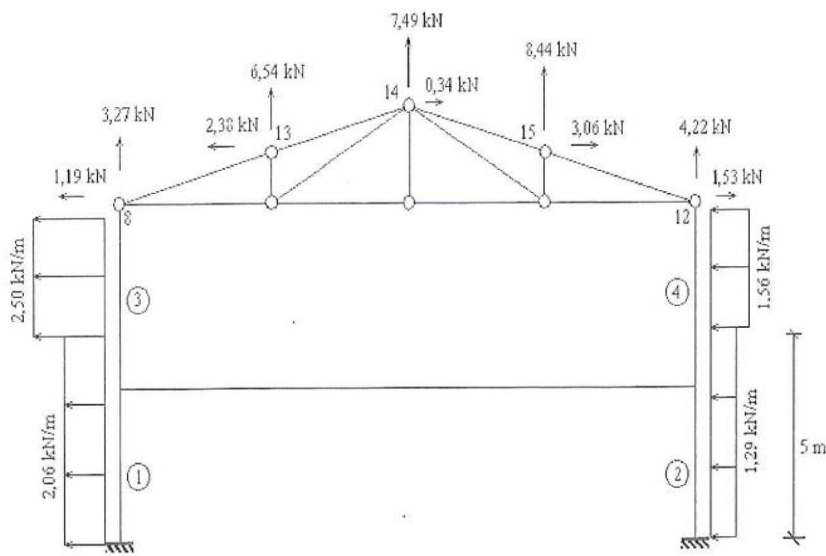


Lembrando que o vento considerado tem sentido da esquerda para a direita nos pórticos, tomando-se as forças na cobertura aplicadas nos nós da treliça e decompondo-as nas direções vertical e horizontal, para facilitar a análise estrutural, obtém-se finalmente o carregamento mostrado a seguir:



Hipótese 1 - Vento da esquerda para direita

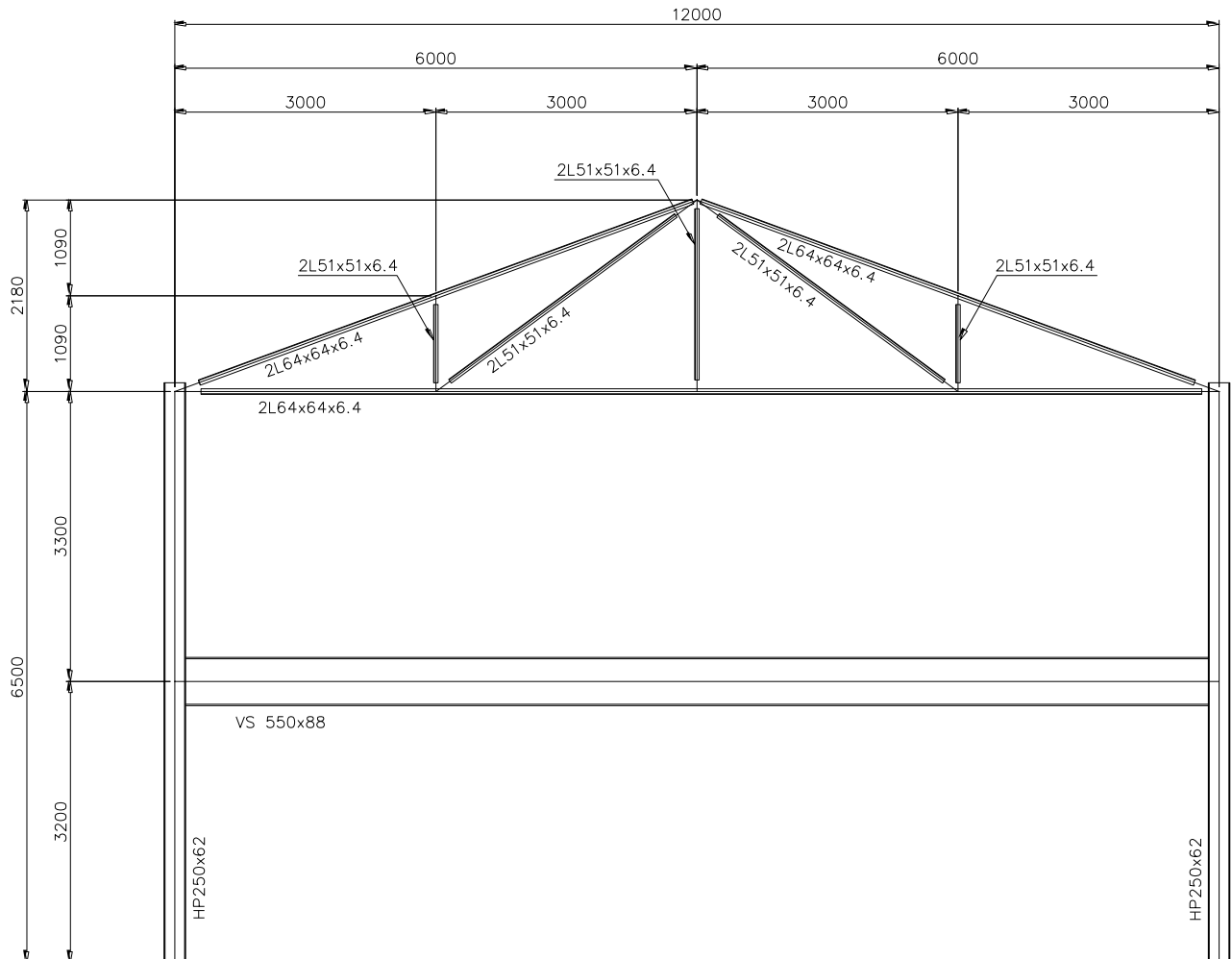
Com o vento atuando da direita para a esquerda nos pórticos transversais, ter-se-á o novo carregamento apresentado a seguir:



Hipótese 2 - Vento da direita para esquerda

5 PERFIS PRÉ-DIMENSIONADOS

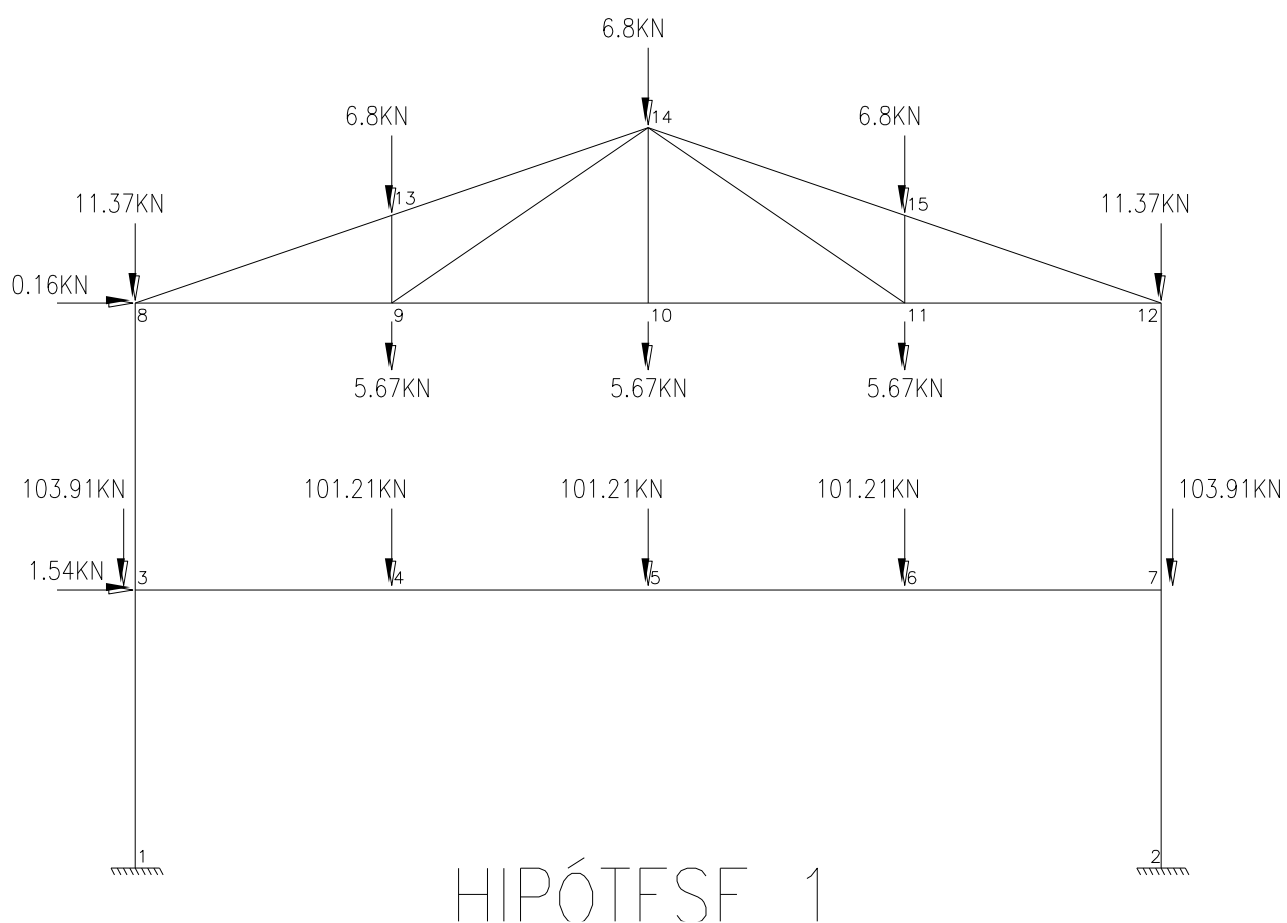
Perfis pré-dimensionados que compõem os pórticos internos.



6 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

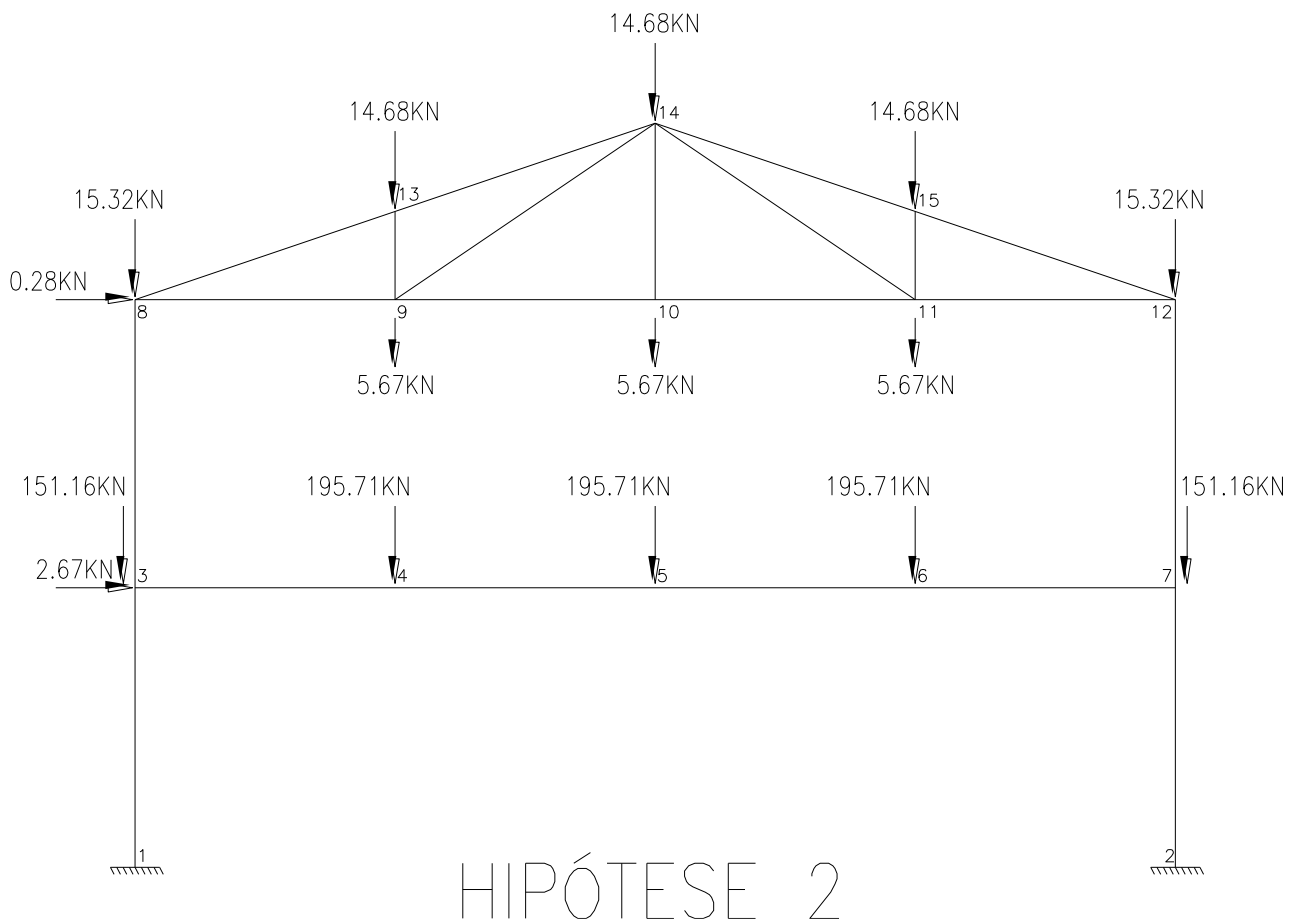
6.1 Combinação 1

Carga permanente com imperfeições geométricas e de material.



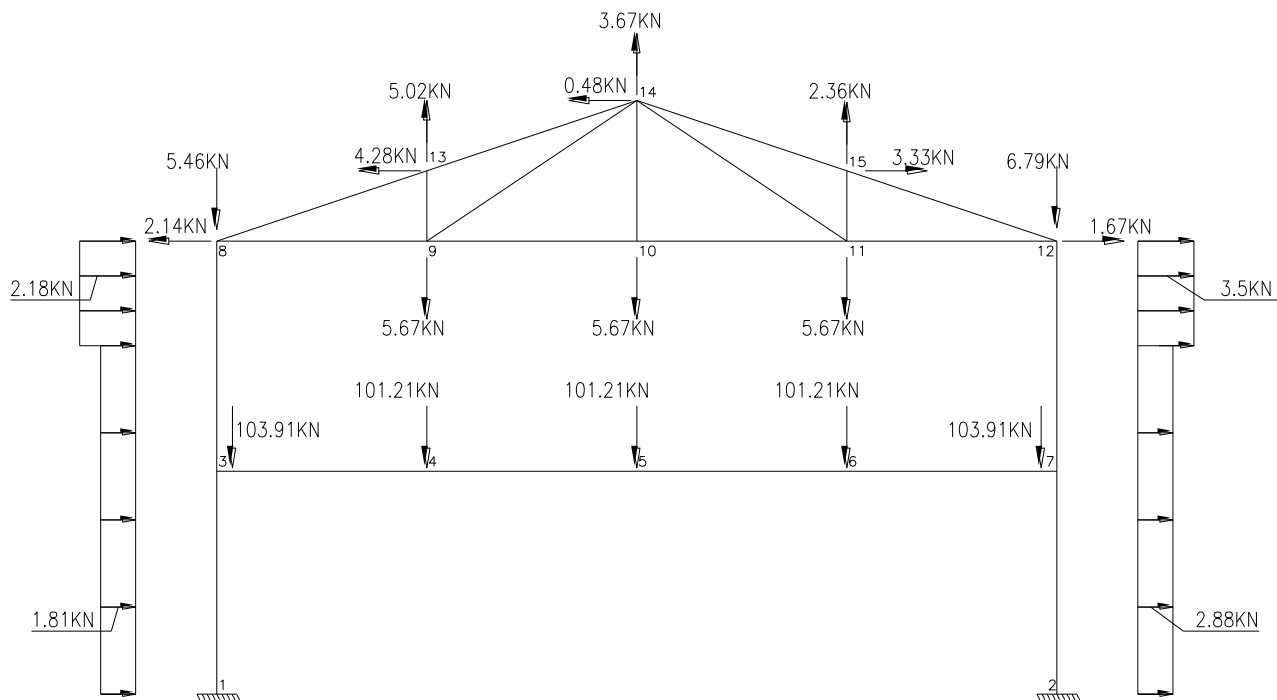
6.2 Combinação 2

Carga permanente mais sobrecarga, com imperfeições geométricas e de material.



6.3 Combinação 3

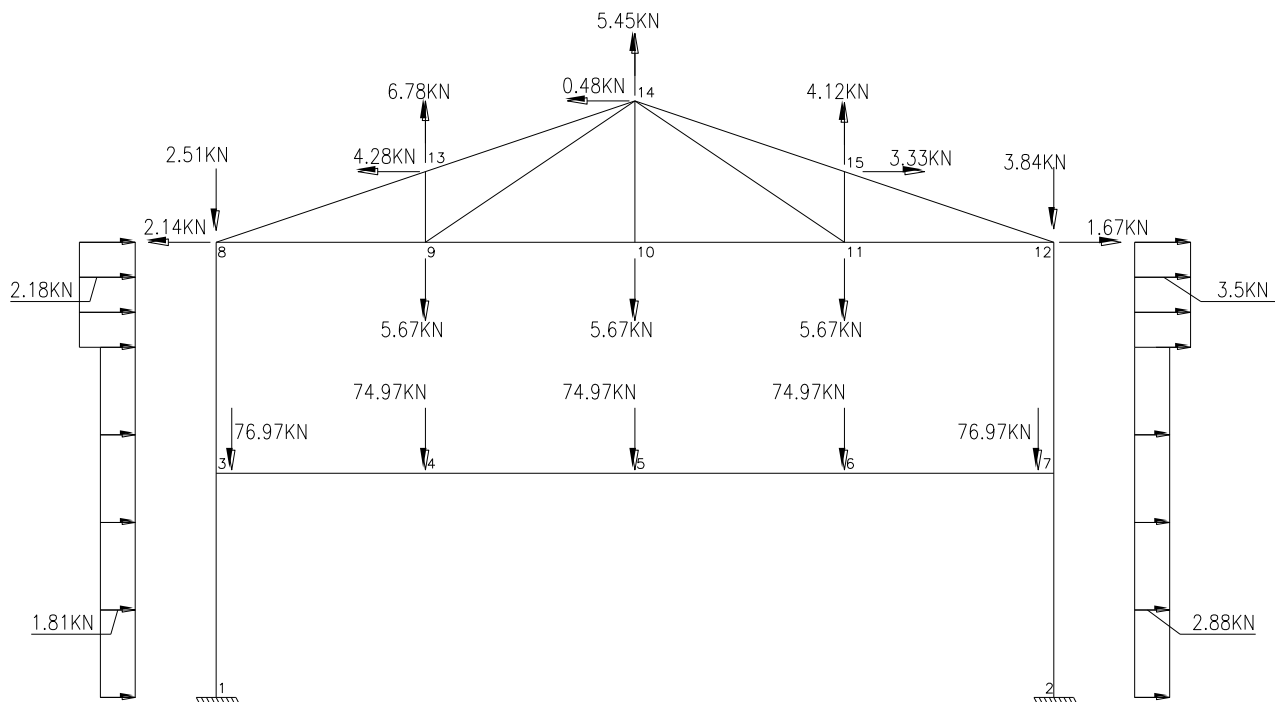
Carga permanente mais vento, com imperfeições de material.



HIPÓTESE 3

6.4 Combinação 4

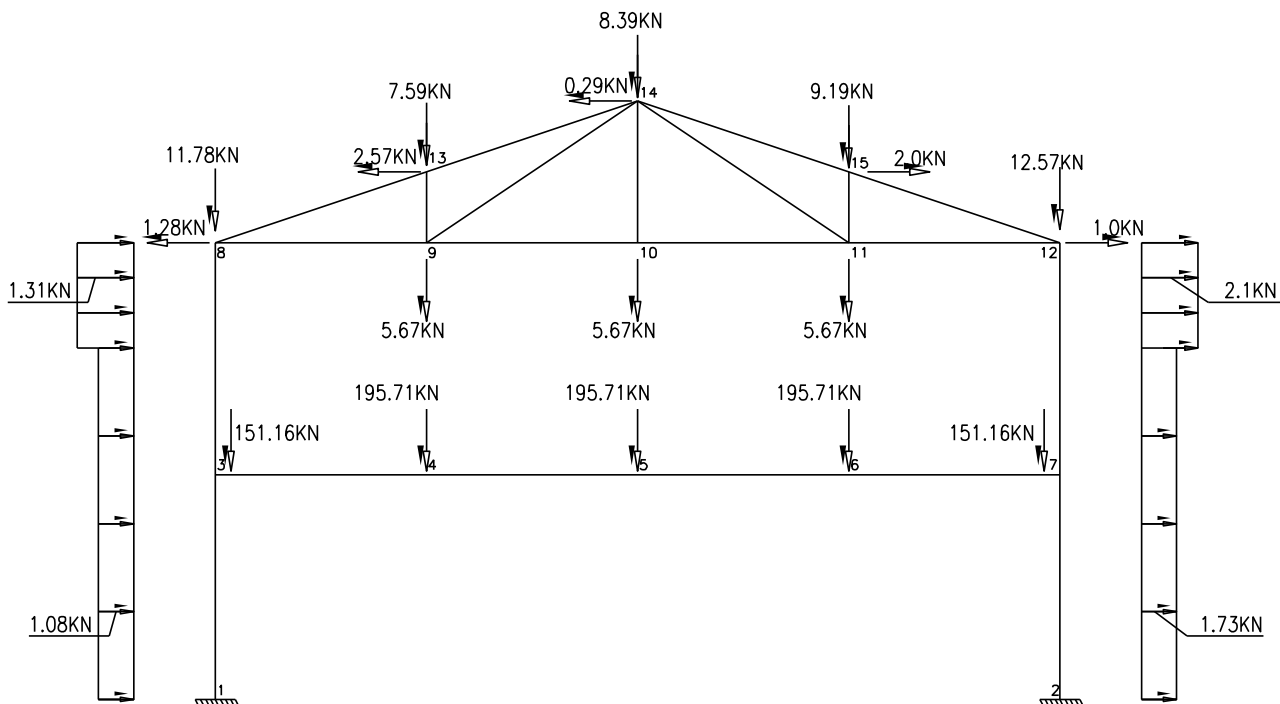
Carga permanente favorável a segurança, mais vento com imperfeições de materiais.



HIPÓTESE 4

6.5 Combinação 5

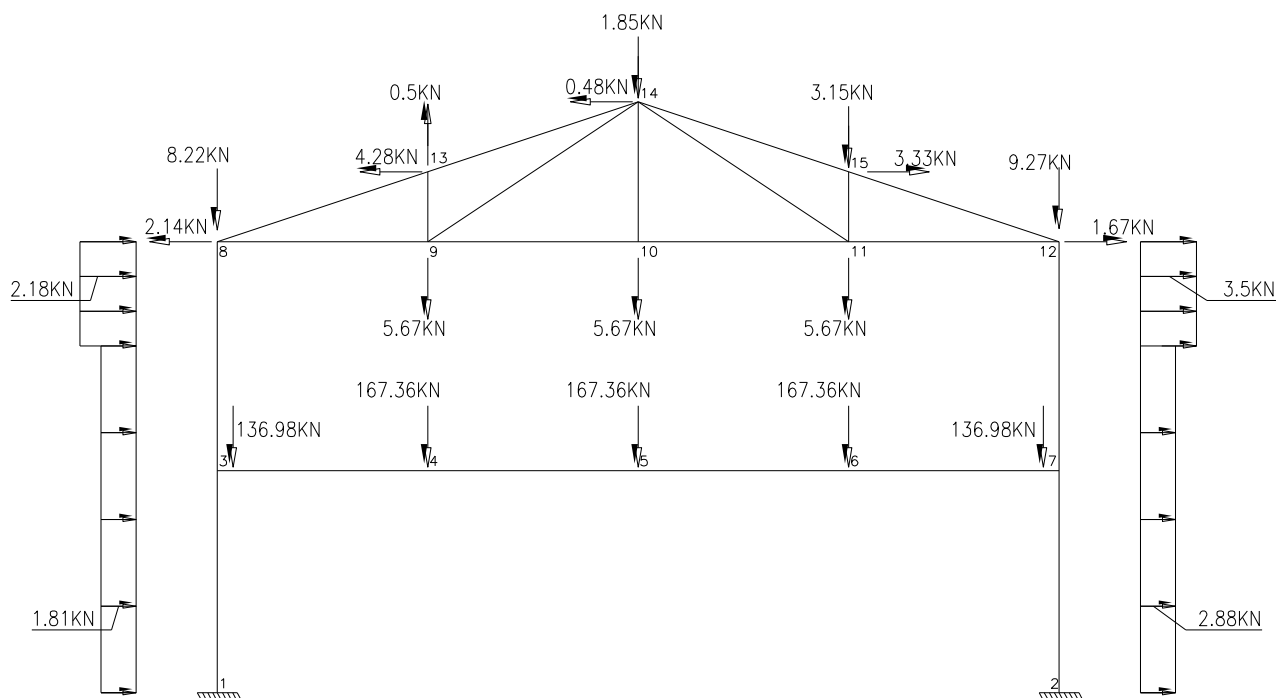
Carga permanente, mais sobrecarga (variável principal), mais vento, com imperfeições de material.



HIPÓTESE 5

6.6 Combinação 6

Carga Permanente, mais vento (variável principal), mais sobrecarga, com imperfeições de material.



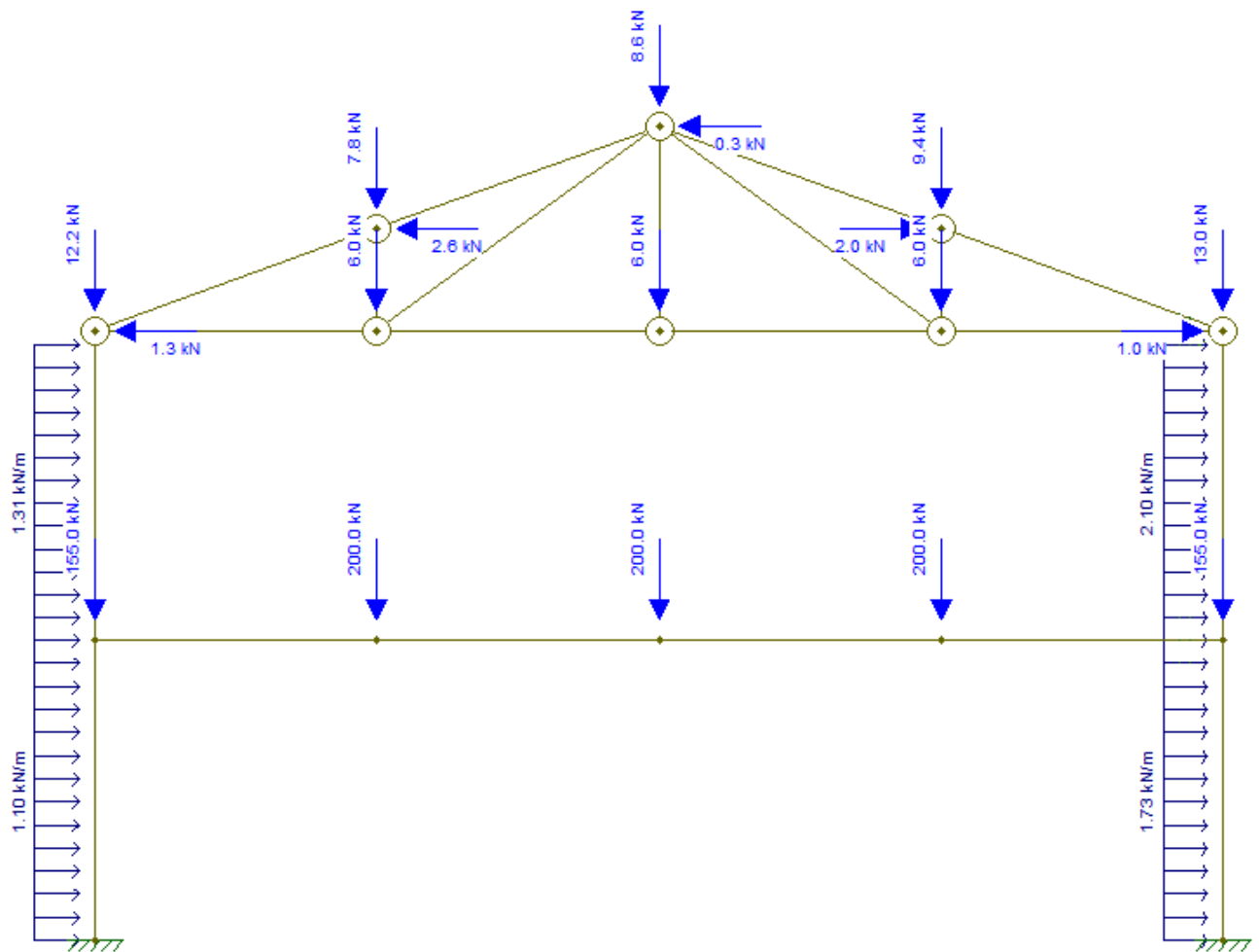
HIPÓTESE 6

7 MÉTODO AMPLIFICADO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Estrutura Original = Estrutura nt + Estrutura ℓ t

7.1 Estrutura Original

Para o dimensionamento da estrutura foi escolhido a combinação 5.



7.2 Estrutura nt

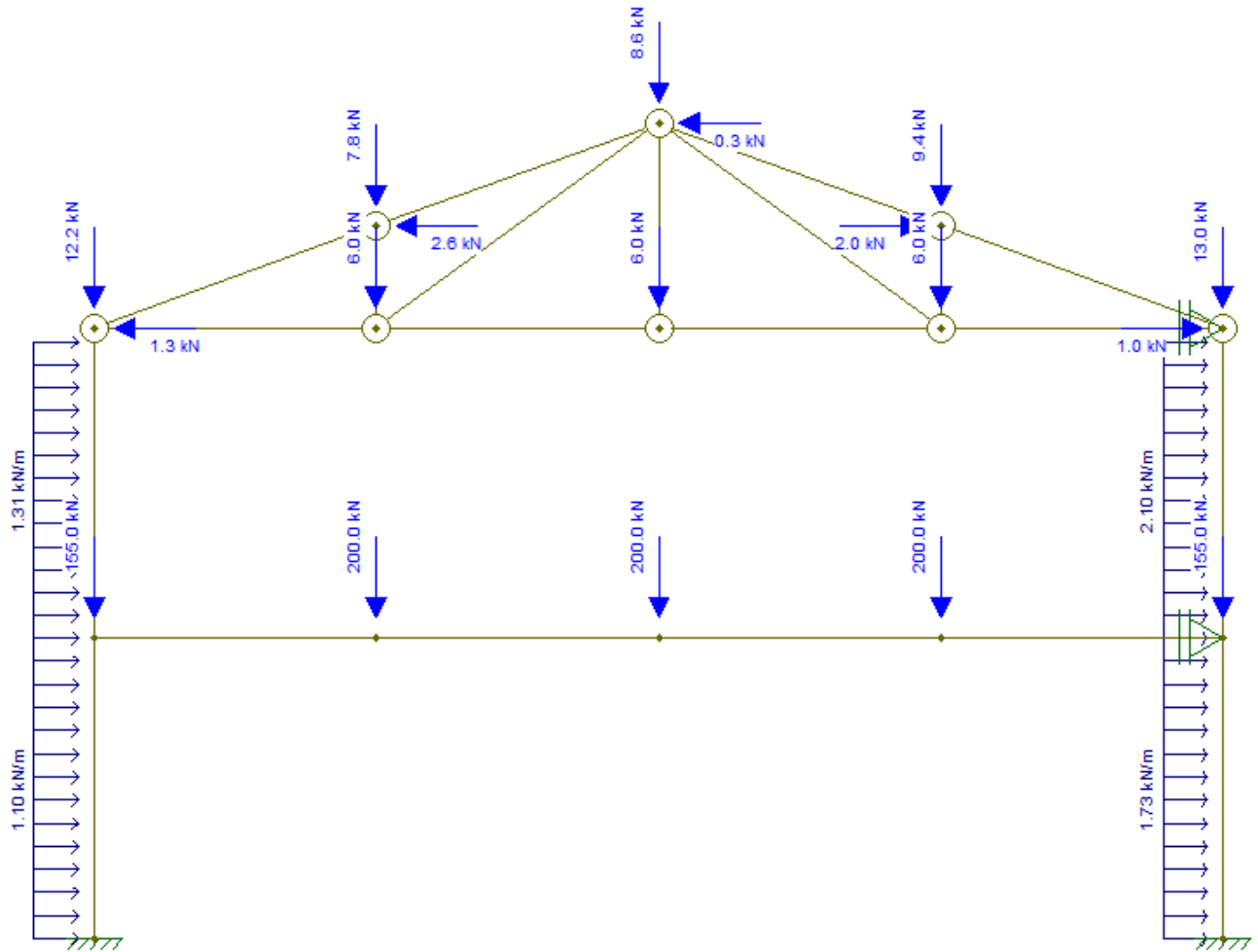


Diagrama de esforços normais

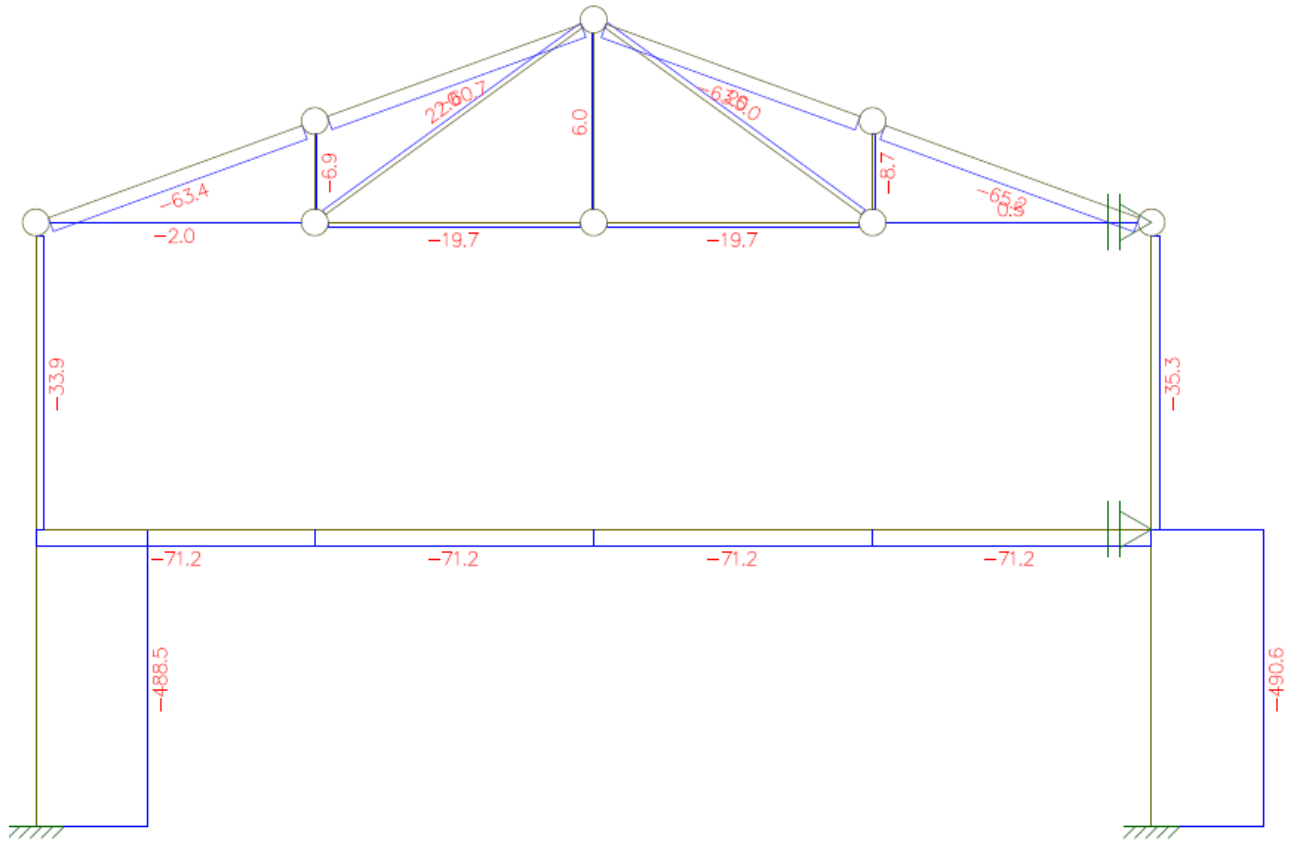


Diagrama de esforço cortante

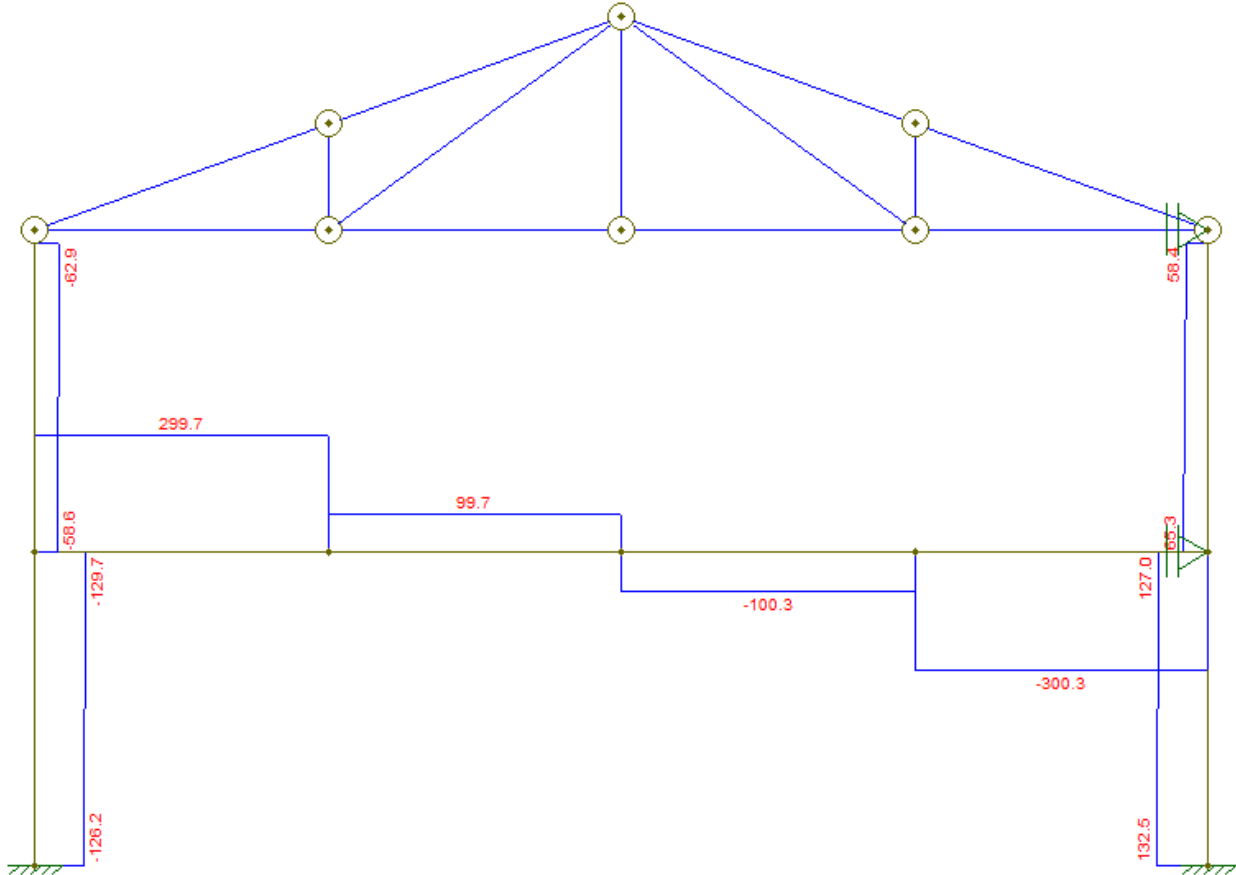
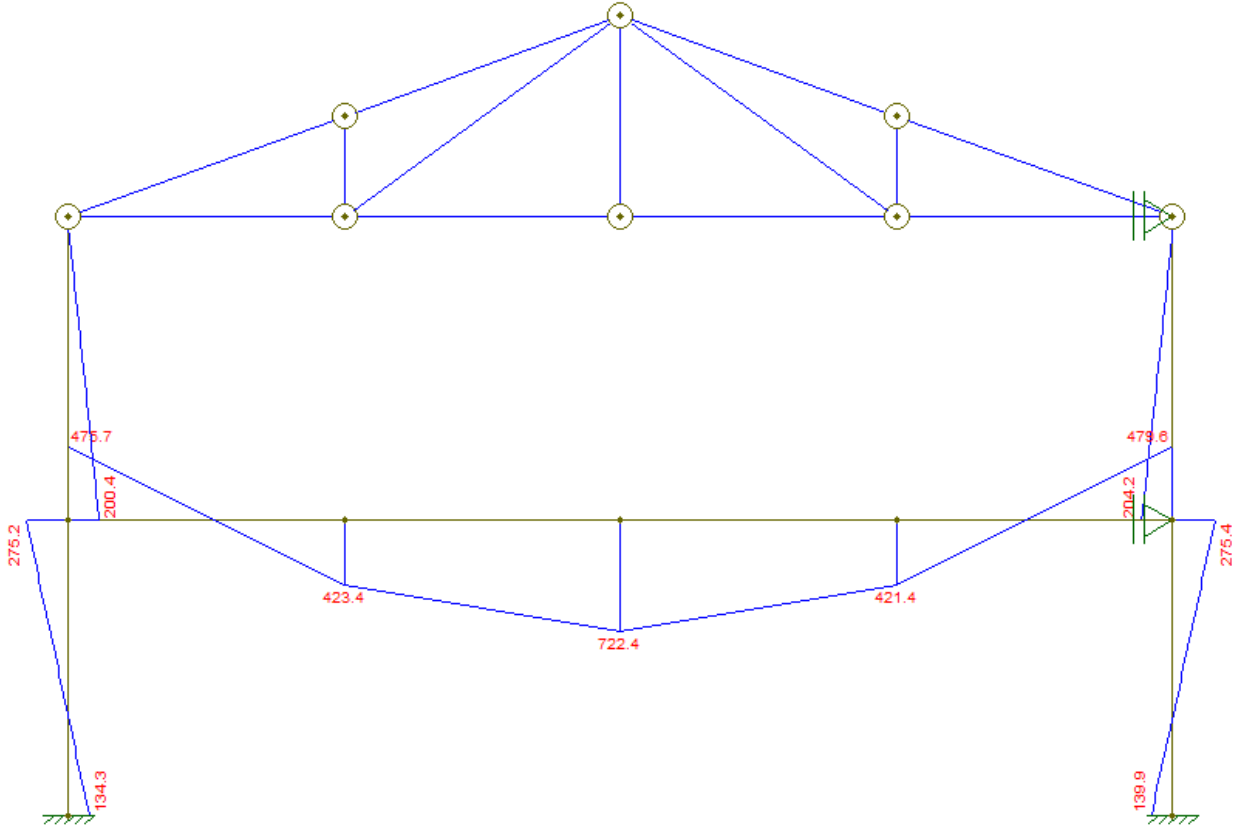
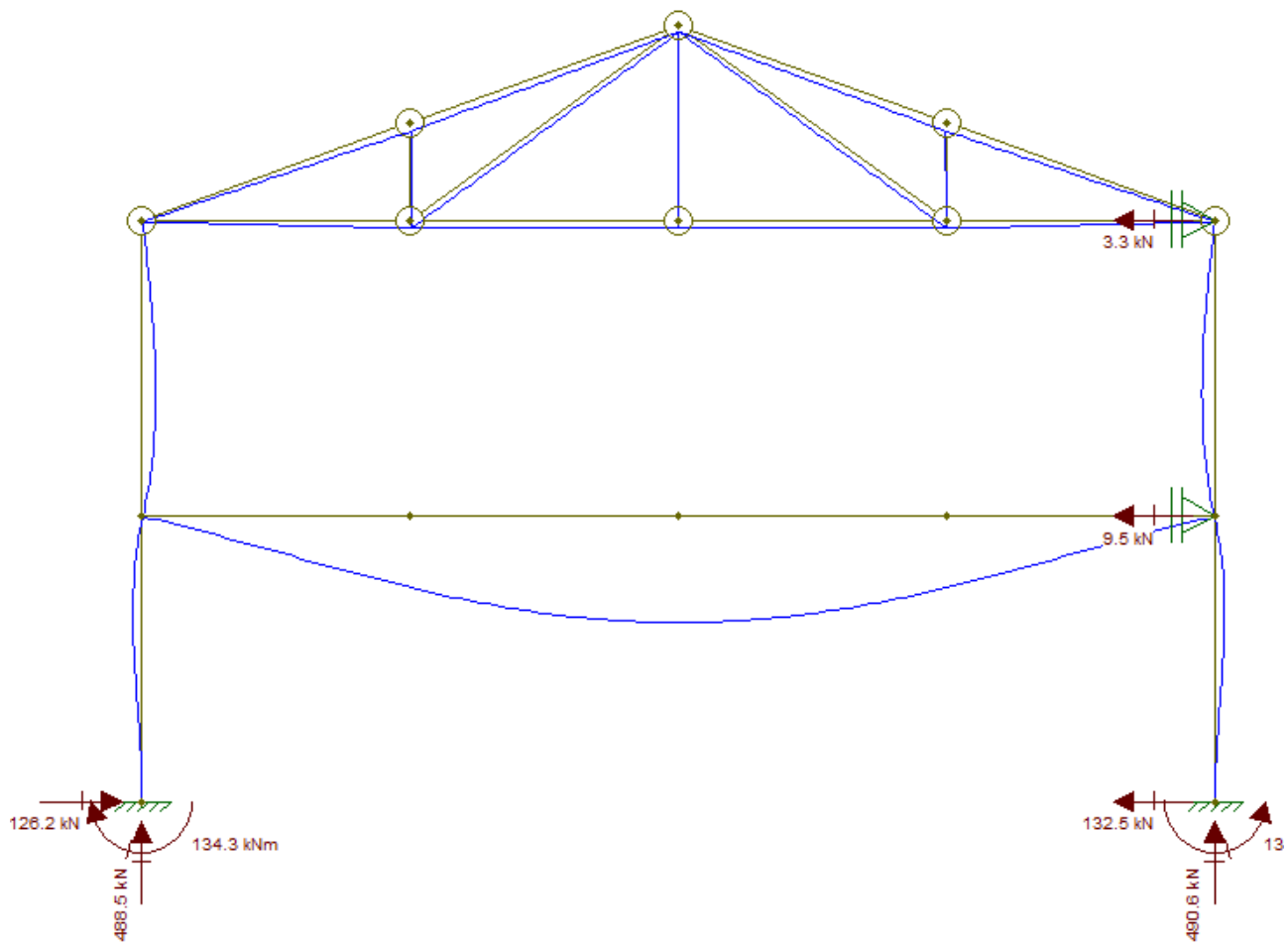


Diagrama de momento



Deformada e reações de apoio



7.3 Estrutura t

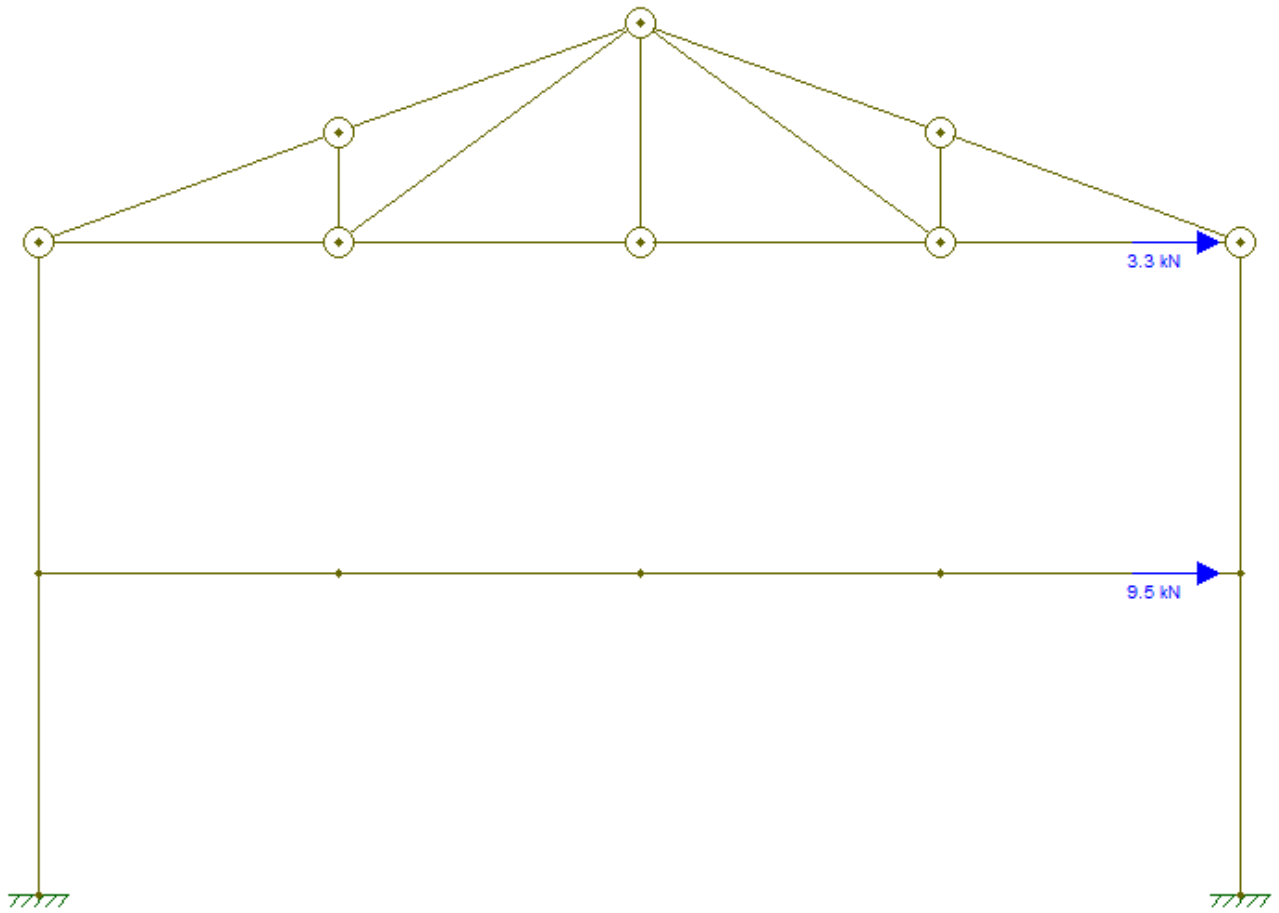


Diagrama de esforços normais

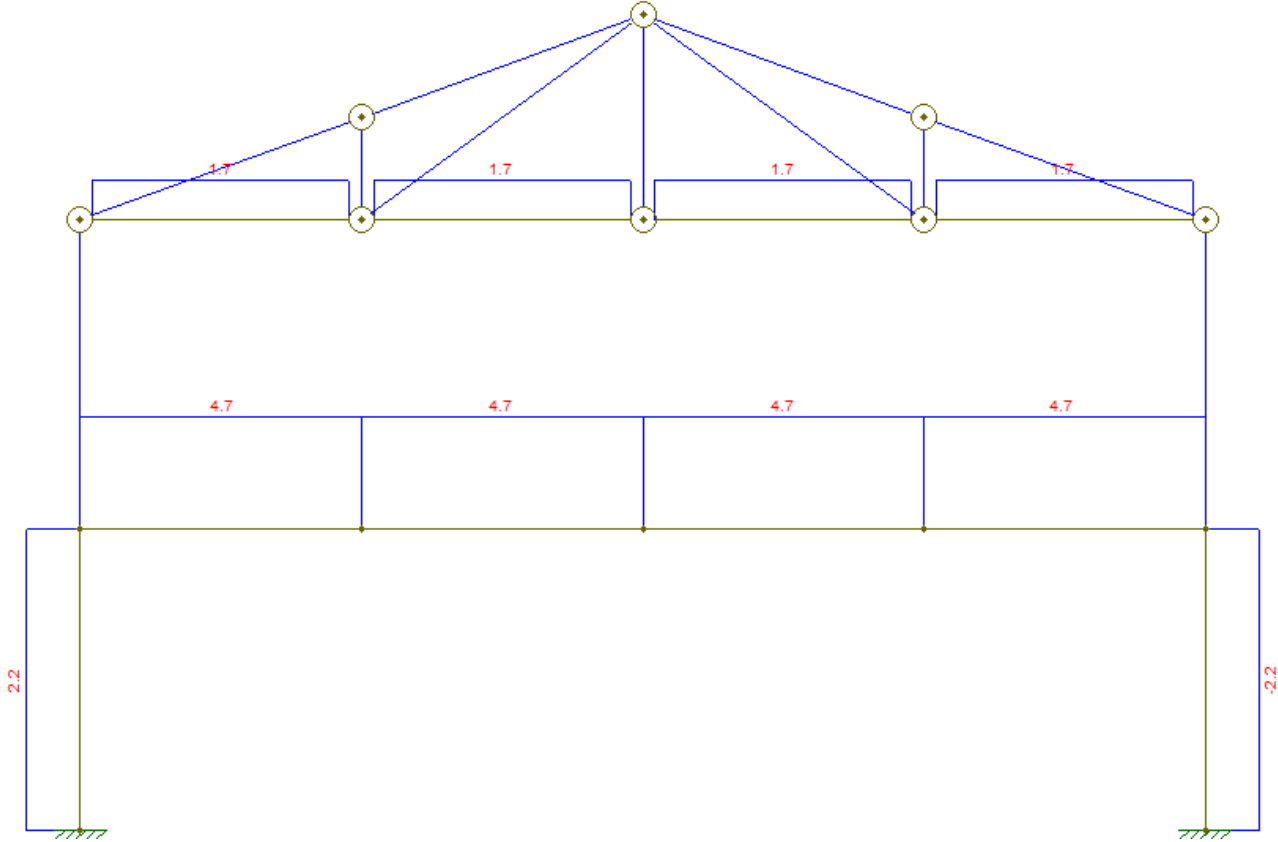


Diagrama de esforço cortante

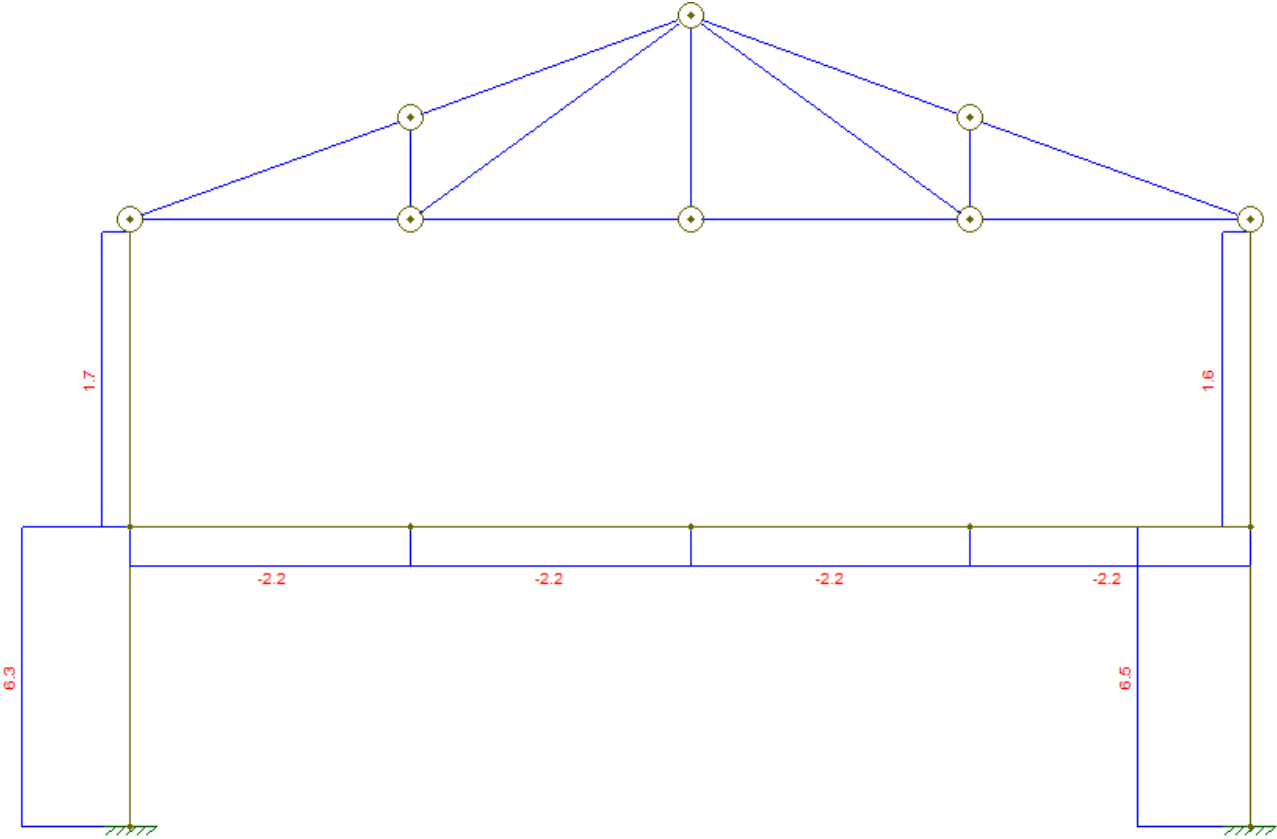
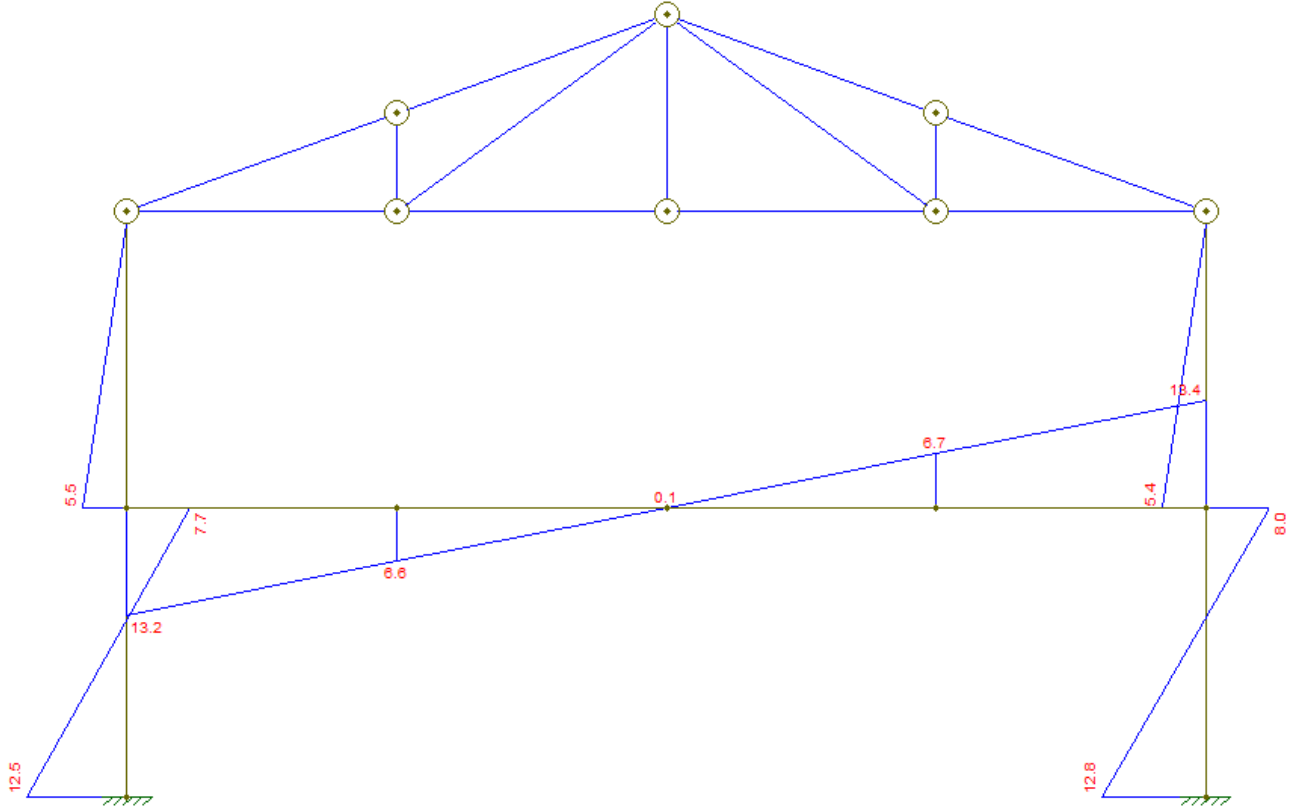
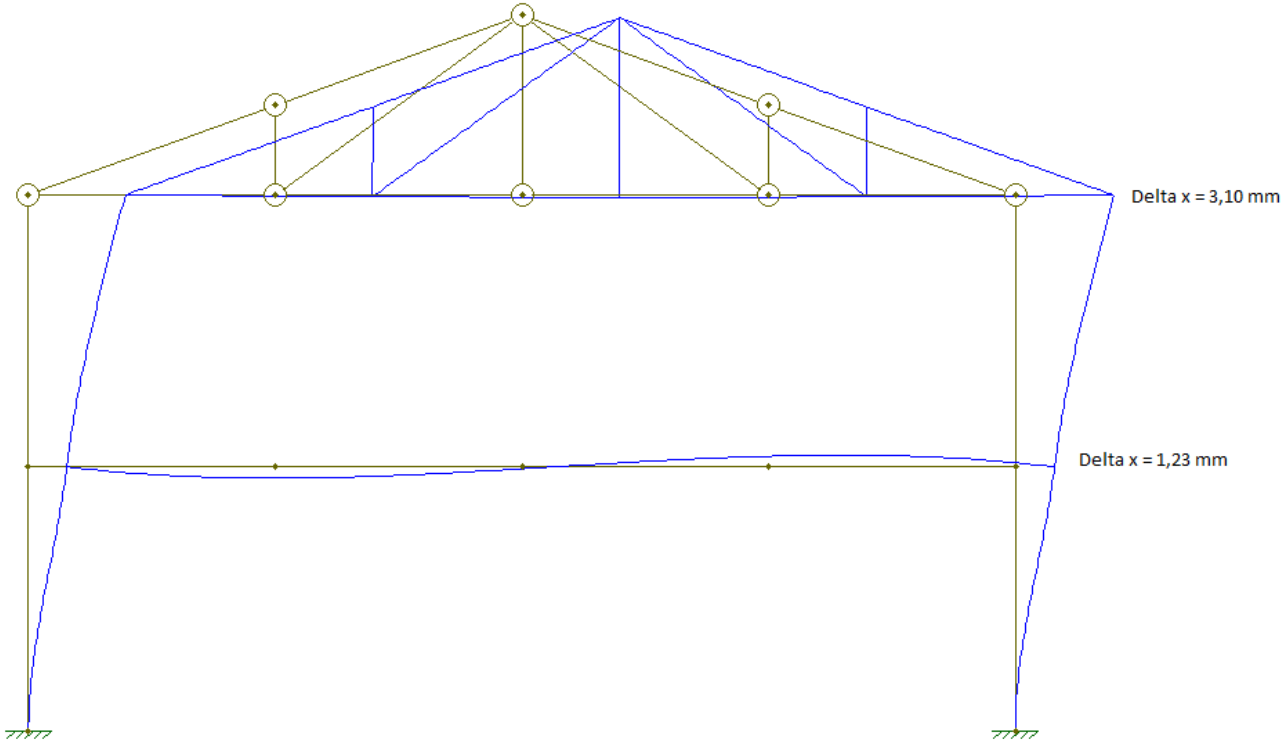


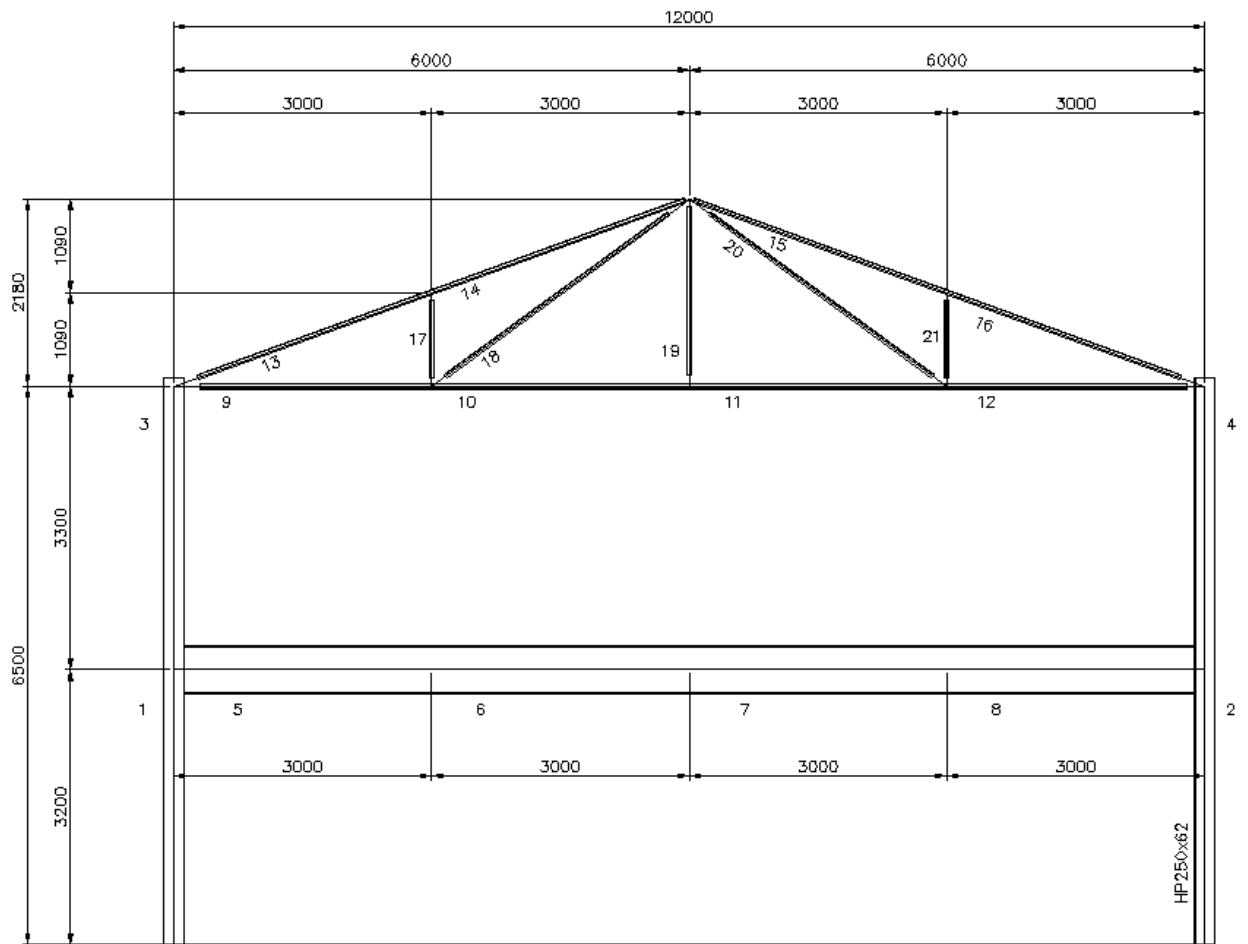
Diagrama de momento



Deformada



7.4 Cálculo dos coeficientes B_1 & B_2



7.4.1 Valores do coeficiente B_1

Barra	M1 (kNxm)	M2 (kNxm)	$C_m = 0,6 - 0,4(M1/M2)$	Nnt (kN)	Nlt (kN)	$N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt}$ (kN)	I (cm ⁴)	L (cm)	Ne (kN)	B_1	B_1 Adotado
1	-	-	1,00	-488,5	2,2	-486,3	8728,0	320,0	13446,0	1,04	1,04
2	-	-	1,00	-490,6	2,2	-488,4	8728,0	320,0	13446,0	1,04	1,04
3	-	-	1,00	-33,9	0,0	-33,9	8728,0	330,0	12643,5	1,00	1,00
4	-	-	1,00	-35,3	0,0	-35,3	8728,0	330,0	12643,5	1,00	1,00
5	423,40	475,70	0,24	-71,2	4,7	-66,5	64345,0	300,0	112785,1	0,24	1,00
6	423,40	722,40	0,83	-71,2	4,7	-66,5	64345,0	300,0	112785,1	0,83	1,00
7	421,40	722,40	0,83	-71,2	4,7	-66,5	64345,0	300,0	112785,1	0,83	1,00
8	421,40	479,60	0,25	-71,2	4,7	-66,5	64345,0	300,0	112785,1	0,25	1,00
9	-	-	1,00	-2,0	1,7	-0,3	58,0	300,0	101,7	1,00	1,00
10	-	-	1,00	-19,7	1,7	-18,0	58,0	300,0	101,7	1,22	1,22
11	-	-	1,00	-19,7	1,7	-18,0	58,0	300,0	101,7	1,22	1,22
12	-	-	1,00	0,5	1,7	2,2	58,0	300,0	101,7	1,02	1,02
13	-	-	1,00	-63,4	0,0	-63,4	58,0	319,0	89,9	3,39	3,39
14	-	-	1,00	-60,7	0,0	-60,7	58,0	319,0	89,9	3,08	3,08
15	-	-	1,00	-63,0	0,0	-63,0	58,0	319,0	89,9	3,34	3,34
16	-	-	1,00	-65,2	0,0	-65,2	58,0	319,0	89,9	3,64	3,64
17	-	-	1,00	-6,9	0,0	-6,9	28,4	109,0	377,1	1,02	1,02
18	-	-	1,00	22,0	0,0	22,0	28,4	371,0	32,5	3,09	3,09
19	-	-	1,00	6,0	0,0	6,0	28,4	218,0	94,3	1,07	1,07
20	-	-	1,00	25,0	0,0	25,0	28,4	371,0	32,5	4,31	4,31
21	-	-	1,00	-8,7	0,0	-8,7	28,4	109,0	377,1	1,02	1,02

A planilha acima calcula o coeficiente B_1 onde as fórmulas são:

- $C_m = 0,60 - 0,40 \times \frac{M1}{M2}$ onde:

$\frac{M1}{M2}$ é a relação entre o menor e o maior de momentos fletores solicitantes de cálculo da Estrutura nt no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura dupla e negativa quando provocarem curvatura simples.

- $N_{sd1} = N_{nt} + N_{lt}$ onde:

N_{sd1} é a força axial solicitante de compressão da barra considerada.

- $N_e = \frac{\pi^2 x E x I}{L^2}$ onde:

N_e é a força axial que provoca a flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor;

E é o módulo de elasticidade do aço que será considerado apenas 80% do seu valor para levar em conta as imperfeições dos materiais;

I é a inércia maior de trabalho da barra;

L é o comprimento real da barra.

- $B_1 = \frac{Cm}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0$ onde:

N_{sd1} é o valor achado em módulo.

7.4.2 Valores do coeficiente B_2

Andar	Δ_i (cm)	Δ_{i-1} (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h (cm)	$\sum N_{sd}$ (kN)	$\sum H_{sd}$ (kN)	B_2
1	0,123	0,000	0,123	320,0	979,0	19,1	1,02
2	0,310	0,123	0,187	330,0	69,0	10,1	1,00

$$\sum N_{sd1} = 200 \times 3 + 155 \times 2 + 12,2 + 6 \times 3 + 13 + 7,8 + 8,6 + 9,4 = 979 \text{ kN}$$

$$\sum N_{sd2} = 12,2 + 6 \times 3 + 13 + 7,8 + 8,6 + 9,4 = 69 \text{ kN}$$

$$\sum H_{sd1} = (1,1 + 1,73) \times 3,2 + (1,31 + 2,1) \times 3,3 + 1 + 2 - 0,3 - 2,6 - 1,3 = 19,1 \text{ kN}$$

$$\sum H_{sd2} = (1,31 + 2,1) \times 3,3 + 1 + 2 - 0,3 - 2,6 - 1,3 = 10,1 \text{ kN}$$

A planilha acima calcula o coeficiente B_2 onde as fórmulas são:

- $B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta h}{h} \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}}$ onde:

R_s é um coeficiente de ajuste igual a 0,85;

Δ_h é o deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado obtido na Estrutura ℓ t;

h é a altura do andar;

ΣN_{sd} é a carga gravitacional total que atua no andar considerado englobando as cargas atuantes nas subestruturas de contraventamento e nos elementos que não pertencem a essas subestruturas;

ΣH_{sd} é a força cortante do andar produzida pelas forças horizontais de cálculo atuantes, usadas para determinar Δ_h e obtida na Estrutura ℓt .

Como o maior coeficiente de B_2 se situa entre 1,0 e 1,13, a estrutura para o carregamento considerado é de pequena deslocabilidade, o que significa que o procedimento utilizado é válido.

7.5 Valores dos Esforços Solicitantes de Cálculo

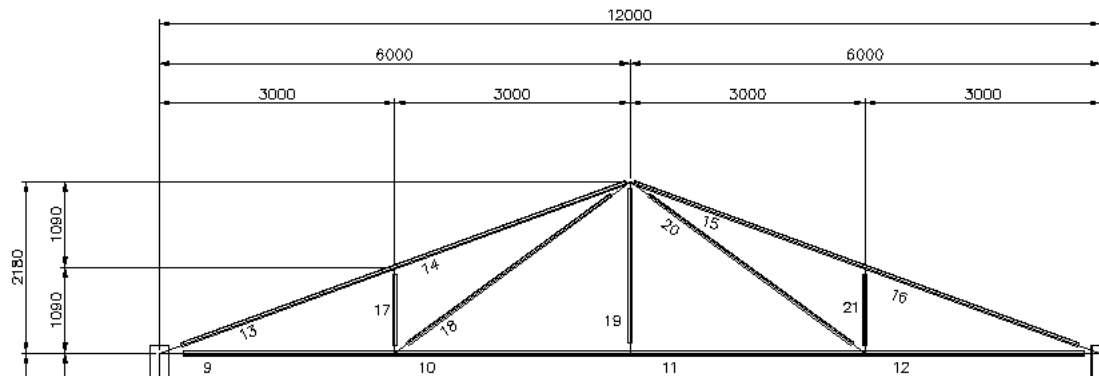
Barra	N _{nt} (kN)	N _{lt} (kN)	B ₂	N _{sd} (kN)	V _{nt} (kN)	V _{lt} (kN)	V _{sd} (kN)	M _{nt} (kNxm)	B ₁	M _{lt} (kNxm)	B ₂	M _{sd} (kNxm)
1	-488,5	2,2	1,02	-486,2	-129,7	6,3	-123,4	275,2	1,04	12,5	1,0	298,3
2	-490,6	2,2	1,02	-488,3	132,5	6,5	139,0	275,4	1,04	12,8	1,0	298,9
3	-33,9	0,0	1,00	-33,9	-62,9	1,7	-61,2	200,4	1,00	5,5	1,0	206,5
4	-35,3	0,0	1,00	-35,3	65,3	1,6	66,9	204,2	1,00	5,4	1,0	210,2
5	-71,2	4,7	1,02	-66,4	299,5	2,2	301,7	423,4	1,00	13,2	1,0	436,9
6	-71,2	4,7	1,02	-66,4	99,7	2,2	101,9	722,4	1,00	6,6	1,0	729,2
7	-71,2	4,7	1,02	-66,4	-110,3	2,2	-108,1	722,4	1,00	6,7	1,0	729,3
8	-71,2	4,7	1,02	-66,4	-300,3	2,2	-298,1	421,4	1,00	18,4	1,0	440,2
9	-2,0	1,7	1,00	-0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	1,00	0,0	1,0	0,0
10	-19,7	1,7	1,00	-18,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,22	0,0	1,0	0,0
11	-19,7	1,7	1,00	-18,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,22	0,0	1,0	0,0
12	0,5	1,7	1,00	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0	1,02	0,0	1,0	0,0
13	-63,4	0,0	1,00	-63,4	0,0	0,0	0,0	0,0	3,39	0,0	1,0	0,0
14	-60,7	0,0	1,00	-60,7	0,0	0,0	0,0	0,0	3,08	0,0	1,0	0,0
15	-63,0	0,0	1,00	-63,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,34	0,0	1,0	0,0
16	-65,2	0,0	1,00	-65,2	0,0	0,0	0,0	0,0	3,64	0,0	1,0	0,0
17	-6,9	0,0	1,00	-6,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,02	0,0	1,0	0,0
18	22,0	0,0	1,00	22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,09	0,0	1,0	0,0
19	6,0	0,0	1,00	6,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,07	0,0	1,0	0,0
20	25,0	0,0	1,00	25,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,31	0,0	1,0	0,0
21	-8,7	0,0	1,00	-8,7	0,0	0,0	0,0	0,0	1,02	0,0	1,0	0,0

A planilha acima calcula os esforços solicitantes de cálculo a serem utilizados na verificação dos estados-limites últimos da estrutura nas barras do pórtico. Onde as fórmulas utilizadas foram:

- $N_{sd} = N_{nt} + B_2 \times N_{lt}$;
- $V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$;
- $M_{sd} = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt}$.

8 VERIFICAÇÃO DAS BARRAS TRACIONADAS DA TRELIÇA DA COBERTURA

Cálculo das barras submetidas à força axial de tração de cálculo na treliça da cobertura dos pórticos internos



- Barras 12

Barra	$N_{t,sd}$ (kN)
12	2,2

A treliça será em cantoneira dupla, 2L64x64x6,4 com gusset de 6,4mm, em forma de Tê.

Aço ASTM A36 com:

- $F_y = 250\text{MPa} = 25\text{kN/cm}^2$
- $F_u = 400\text{MPa} = 40\text{kN/cm}^2$

Escoamento da seção Bruta

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \times f_y}{1,10} = \frac{15,3 \times 25}{1,10} = 347,7 \text{ kN}$$

$$2,2 \text{ kN} \leq 347,7 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Ruptura da seção líquida

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_u}{1,35}$$

$$A_e = C_t \times A_n$$

$A_n = A_g$, pois a ligação será soldada

$$C_t = 1,0$$

Então $A_e = A_g$

$$N_{t,Rd} = \frac{15,3 \times 40}{1,35} = 453,3 \text{ kN}$$

$2,2 \text{ kN} \leq 453,3 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$

Esbeltez

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r \min} = \frac{300}{1,95} = 153,9 < 300 \rightarrow \text{OK}$$

Chapas espaçadoras

$$\frac{l}{r \min 1 \text{ cantoneira}} \leq 300 \rightarrow \frac{l}{1,24} \leq 300 \rightarrow l = 372,0 \text{ cm}$$

Como o comprimento da corda inferior é de apenas 300 cm não é necessário chapas espaçadoras.

- Barras 18, 19&20

Barra	N _{sd} (kN)
18	22,0
19	6,0
20	25,0

A treliça será em cantoneira dupla, 2L51x51x6,4 com gusset de 6,4mm, em forma de Tê.

Aço ASTM A36 com:

- $F_y = 250 \text{ MPa} = 25 \text{ kN/cm}^2$
- $F_u = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

$$N_{t,sd} = 25,0 \text{ kN}$$

Escoamento da seção Bruta

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \times f_y}{1,10} = \frac{12,2 \times 25}{1,10} = 277,3 \text{ kN}$$

$$25,0 \text{ kN} \leq 277,3 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Ruptura da seção líquida

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_u}{1,35}$$

$$A_e = C_t \times A_n$$

$A_n = A_g$, pois a ligação será soldada

$$C_t = 1,0$$

Então $A_e = A_g$

$$N_{t,Rd} = \frac{12,2 \times 40}{1,35} = 361,5 \text{ kN}$$

$$25,0 \text{ kN} \leq 361,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Esbeltez

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r \min} = \frac{300}{1,53} = 196,1 < 300 \rightarrow \text{OK}$$

Chapas espaçadoras

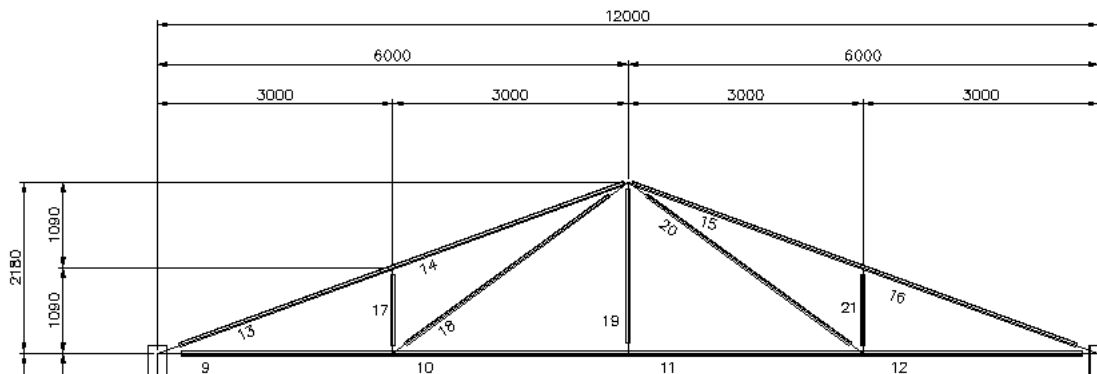
$$\frac{l}{r \min 1 \text{ cantoneira}} \leq 300 \rightarrow \frac{l}{0,99} \leq 300 \rightarrow l = 297,0 \text{ cm}$$

Como o comprimento da maior diagonal/montante é de 371 cm será necessário chapas espaçadoras.

9 VERIFICAÇÃO DAS BARRAS COMPRIMIDAS DA TRELIÇA DA COBERTURA

Cálculo das barras submetidas à força axial de compressão de cálculo na treliça da cobertura dos pórticos internos

- Barras 9, 10, 11, 13, 14, 15&16



Barra	$N_{c,sd}$ (kN)
9	-0,3
10	-18,0
11	-18,0
13	-63,4
14	-60,7
15	-63,0
16	-65,2

A treliça será em cantoneira dupla, 2L64x64x6,4 com gusset de 6,4mm, em forma de Tê.

Aço ASTM A36 com:

- $F_y = 250\text{MPa} = 25\text{kN/cm}^2$
- $F_u = 400\text{MPa} = 40\text{kN/cm}^2$

$N_{c,sd} = 65,2 \text{ kN}$

Flambagem local

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \text{ lim}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{64}{6,4} = 10,0$$

$$\frac{b}{t} \text{ lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

$$10 < 12,73 \rightarrow Q_s = Q = 1,0$$

Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 58}{(319)^2} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{E \cdot A_g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \cdot 15,3}{112,5}} = 163,8 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 128,9}{(319)^2} = 221,3 \text{ kN}$$

$$I_y = 2[29 + 7,67(1,83 + 0,64/2)^2] = 128,9 \text{ cm}^4$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left(\frac{\pi^2 E I_x C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right)$$

$C_w = 0$, seção similar à seção Tê

$$J = \frac{1}{3} \sum b \times t^3$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2[6,4 \times 0,64 + (6,4 - 0,64)0,64^3] = 3,74 \text{ cm}^4$$

$$r_0 = \sqrt{rx^2 + ry^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$x_0 = 0$$

$$y_0 = 1,83 - \frac{0,64}{2} = 1,51 \text{ cm}$$

$$r_0 = \sqrt{1,95^2 + 2,90^2 + 0^2 + 1,51^2} = 3,80 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,80^2} (0 + 7700 \times 3,74) = 1994,3 \text{ kN}$$

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

$$N_{eyz} = \frac{221,3 + 1994,3}{2[1 - (1,51/3,8)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 221,3 \times 1994,3 [1 - (1,51/3,8)^2]}{(221,3 + 1994,3)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 217,1 \text{ kN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{E \times A_g}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 15,3}{217,1}} = 117,9 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

- Valores de N_e , λ_0 e X

$$N_e = N_{ex} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 15,3 \times 25}{112,5}} = 1,84$$

$$\lambda_0 = 1,84 \rightarrow X = 0,243$$

Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,243 \times 1 \times 15,3 \times 25}{1,1} = 84,5 \text{ kN}$$

$$65,2 \text{ kN} < 84,5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

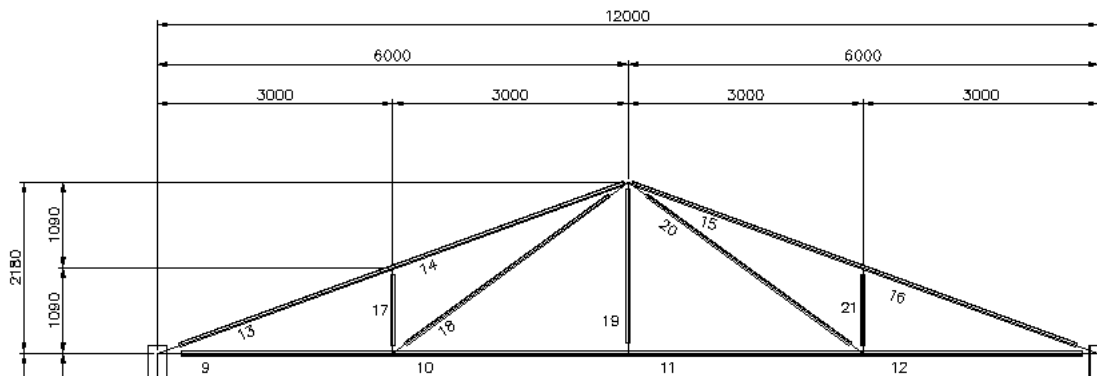
Chapas espaçadoras

$$\frac{l}{r \text{ min 1 cantoneira}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r \text{ máx da barra composta}} \right)$$

$$l \leq \frac{1}{2} \times 108,6 \times 1,95 = 105,9 \text{ cm}$$

É necessário colocar 3 chapas espaçadoras.

- Barras 17&21



Barra	Nsd (kN)
17	-6,9
21	-8,7

A treliça será em cantoneira dupla, 2L51x51x6,4 com gusset de 6,4mm, em forma de Tê.

Aço ASTM A36 com:

- $F_y = 250\text{MPa} = 25\text{kN/cm}^2$
- $F_u = 400\text{MPa} = 40\text{kN/cm}^2$

$$N_{c,sd} = 65,2 \text{ kN}$$

Flambagem local

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \text{ lim}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{51}{6,4} = 7,96$$

$$\frac{b}{t} \text{ lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

$$7,96 < 12,73 \rightarrow Q_s = Q = 1,0$$

Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 28,4}{(109)^2} = 471,8 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{E \cdot A_g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \cdot 12,12}{471,8}} = 71,2 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 69,4}{(109)^2} = 1153,1 \text{ kN}$$

$$I_y = 2[14,6 + 6,06(1,50 + 0,64/2)^2] = 69,4 \text{ cm}^4$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + GJ \right)$$

$C_w = 0$, seção similar à seção Tê

$$J = \frac{1}{3} \sum b \cdot t^3$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2[5,1 \times 0,64 + (5,1 - 0,64)0,64^3] = 2,96 \text{ cm}^4$$

$$r_0 = \sqrt{rx^2 + ry^2 + x_0^2 + y_0^2}$$

$$x_0 = 0$$

$$y_0 = 1,50 - 0,64/2 = 1,18 \text{ cm}$$

$$r_0 = \sqrt{1,53^2 + 2,36^2 + 0^2 + 1,18^2} = 3,05 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,05^2} (0 + 7700 \times 2,96) = 2450,1 \text{ kN}$$

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

$$N_{eyz} = \frac{1153,1 + 2450,1}{2[1 - (1,18/3,05)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1153,1 \times 2450,1 [1 - (1,18/3,05)^2]}{(1153,1 + 2450,1)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 1038,7 \text{ kN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{E \times Ag}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 12,12}{1038,7}} = 48,0 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

- Valores de N_e , λ_0 e X

$$N_e = N_{eyz} = 1038,7 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times Ag \times fy}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 12,12 \times 25}{1038,7}} = 0,54$$

$$\lambda_0 = 0,54 \rightarrow X = 0,860$$

Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X \times Q \times Ag \times fy}{\gamma_{a1}} = \frac{0,860 \times 1 \times 12,12 \times 25}{1,1} = 236,9 \text{ kN}$$

$$8,7 \text{ kN} < 236,9 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

Chapas espaçadoras

$$\frac{l}{r \text{ min } 1 \text{ cantoneira}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r \text{ máx da barra composta}} \right)$$

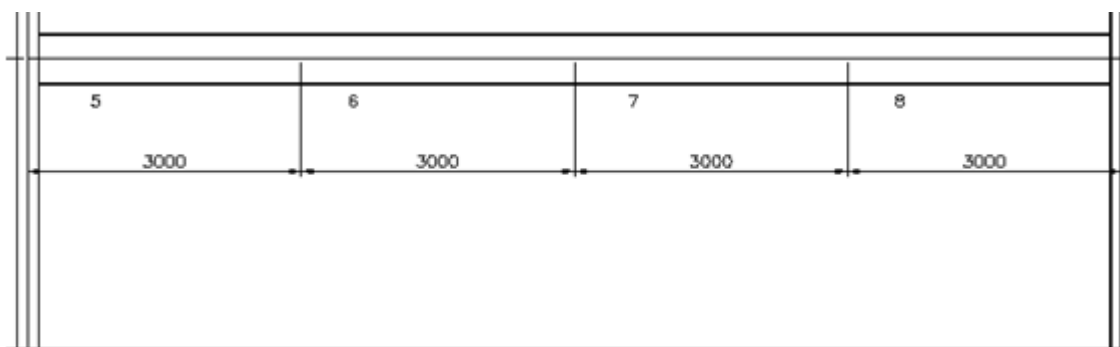
$$l \leq \frac{1}{2} \times 46,2 \times 1,53 = 35,3 \text{ cm}$$

É necessário colocar 3 chapas espaçadoras.

10 VERIFICAÇÃO DA VIGA PRINCIPAL DO PISO DOS PÓRTICOS INTERNOS

Cálculo da viga principal dos pórticos internos

- Barras 5, 6, 7&8



Barra	N _{sd} (kN)	V _{sd} (kN)	M _{sd} (kNxm)
5	-66,4	301,7	436,9
6	-66,4	101,9	729,2
7	-66,4	-108,1	729,3
8	-66,4	-298,1	440,2

A viga será em perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884, VS 550x88

Aço ASTM A36 com:

- $F_y = 250\text{MPa} = 25\text{kN/cm}^2$
- $F_u = 400\text{MPa} = 40\text{kN/cm}^2$

$$N_{c,sd} = - 66,4 \text{ kN}$$

$$V_{,sd} = 301,7 \text{ kN}$$

$$M_{,sd} = 729,3 \text{ kN.m}$$

10.1 Verificação do Momento Fletor

- Flambagem Local

→ FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{250/2}{16} = 7,8125$$

$$\lambda = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot fy = 2559 \times 25 = 63975,0 \text{ kN.cm} = M_{rk}$$

→ FLA

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{550 - 2 \times 16}{6,3} = 82,2$$

$$\lambda = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,35$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot fy = 2559 \times 25 = 63975,0 \text{ kN.cm} = M_{rk}$$

→ Resumo

$$M_{rk} = 63975,0 \text{ kN.cm} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot fy = 1,5 \times 2340 \times 25 = 87750,0 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 63975,0 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 72930,0 \text{ kN.cm} < M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{63975}{1,1} = 58160,0 \text{ kN.cm}$$

$M_{sd} > M_{rd} \rightarrow$ Não OK, mudar o perfil

- Flambagem Lateral com Torção (FLT)

→ Comprimento destravado ($L_b = 300,0$ cm)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{300}{6,08} = 50$$

$$\lambda = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,8$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = \frac{1,38 (I_y \cdot J)^{1/2}}{r_y \cdot J \cdot B_1} \times \sqrt{1 + \left(1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot B_1^2}{I_y}\right)^{1/2}}$$

$$B_1 = \frac{(f_y - \sigma_{cr}) \cdot W_x}{EJ} = \frac{(17,5) \cdot 2340}{20000 \times 72,7} = 0,0281/\text{cm}$$

$$\lambda_r = 137,1$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \rightarrow M_{rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_{cr}) \cdot W_x = 40950 \text{ kN.cm}$$

$$C_b = 3,0 - \frac{2}{3} \times \frac{M_1}{M_0} - \frac{8}{3} \times \frac{M_2}{M_0 + M_1}$$

$$C_b = 3,0 - \frac{2}{3} \times 0,66 - \frac{8}{3} \times 2,01 = 4,3$$

$$M_{rk} = 4,3 \left[63975 - (63975 - 40950) \times \frac{50 - 49,8}{137,1 - 49,8} \right] \leq 63975 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 279464,0 \text{ kN.cm} > 63975 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 63975,0 \text{ kN.cm} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 2340 \times 25 = 87750,0 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 63975,0 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 72930,0 \text{ kN.cm} < M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{63975}{1,1} = 58160,0 \text{ kN.cm}$$

$M_{sd} > M_{rd} \rightarrow$ Não OK, mudar o perfil

10.2 Verificação da Compressão

Flambagem local

→ Mesa

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \text{ lim}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{250/2}{16} = 7,8125$$

$$\frac{b}{t} \text{ lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 15,84$$

$$7,8125 < 15,84 \rightarrow Q_s = 1,0$$

→ Alma

$$\frac{b}{t} = \frac{550-2 \times 16}{6,3} = 82,22$$

$$\frac{b}{t} \text{ lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 42,14$$

$$82,22 > 42,14 \rightarrow b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \cdot \left[1 - \frac{Ca}{b/t} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right] \leq b$$

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}} \cdot \left[1 - \frac{0,34}{82,22} \cdot \sqrt{\frac{20000}{25}}\right] = 30,21$$

$$A_{ef} = A_g - \sum [(b - b_{ef}) \cdot t]$$

$$A_{ef} = 112,6 - [(51,8 - 30,21) \cdot 0,63] = 98,99 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{98,99}{112,6} = 0,88$$

→ Fator de Redução

$$Q = Q_s \times Q_a = 0,88$$

Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 64345}{(1200)^2} = 8820,3 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1200}{23,9} = 50,2 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 4168}{(300)^2} = 9141,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{300}{6,08} = 49,3 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

- Valores de N_e , λ_0 e X

$$N_e = N_{ey} = 9141,5 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,88 \times 112,6 \times 25}{9141,5}} = 0,52$$

$$\lambda_0 = 0,52 \rightarrow X = 0,89$$

Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,89 \times 0,88 \times 112,6 \times 25}{1,1} = 2011,1 \text{ kN}$$

$$66,4 \text{ kN} < 2011,1 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

10.3 Efeitos Combinados de $N_{c,Rd}$ e $M_{x,rd}$

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{c,rd}} = \frac{66,4}{2011,1} = 0,03$$

$$\text{Para } \frac{N_{c,sd}}{N_{c,rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{c,sd}}{2N_{c,rd}} + \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,rd}} \right)$$

$$\frac{66,4}{2 \cdot 2011,1} + \left(\frac{72930}{58160} + \frac{0}{0} \right) = 1,27 > 1 \rightarrow \text{Não Ok, mudar perfil}$$

10.4 Verificação à Força Cortante

$$\lambda_y = \frac{h}{tw} = \frac{550 - 2 \times 16}{6,3} = 82,2$$

Considerando, inicialmente a viga sem enrijecedores transversais, então $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 69,57$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 86,65$$

$$\lambda > \lambda_r \rightarrow V_{rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times 55 \times 0,63 \times 25 = 519,75 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = \frac{69,57}{82,2} \cdot 519,75 = 439,9 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 301,7 \text{ kN} < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{439,9}{1,1} = 399,9 \text{ kN}$$

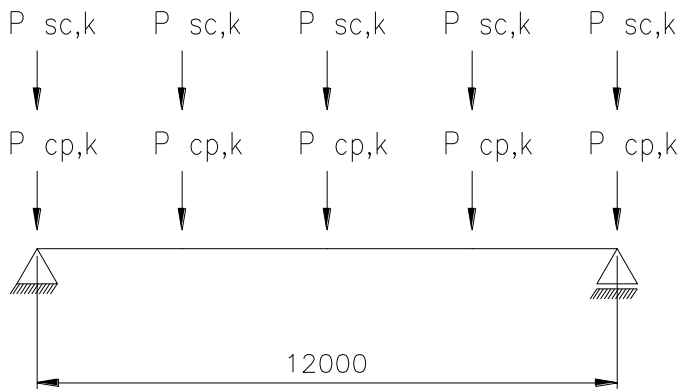
$V_{sd} < V_{rd} \rightarrow \text{OK}$

10.5 Flecha Máxima

$$CP = 74,97\text{kN}$$

$$SC = 63,0\text{kN}$$

Carga Permanente + Sobrecarga (Variável Principal)



$$P_{cp,k} = 74,97 \times 1,35 = 101,25\text{kN}$$

$$P_{sc,k} = 63,0 \times 1,5 = 94,5\text{kN}$$

$$\Delta_{cp} = \frac{19.P_{cp,k}.l^3}{384.E.Ix} = \frac{19 \times 101,25 \times 1200^3}{384 \times 20000 \times 64345} = 6,72 \text{ cm}$$

$$\Delta_{sc} = \frac{19.P_{sc,k}.l^3}{384.E.Ix} = \frac{19 \times 94,5 \times 1200^3}{384 \times 20000 \times 64345} = 6,27 \text{ cm}$$

$$\Delta_{max} = \frac{l}{350} = \frac{1200}{350} = 3,43 \text{ cm}$$

A contraflecha será igual a

$$\Delta_{sc} = 0,75 \times 6,72 = 5,04 \text{ cm}$$

11 VERIFICAÇÃO DAS VIGAS SECUNDÁRIAS V1 & V2 DO PISO

A viga será em perfil I laminados da Gerdau Açominas, W310x44,5

Aço ASTM A572 Gr50 com:

- $F_y = 345\text{MPa} = 34,5\text{kN/cm}^2$
- $F_u = 410\text{MPa} = 41\text{kN/cm}^2$

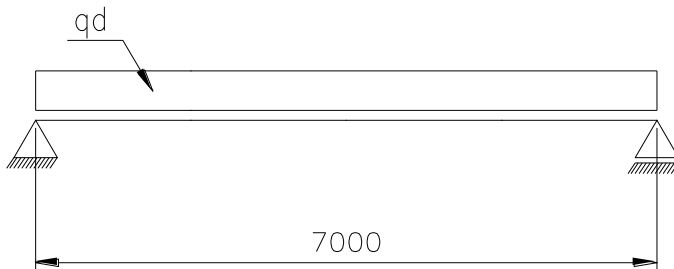
Cargas atuantes:

- Carga Permanente = $3,57\text{kN/m}^2$

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

$$q_d = 3,57 \times 1,35 + 3,0 \times 1,5 = 9,5625 \text{ kN/m}^2$$

$$L = 7,0\text{m}$$



$$M_{sd} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{28,6875 \times 7^2}{8} = 175,7 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = \frac{q_d \cdot l}{2} = \frac{28,6875 \times 7}{2} = 100,4 \text{ kN}$$

11.1 Verificação do Momento Fletor

- Flambagem Local

→ FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{166/2}{11,2} = 7,41$$

$$\lambda = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot fy = 712,8 \times 34,5 = 24591,6 \text{ kN.cm} = M_{rk}$$

→ FLA

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{313 - 2 \times 11,2}{6,6} = 44,03$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot fy = 24591,6 \text{ kN.cm} = M_{rk}$$

→ Resumo

$$M_{rk} = 24591,6 \text{ kN.cm} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot fy = 1,5 \times 638,8 \times 34,5 = 33057,9 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 24591,6 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 17570,0 \text{ kN.cm} < M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{24591,6}{1,1} = 22360,0 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} < M_{rd} \rightarrow \text{OK}$$

- Flambagem Lateral com Torção (FLT)

→ Comprimento destravado ($L_b = 0$ cm)

$L_b = 0$ → Travado pela laje de concreto

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 24591,6 \text{ kN.cm} = M_{rk}$$

11.2 Verificação à Força Cortante

$$\lambda_y = \frac{h}{tw} = 44,03$$

Considerando, inicialmente a viga sem enrijecedores transversais, então $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,2$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow V_{rk} = V_{pl}$$

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

$$V_{sd} = 100,4 \text{ kN} < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{427,6}{1,1} = 388,7 \text{ kN}$$

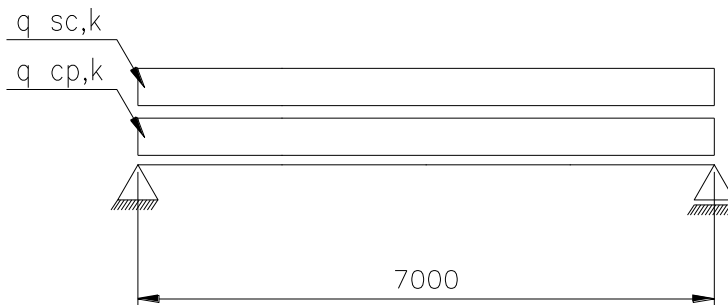
$$V_{sd} < V_{rd} \rightarrow \text{OK}$$

11.3 Flecha Máxima

$$CP = 3,57\text{kN}$$

$$SC = 3,0\text{kN}$$

Carga Permanente + Sobrecarga (Variável Principal)



$$q_{cp,k} = 3,57 \times 1,35 = 4,8\text{kN/m}$$

$$q_{sc,k} = 3,0 \times 1,5 = 4,5\text{kN/m}$$

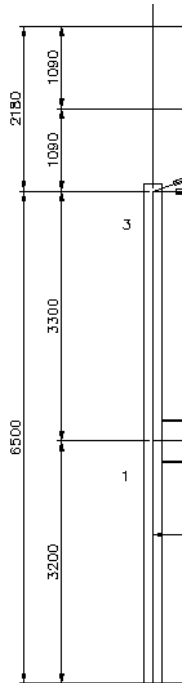
$$\Delta_{cp} = \frac{5 \cdot q_{cp,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times (4,8/100) \times 700^4}{384 \times 20000 \times 9997} = 0,75 \text{ cm}$$

$$\Delta_{sc} = \frac{5 \cdot q_{sc,k} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = \frac{5 \times (4,5/100) \times 700^4}{384 \times 20000 \times 9997} = 0,70 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\max} = \frac{l}{350} = \frac{700}{350} = 2,0 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

12 VERIFICAÇÃO DAS COLUNAS DOS PÓRITICOS INTERNOS

- Barras 1, 2, 3 & 4



Barra	N _{sd} (kN)	V _{sd} (kN)	M _{sd} (kNxm)
1	-486,2	-123,4	298,3
2	-488,3	139,0	298,9
3	-33,9	-61,2	206,5
4	-35,3	66,9	210,2

A viga será em perfil I laminados da Gerdau Açominas, HP250x62,0

Aço ASTM A572 Gr50 com:

- $F_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$
- $F_u = 410 \text{ MPa} = 41 \text{ kN/cm}^2$

$$N_{c,sd} = - 488,3 \text{ kN}$$

$$V_{,sd} = 139,0 \text{ kN}$$

$$M_{,sd} = 298,9 \text{ kN.m}$$

12.1 Verificação do Momento Fletor

- Flambagem Local

→ FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{256/2}{10,7} = 11,96$$

$$\lambda = 0,38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,14$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{fy \cdot \sigma_r}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5 \times 0,7}} = 23,88$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot fy = 790,5 \times 34,5 = 27272,25 \text{ kN.cm}$$

$$M_r = W_x \cdot fy = 709,6 \times 34,5 = 24481,20 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$M_{rk} = 27272,25 - (27272,25 - 24481,2) \cdot \frac{11,96 - 9,14}{23,88 - 9,14} = 26738,3 \text{ kN.cm}$$

→ FLA

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{246 - 2 \times 10,7}{10,5} = 21,39$$

$$\lambda = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot fy = 790,5 \times 34,5 = 27272,25 \text{ kN.cm}$$

→ Resumo

$$M_{rk} = 26738,3 \text{ kN.cm} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 709,6 \times 34,5 = 36721,8 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 26738,3 \text{ kN.cm} = 267,4 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 298,9 \text{ kN.m} < M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{267,4}{1,1} = 243,1 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} > M_{rd} \rightarrow$ Não OK, mudar o perfil

- Flambagem Lateral com Torção (FLT)

→ Comprimento destravado ($L_b = 320,0 \text{ cm}$)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{6,13} = 52,2$$

$$\lambda = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,4$$

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = \frac{1,38 (I_y \cdot J)^{1/2}}{r_y \cdot J \cdot B_1} \times \sqrt{1 + \left(1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot B_1^2}{I_y}\right)^{1/2}}$$

$$B_1 = \frac{(f_y - \sigma_{cr}) \cdot W_x}{EJ} = \frac{(34,5 - 0,7) \cdot 790,6}{20000 \times 33,46} = 0,0285/\text{cm}$$

$$\lambda_r = 129,73$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \rightarrow M_{rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_r = W_x \cdot f_y = 709,6 \times 34,5 = 24481,20 \text{ kN.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_a + 4 M_b + 3 M_c} < 3,0$$

$$M_{max} = 276,2 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 34,3 \text{ kN.m}$$

$$M_b = 75,7 \text{ kN.m}$$

$$M_c = 138,9 \text{ kN.m}$$

$$C_b = \frac{12,5 \times 276,2}{2,5 \times 276,2 + 3 \times 34,3 + 4 \times 75,7 + 3 \times 138,9} = 2,28$$

$$M_{rk} = 2,28 [27272,25 - (27272,25 - 24481,2) \times \frac{52,2 - 42,4}{129,7 - 42,4}] \leq 61466,4 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 61466,4 \text{ kN.cm} > 27272,25 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{rk} = 27272,25 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 298,9 \text{ kN.m} < M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{272,7}{1,1} = 247,9 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} > M_{rd} \rightarrow$ Não OK, mudar o perfil

12.2 Verificação da Compressão

Flambagem local

\rightarrow Mesa

$$\frac{b}{t} \leq \frac{b}{t} \text{ lim}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{256/2}{10,7} = 11,96$$

$$\frac{b}{t} \text{ lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48$$

$$11,96 < 13,48 \rightarrow Q_s = 1,0$$

\rightarrow Alma

$$\frac{b}{t} = \frac{246 - 2 \times 10,7}{10,5} = 21,39$$

$$\frac{b}{t} \text{ lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,9$$

$$21,39 < 35,9 \rightarrow Q_a = 1,0$$

→ Fator de Redução

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

Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 8728}{(330)^2} = 15820,4 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{330}{10,47} = 31,5 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 2995}{(330)^2} = 5428,7 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{330}{6,13} = 53,8 < 200 \rightarrow \text{OK}$$

- Valores de N_e , λ_0 e X

$$N_e = N_{ey} = 5428,7 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \times A_g \times f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 79,6 \times 34,5}{5428,7}} = 0,711$$

$$\lambda_0 = 0,711 \rightarrow X = 0,81$$

Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,81 \times 1 \times 79,6 \times 34,5}{1,1} = 2022,2 \text{ kN}$$

$$488,3 \text{ kN} < 2022,2 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

12.3 Verificação à Força Cortante

$$\lambda_y = \frac{h}{tw} = \frac{246 - 2 \times 10,7}{10,5} = 21,39$$

Considerando, inicialmente a viga sem enrijecedores transversais, então $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,2$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow V_{rk} = V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (24,6 \times 1,05) \times 34,5 = 534,7 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 139,0 \text{ kN} < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{534,7}{1,1} = 486,1 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{rd} \rightarrow \text{OK}$$

13 VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS PÓRITICOS INTERNOS

Deslocamento obtido pelo Ftool:

$$\Delta x = 3,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = \frac{H}{500} = \frac{6500}{500} = 13,0 \text{ mm}$$

$$3,1 < 13,0 \rightarrow \text{OK}$$

14 CONCLUSÃO

Após análise do dimensionamento da estrutura verificamos que as barras da treliça e as vigas secundárias de piso atendem ao estado limite de serviço e de utilização.

A viga principal de piso e a coluna do pórtico não atendem ao estado limite de serviço. A viga principal excede em 27% a solicitação do efeito combinado de momento e força normal, e a coluna excede em 20% devido ao momento. Assim será necessário um novo dimensionamento das peças citadas acima.

15 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

→ NBR 6120/1980 – Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações;

→ NBR 6123/1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações;

→ NBR 8800/2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Concreto e de Edifícios;

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

→ Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço – Versão 3 - Professor: Ricardo Hallal Fakury;

→ Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Aço I – Tutorial Ftool – Professor: Rodrigo Barreto Caldas.