

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

**CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DE  
EDIFÍCIO INDUSTRIAL**

DIEGO FOUREAUX TEIXEIRA

## ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>OBJETIVO</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>PROGRAMAS UTILIZADOS</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>DESENVOLVIMENTO</b>	<b>8</b>
4.1	Dados do edifício	8
4.2	CARGAS	10
4.2.1	CARGAS PERMANENTES	11
4.2.2	SOBRECARGA	16
4.2.3	Cargas de vento	17
4.3	RESOLUÇÃO DAS QUESTÕES	19
4.3.1	QUESTÃO 1	19
4.3.2	QUESTÃO 2	21
4.3.3	QUESTÃO 3	22
4.3.4	QUESTÃO 4	39
4.3.5	QUESTÃO 5	45
4.3.6	QUESTÃO 7	48
4.3.7	QUESTÃO 8	49
4.3.8	QUESTÃO 9	52
4.3.9	QUESTÃO 10	55
4.3.10	QUESTÃO 11	59
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>60</b>
<b>6</b>	<b>NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS</b>	<b>60</b>

## INTRODUÇÃO

No Brasil, as estruturas metálicas são muito empregadas em galpões industriais, plataformas petrolíferas, edificações comerciais predominantemente horizontais, como centros de compras, revendedoras de veículos, etc., ginásios de esportes, construções para eventos, espetáculos e feiras e torres de transmissão de energia elétrica e de telecomunicações. No entanto, seu uso ainda é relativamente pequeno nas pontes e muito reduzido em edifícios altos residenciais, comerciais e públicos, possuindo nesses tipos de obra enorme potencial de crescimento.

A engenharia brasileira encontra-se capacitada para levar adiante construções arrojadas com estruturas de aço e a indústria nacional do setor pode fornecer todos os produtos necessários. O país é um dos grandes produtores mundiais de aço, possuindo usinas siderúrgicas reconhecidas internacionalmente, muitas das quais fabricam, além do próprio aço, também perfis estruturais.

É interessante notar que, já na construção de Brasília, entre 1955 e 1960, os edifícios dos ministérios e a torre do congresso nacional foram feitos com estrutura de aço, conforme se vê na figura 1 ( fonte: [www.geocities.com](http://www.geocities.com))

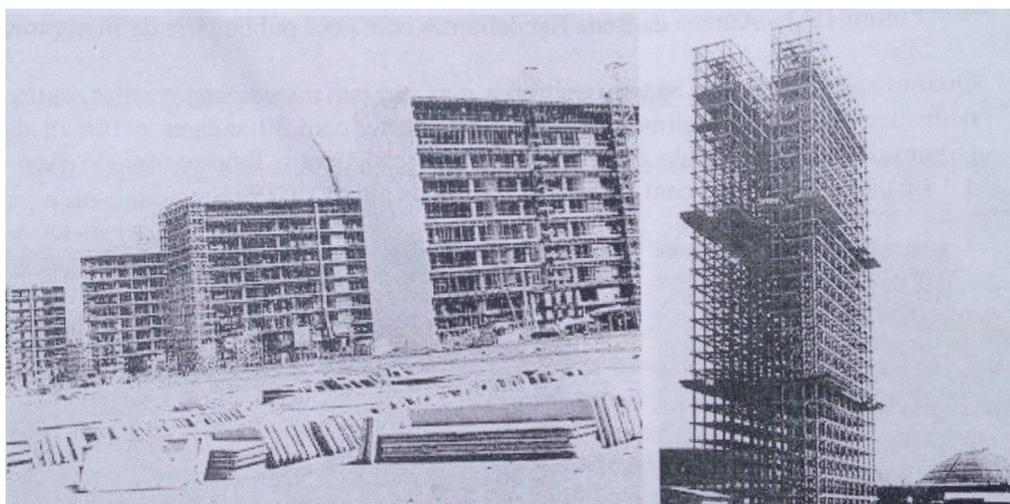


Figura 1 – Estruturas de aço dos edifícios dos ministérios e do congresso nacional

Mais recentemente, várias obras ousadas têm chamado a atenção, seja pelo porte da estrutura, seja pela beleza, seja pela inovação arquitetônica. Um exemplo a ser citado é a antena da Rede Bandeirantes de Televisão, em São Paulo, de 1996, que atinge 212 m e é a construção mais alta do Brasil (figura 2 - fonte: [www.skyscraperlife.com](http://www.skyscraperlife.com), acesso em 19/01/2009, onde se vê também imagem publicada como divulgação na época da inauguração). Na parte inferior da obra, a estrutura metálica recebe o fechamento, funcionando como um edifício comercial de 8 pavimentos da própria empresa.

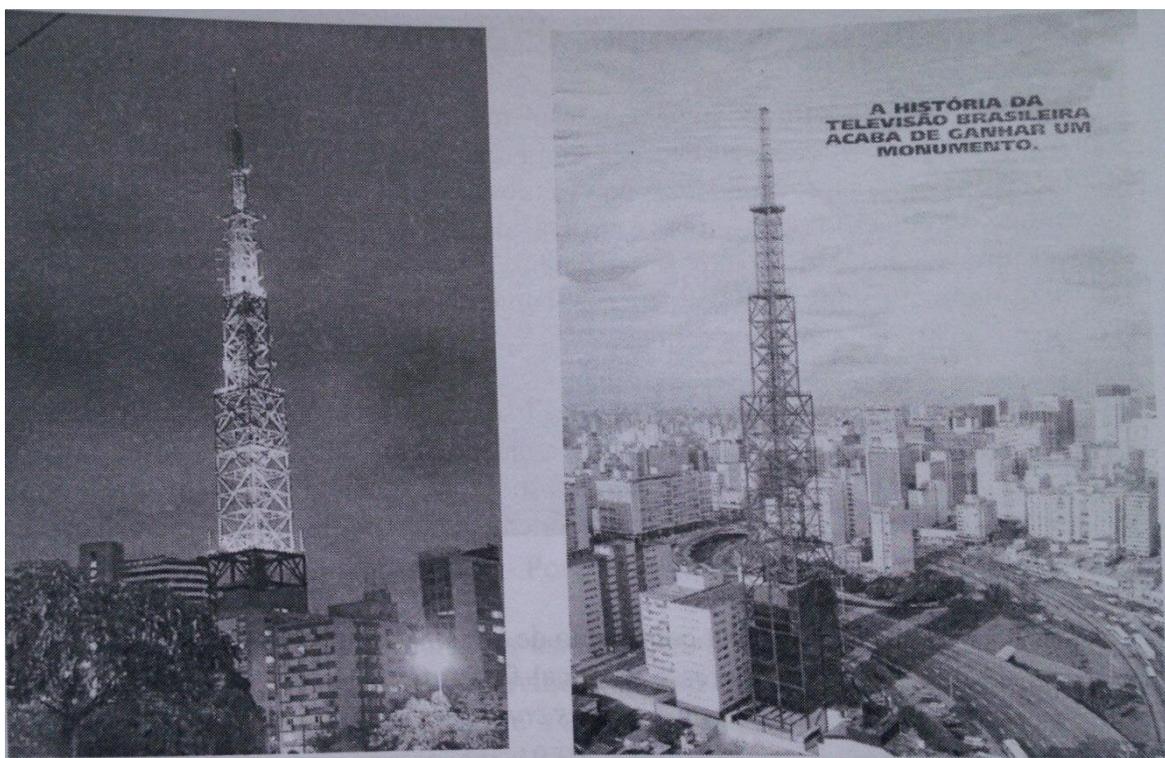
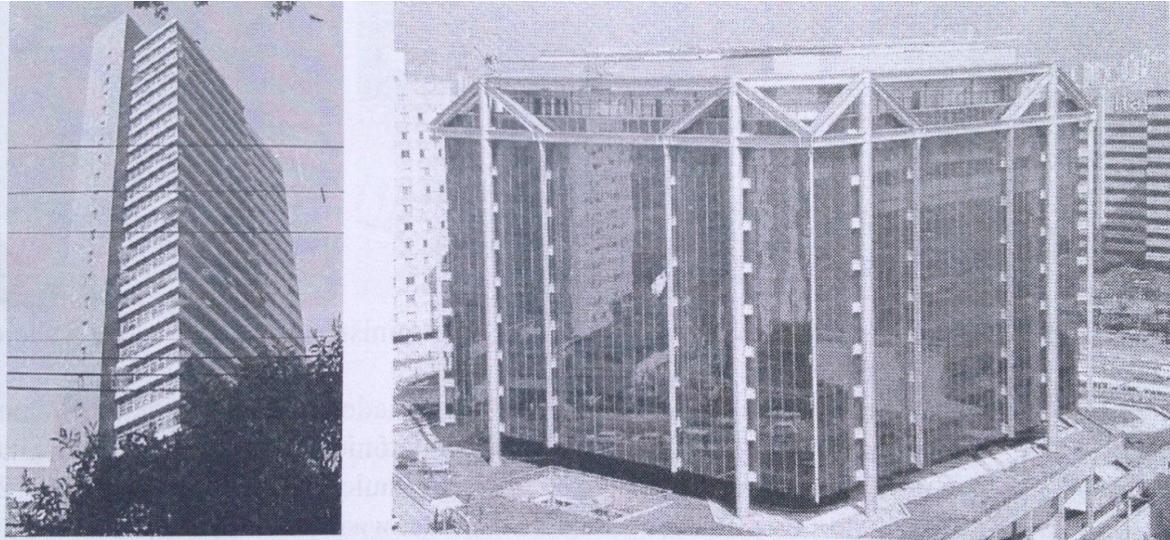


Figura 2 – Antena da Rede Bandeirantes com peça publicitária de inauguração

Quanto aos edifícios de andares múltiplos, representam marcos importantes, entre outros, o residencial Parque Fairmont, em Belo Horizonte, com 30 andares e 106 m de altura (figura 3-a), concluído em 1991, e o comercial Centro Empresarial de Aço (figura 3-b), em São Paulo, com 14 andares e 43m de altura, de 1992.



(a)Parque Fairmont

(b)Centro Empresarial do Aço

Figura 3 – Exemplos de edifícios de andares múltiplos brasileiros

Uma obra que tem chamado a atenção é a Ponte JK, inaugurada em 2002 sobre o Lago Paranoá, ligando a área de clubes ao plano piloto de Brasília, cuja estrutura conta com três arcos que sustentam, por meio de estais de aço, três tabuleiros, cada um com vão de 240m (figura 4 – fonte: PT.wikipedia.org, acesso em 19/01/2009).

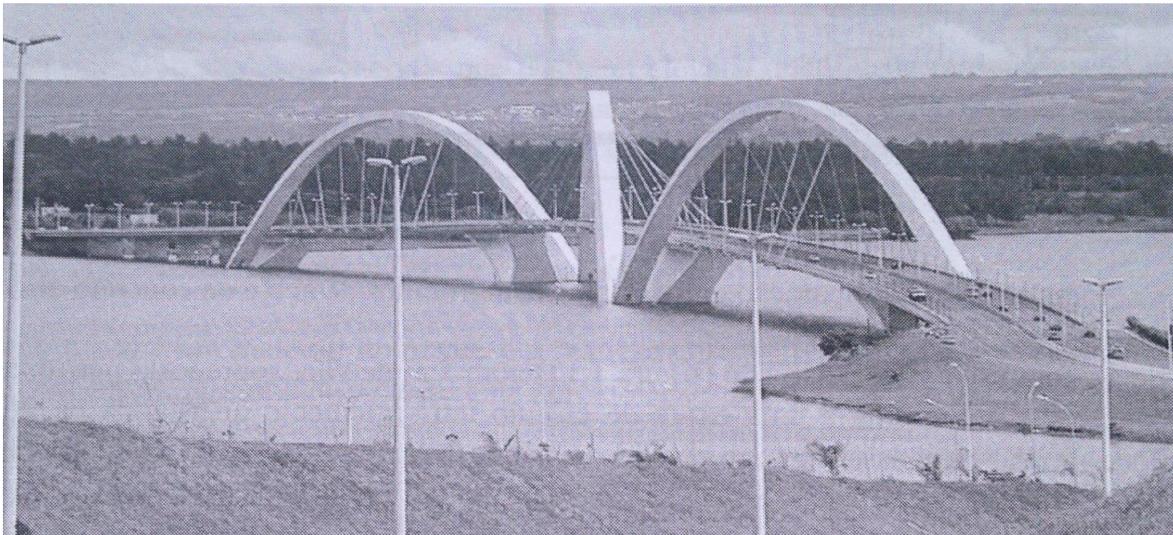


Figura 4 – Ponte JK

## 1 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver o cálculo e dimensionamento de um edifício industrial de dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura .

Este trabalho seguirá um roteiro , apresentado a seguir:

1. Verificar se ações dispostas sobre os pórticos internos estão totalmente corretas, mantendo todas as hipóteses estipuladas, inclusive aquelas referentes às estimativas de pesos próprios das barras.
2. Pré dimensionar as barras que compõem os pórticos internos, sabendo-se que:
  - a)os pilares ( barras 1 a 4) devem possuir perfil laminado do tipo H da GERDAU AÇOMINAS com altura de 250 mm ou 310 mm , em aço ASTM A572-Grau 50
  - b)a viga do pórtico ( barras 5 a 8) deve possuir perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 com altura entre 550 mm e 650 mm ( usar apenas os perfis tabelados no apêndice C da Apostila do curso), em aço USI CIVIL 300;
  - c)as cordas inferiores ( barras 9 a 12) e superiores da treliça de cobertura ( barras 13 a 16), devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 50,8mm e 76,2 mm, em aço ASTM A36
  - d)os montantes ( barras 17,19 e 21) e as diagonais ( barras 18 e 20) da treliça de cobertura devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 44,45 mm e 63,5 mm , em aço ASTM A36

As ações decorrentes de peso próprio não devem ser alteradas ( manter ações estimadas) no item 1.
3. Obter todas as combinações últimas de ações possíveis , visando a análise estrutural pelo procedimento unificado do subitem 5.5.2.3 da Apostila do curso. Adotar as ações agrupadas, conforme o subitem 4.3.2.3.2 da apostila do curso, levando-se em conta os fatores de combinação.

4. Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para todas as combinações últimas de ações , usando o Método da amplificação dos esforços Solicitantes ( MAES) , e obter , para cada uma das combinações , os máximos esforços solicitantes de cálculo nas barras. Nesta etapa , verificar , com base na sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, se o procedimento usado para a análise estrutural é válido.
5. Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de tração de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, sabendo-se que as mesmas terão ligações soldada por apenas uma das abas, como ilustra a figura a seguir, utilizando, se necessário chapas espaçadoras. Usar cantoneira dupla da série baseada em polegadas, em aço ASTM A36 . Todas as barras da corda inferior devem ter a mesma seção transversal, assim como todas as barras da corda superior, todas as barras das diagonais e todas as barras dos montantes. Considerar estados limites últimos e de serviço.
6. ( cancelado pelo professor)
7. Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de compressão de cálculo de treliça de cobertura dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras se necessárias. Usar cantoneira dupla da série baseada em polegadas, em aço ASTM A36 . Todas as barras da corda inferior devem ter a mesma seção transversal, assim como todas as barras da corda superior, todas as barras das diagonais e todas as barras dos montantes. Considerar estados limites últimos e de serviço.
8. Verificar a viga dos pórticos internos em perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 (Usar apenas os perfis tabelados no Apêndice C da apostila do curso), em aço USI CIVIL 300. Considerar estados limites últimos e de serviço.
9. Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do segundo pavimento, usando perfis laminados da GERDAU AÇOMINAS , em aço ASTM A572-Grau 50. Considerar estados limites últimos e de serviço
10. Dimensionar os pilares dos pórticos internos em perfil H laminado da GERDAU AÇOMINAS , em aço ASTM A572-Grau 50. Todos os pilares do 1º e 2º pavimentos devem ter a mesma seção transversal. Considerar estados limites últimos e de serviço.
11. Com os perfis obtidos no dimensionamento, verificar o deslocamento horizontal dos pórticos internos.

## **2 PROGRAMAS UTILIZADOS**

- AUTOCAD
- STRAP 2011
- VISUAL VENTOS
- FTOOLS

## **3 DESENVOLVIMENTO**

Os cálculos dos esforços no edifício foram feitos utilizando o software FTOOLS, já o dimensionamento das barras foram feitos de forma manual conforme cálculos em anexo.

A verificação dos deslocamentos foi feita com o software STRAP 2011.

### **3.1 Dados do edifício**

- Edifício de dois pavimentos para escritório
- Pilares e vigas de alma cheia
- Tesoura treliçada na cobertura
- Edifício estabilizado através de pórticos transversais nos eixos 1 a 7 e através de contraventamentos na cobertura entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos 6 e 7 e pelos contraventamentos verticais em x situados entre os eixos 2 e 3 e entre 5 e 6 , nas filas A e B.
- A laje e a cobertura comportam-se como diafragmas rígidos
- Dimensões conforme figuras 5,6,7 e 8 a seguir.

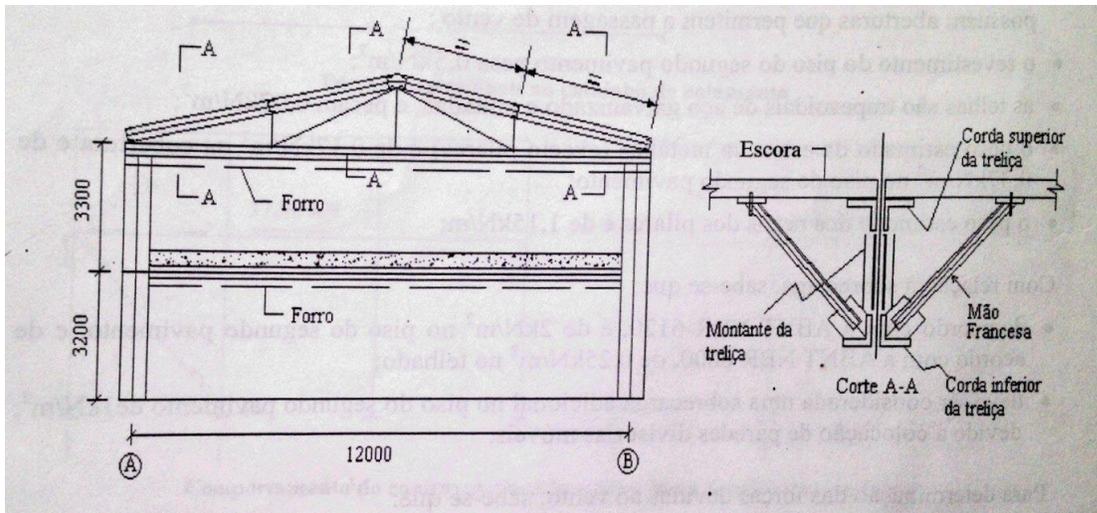


Figura 5 – Seção Transversal

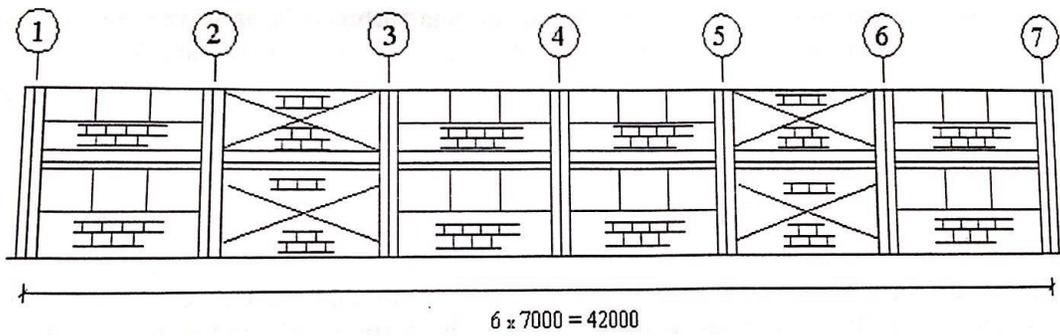


Figura 6 – Fachadas laterais

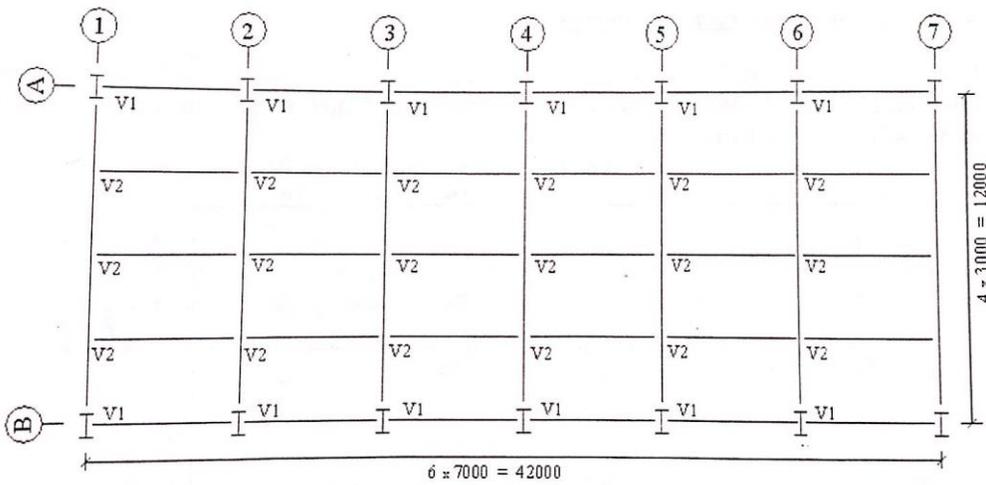


Figura 7 – Piso do segundo pavimento

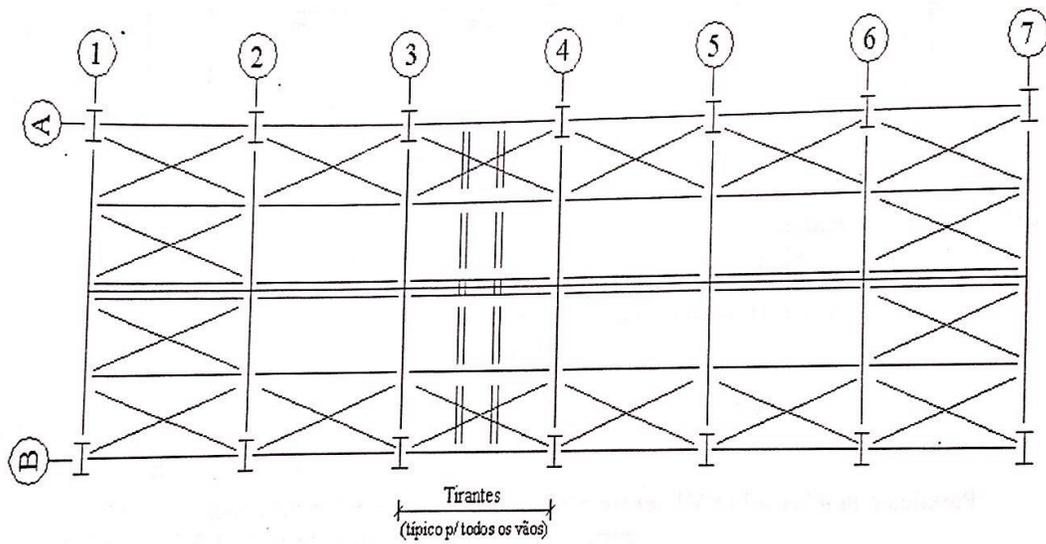


Figura 8 – Cobertura

### 3.2 CARGAS

Para facilitar nomeamos as barras e os nós conforme figuras 9 e 10.

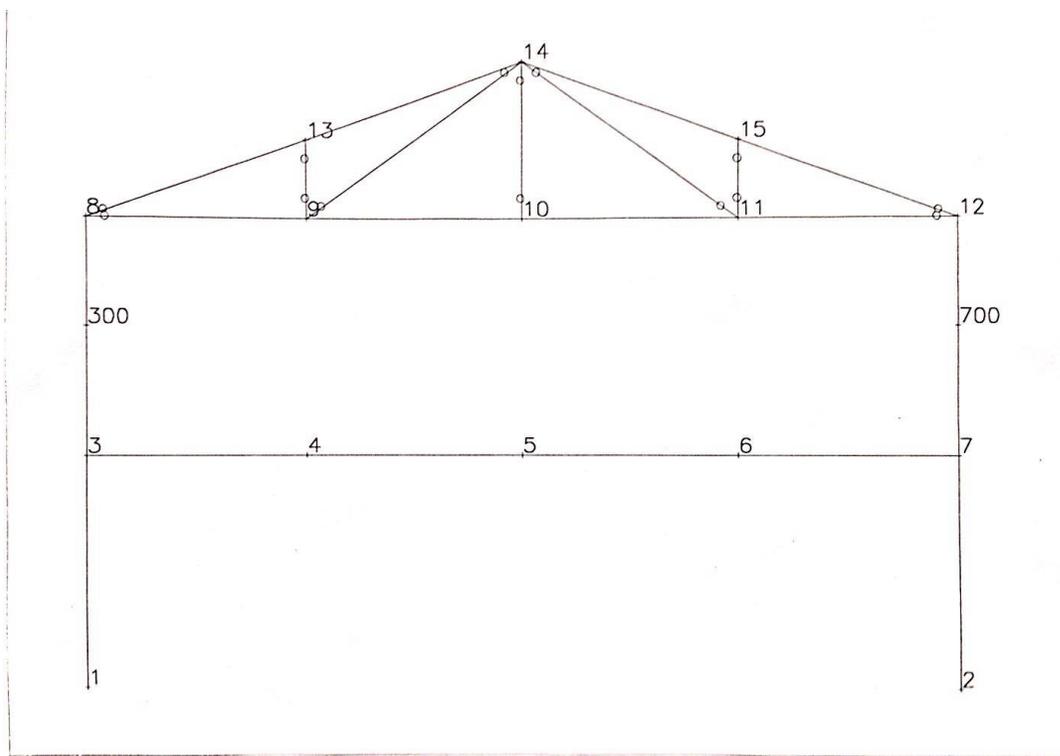


Figura 9 – Nós



- O peso estimado da estrutura ( exceto pilares) é de 0,17 kN/m<sup>2</sup> na cobertura e de 0,37 kN/m<sup>2</sup> no piso do segundo pavimento.
- O peso estimado dos pilares é de 1,15 kN/m.

Para jogar as cargas no STRAP 2011, as cargas foram divididas em :

1. Telhas
2. Estrutura da cobertura
3. Forro da cobertura
4. Estrutura de vigamento
5. Forro do pavimento
6. Laje
7. Revestimento
8. Alvenaria Lateral
9. Peso dos pilares

O STRAP 2011 analisa as cargas nas área e nas barras, e através da largura de influência dos nós, calcula a força resultante nos nós em que a carga incide.

A seguir são apresentadas as tabelas geradas dos esforços nos nós de cada sub-divisão da carga permanente , em toneladas.

Carga n.º 1: Telhas (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
8	0.	-0.0782	0.	0.	0.	0.
12	0.	-0.0782	0.	0.	0.	0.
13	0.	-0.1564	0.	0.	0.	0.
14	0.	-0.1564	0.	0.	0.	0.
15	0.	-0.1564	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 2: Estrutura da cobertura (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
8	0.	-0.1851	0.	0.	0.	0.
12	0.	-0.1851	0.	0.	0.	0.
13	0.	-0.3701	0.	0.	0.	0.
14	0.	-0.3701	0.	0.	0.	0.
15	0.	-0.3701	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 3: Forro cobertura (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓ S						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
8	0.	-0.2043	0.	0.	0.	0.
9	0.	-0.4099	0.	0.	0.	0.
10	0.	-0.4086	0.	0.	0.	0.
11	0.	-0.4099	0.	0.	0.	0.
12	0.	-0.2043	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 4: Estrutura vigamento (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓ S						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-0.3885	0.	0.	0.	0.
4	0.	-0.777	0.	0.	0.	0.
5	0.	-0.777	0.	0.	0.	0.
6	0.	-0.777	0.	0.	0.	0.
7	0.	-0.3885	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 5: Forro pavimento (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓ S						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-0.21	0.	0.	0.	0.
4	0.	-0.42	0.	0.	0.	0.
5	0.	-0.42	0.	0.	0.	0.
6	0.	-0.42	0.	0.	0.	0.
7	0.	-0.21	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 6: Laje (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓ S						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-2.625	0.	0.	0.	0.
4	0.	-5.25	0.	0.	0.	0.
5	0.	-5.25	0.	0.	0.	0.
6	0.	-5.25	0.	0.	0.	0.
7	0.	-2.625	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 7: Revestimento (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-0.525	0.	0.	0.	0.
4	0.	-1.05	0.	0.	0.	0.
5	0.	-1.05	0.	0.	0.	0.
6	0.	-1.05	0.	0.	0.	0.
7	0.	-0.525	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 8: Alvenaria Lateral (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-2.541	0.	0.	0.	0.
7	0.	-2.541	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 9: Peso dos pilares (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-0.368	0.	0.	0.	0.
7	0.	-0.368	0.	0.	0.	0.
8	0.	-0.3795	0.	0.	0.	0.
12	0.	-0.3795	0.	0.	0.	0.

Para obtermos o somatório das cargas em cada nó, basta somar as cargas incidentes em cada nó, conforme figura 11 e figura 12.

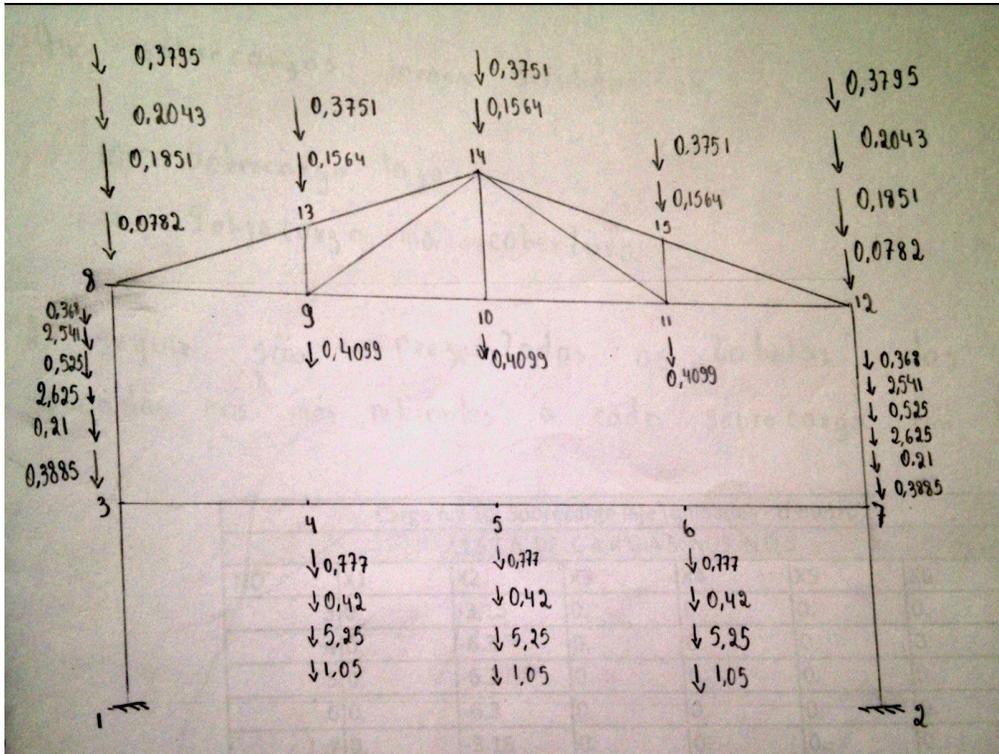


Figura 11 – Cargas permanentes

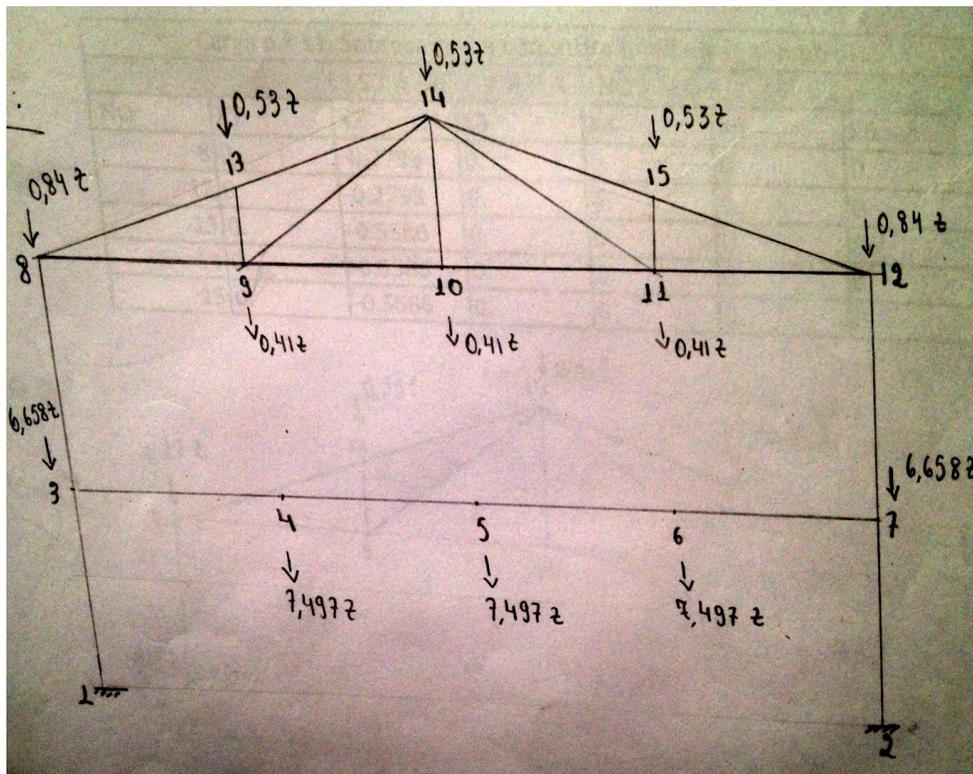


Figura 12 – Somatório de cargas permanentes

### 3.2.2 SOBRECARGA

Com relação a sobrecarga, sabe-se que:

- De acordo com a ABNT NBR 6120 , é de 2 Kn/m<sup>2</sup> no piso do segundo pavimento, e de acordo com a ABNT NBR 8800, DE 0,25 Kn/m<sup>2</sup> no telhado
- Deve ser considerado uma sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento de 1kN/m<sup>2</sup> , devido a colocação de paredes divisórias móveis.

Para o programa, dividiu-se as sobrecargas em :

1. Sobrecargas de laje
2. Sobrecarga na cobertura

A seguir são apresentadas as tabelas das forças aplicadas nos nós, referentes a cada sobrecarga , em toneladas.

Carga n.º 10: Sobrecarga laje (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
3	0.	-3.15	0.	0.	0.	0.
4	0.	-6.3	0.	0.	0.	0.
5	0.	-6.3	0.	0.	0.	0.
6	0.	-6.3	0.	0.	0.	0.
7	0.	-3.15	0.	0.	0.	0.

Carga n.º 11: Sobrecarga na cobertura (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
8	0.	-0.2793	0.	0.	0.	0.
12	0.	-0.2793	0.	0.	0.	0.
13	0.	-0.5586	0.	0.	0.	0.
14	0.	-0.5586	0.	0.	0.	0.
15	0.	-0.5586	0.	0.	0.	0.

Somatório de cargas apresentado a seguir conforme figura 13.

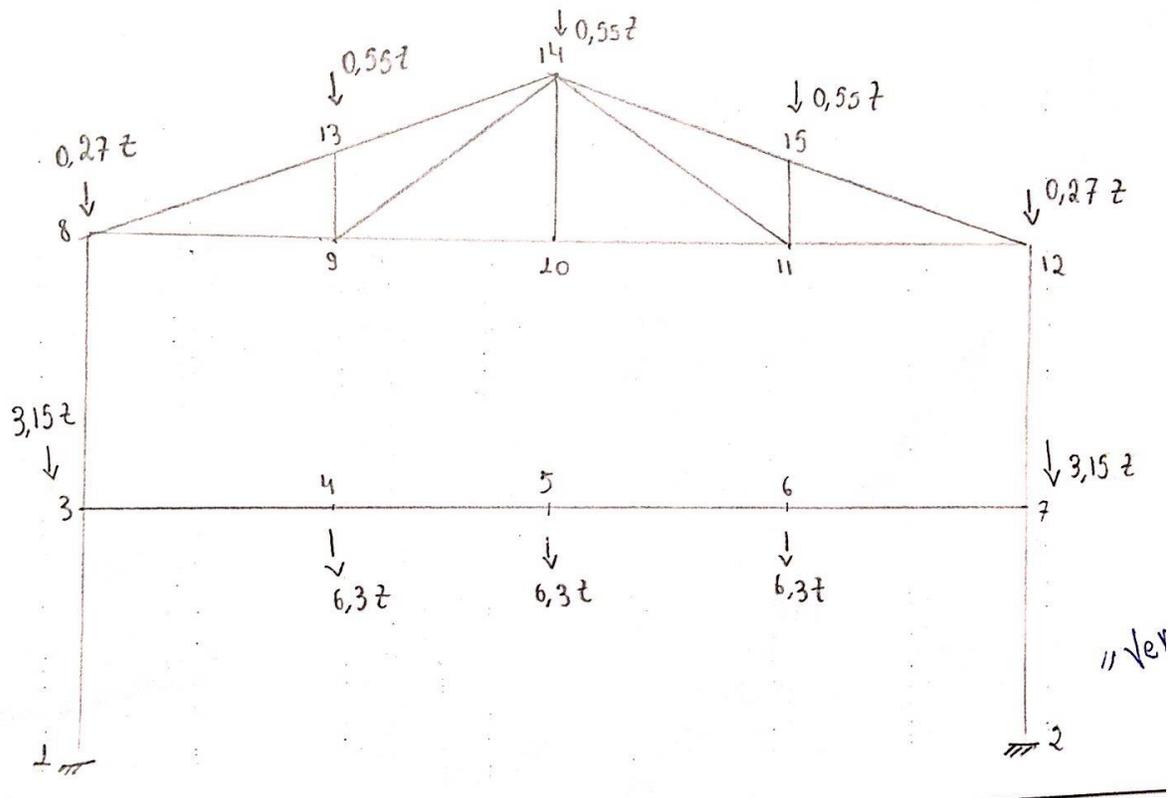


Figura 13 – Somatório de sobrecargas

### 3.2.3 Cargas de vento

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

- O edifício situa-se em um subúrbio densamente construído de uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35 m/s.
- O edifício não se encontra sujeito a vento de alta turbulência, uma vez que sua altura supera a duas vezes a altura média das construções situadas num raio de 500m.
- Podem ser desconsideradas excentricidades das forças de vento, uma vez que o edifício não possui forma paralelepípedica ( o telhado inclinado tem dimensões de tamanho significativo à altura das paredes)

De acordo com as dimensões do edifício e sua localização temos os seguintes dados, de acordo com a ABNT NBR 6123.

- S1: 1 ( Terreno Plano)

- S2: 0,76 para alturas até 5 metros, 0,83 para alturas de 5 a 10 metros (Cat IV, classe B)
- S3:1 ( Grupo 2)

Logo para  $h < 5$  metros (  $V_k = 26,6 \text{ m/s}$  e  $q = 0,43 \text{ kN/m}^2$ )

para  $5 \text{ metros} < h < 10 \text{ metros}$  (  $V_k = 29,05 \text{ m/s}$  e  $q = 0,52 \text{ kN/m}^2$ )

De acordo com as tabelas da norma, o  $C_e$  tem os seguintes valores(figura 14):

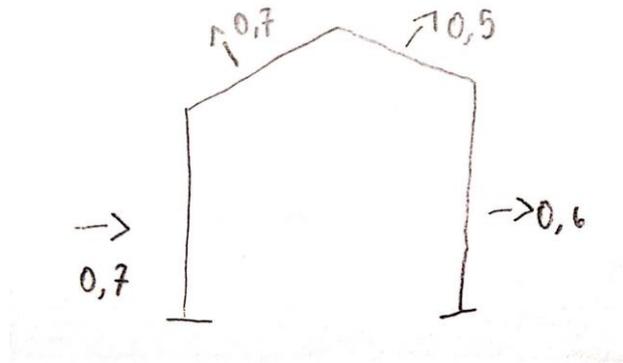


Figura 14-Coeficiente externo

Por se tratar de duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e duas fachadas transversais impermeáveis , considera-se o  $C_{PI} = +0,2$

Seguem as cargas de acordo com a tabela abaixo:

Carga n.º 12: Vento (unidades - tf metro)						
LISTA DE CARGAS NOS NÓS						
NÓ	X1	X2	X3	X4	X5	X6
1	0.2064	0.	0.	0.	0.	-0.1101
3	0.3225	0.	0.	0.	0.	0.0753
7	0.1854	0.	0.	0.	0.	-0.0556
8	-0.0361	0.4215	0.	0.	0.	0.0293
12	0.3063	0.327	0.	0.	0.	0.0469
13	-0.3063	0.843	0.	0.	0.	0.
14	-0.0343	0.7485	0.	0.	0.	0.
15	0.2376	0.654	0.	0.	0.	0.
300	0.2331	0.	0.	0.	0.	0.0056
700	0.3729	0.	0.	0.	0.	0.0087

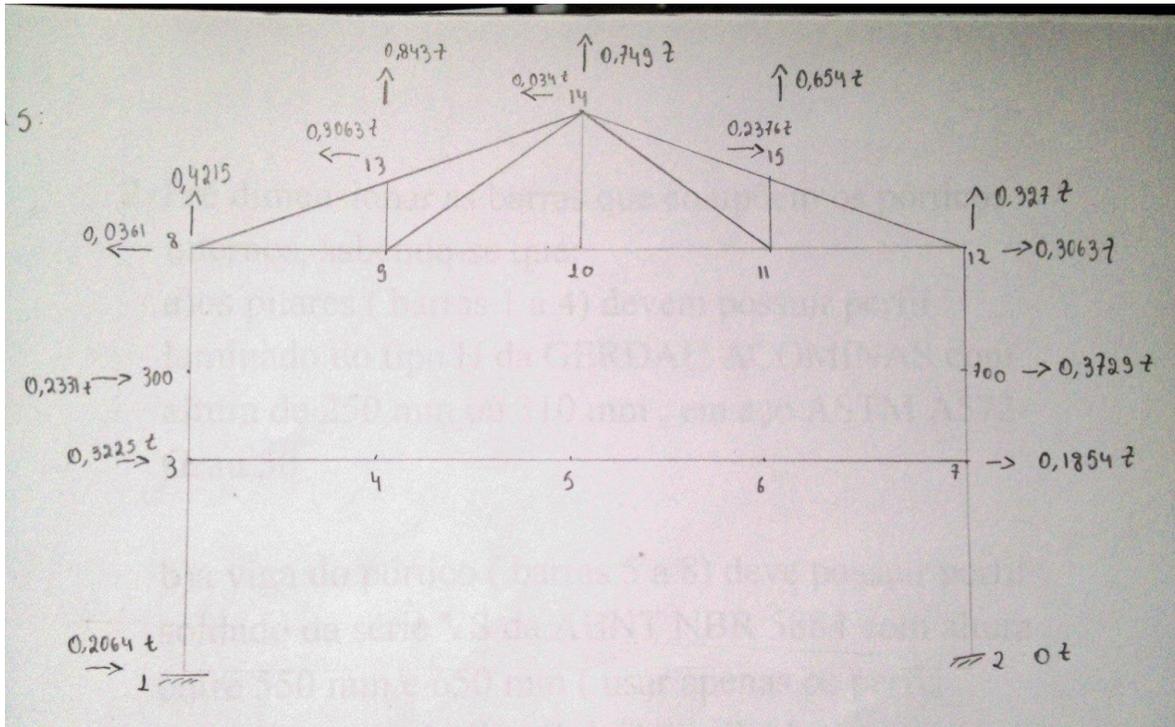


Figura 15 – Somatório de carga de vento

### 3.3 RESOLUÇÃO DAS QUESTÕES

#### 3.3.1 QUESTÃO 1

Observa-se que as forças obtidas no programa STRAP conferem com as cargas da apostila fornecida para o desenvolvimento do trabalho, que apresenta as seguintes figuras 16,17 e

18

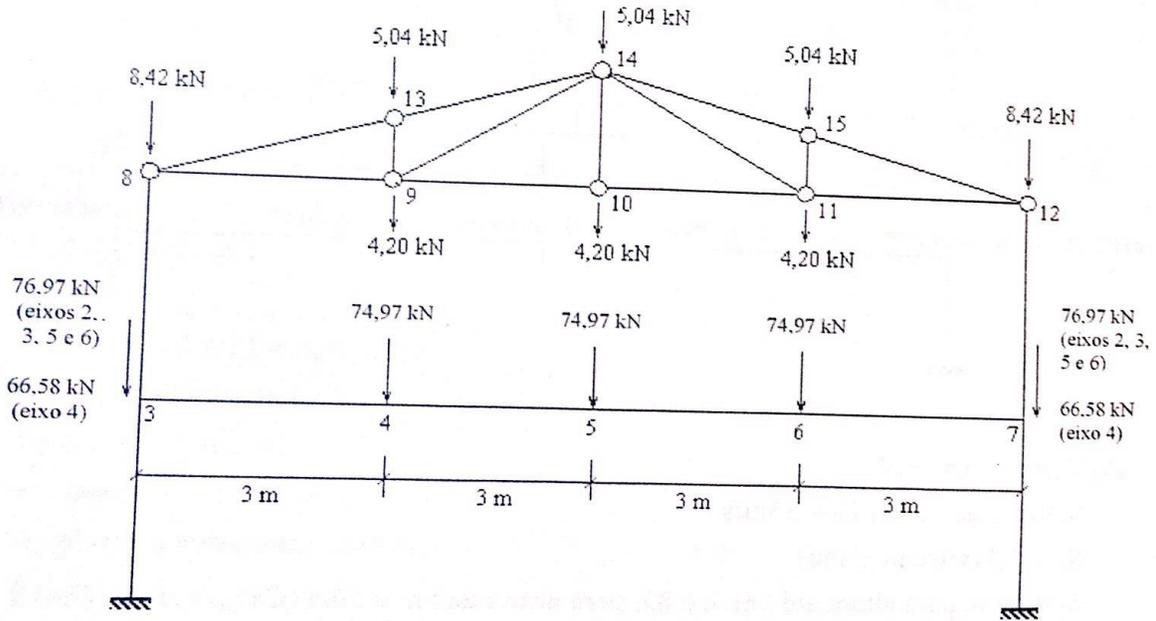


Figura 16 – Cargas permanentes

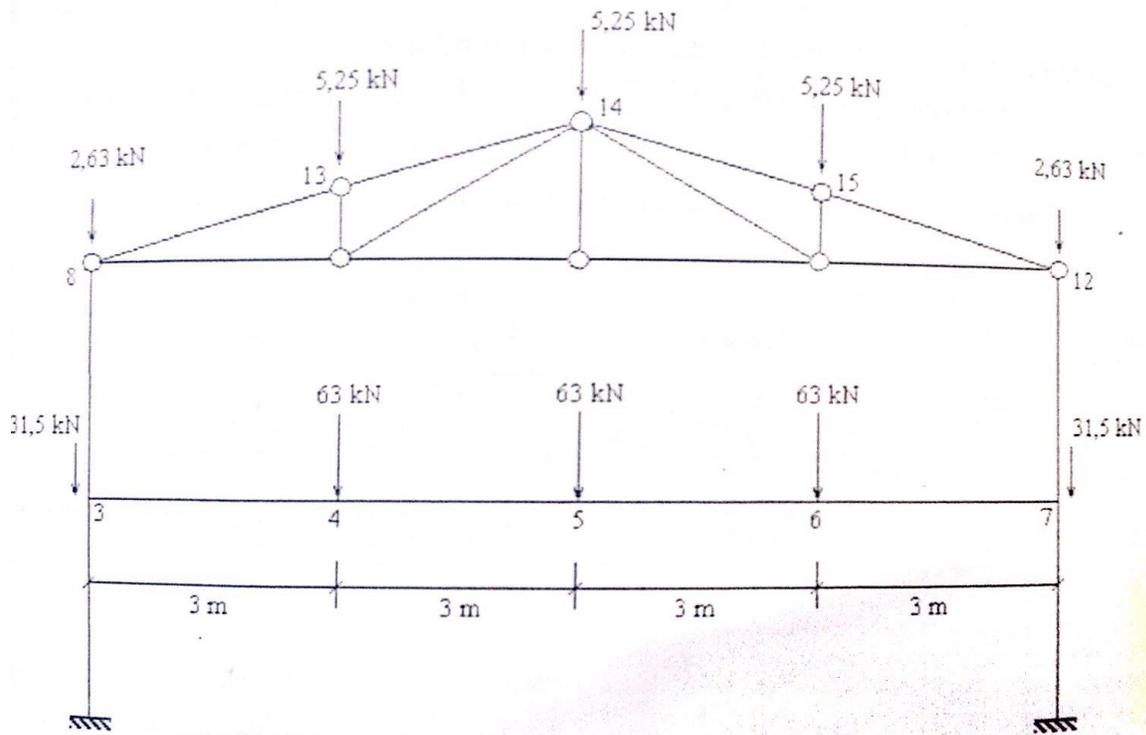


Figura 17 - Sobrecarga

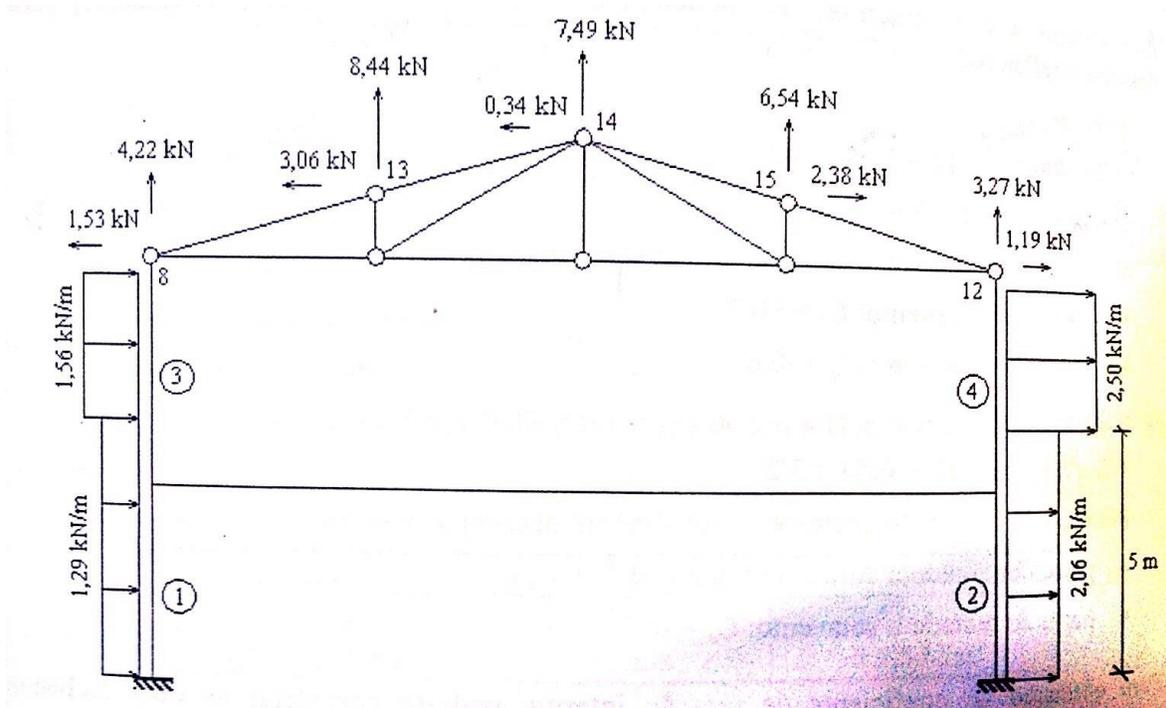


Figura 18 – Cargas de vento

### 3.3.2 QUESTÃO 2

Foram escolhidas

- Para os pilares um HP 310X79
- Para a vida do pórtico um VS 650X114
- Para as cordas da treliça um 2L 2”X3/16 “
- Para os montantes e diagonais um 2L 1,75”X3/16”

Conforme figura 19 abaixo:

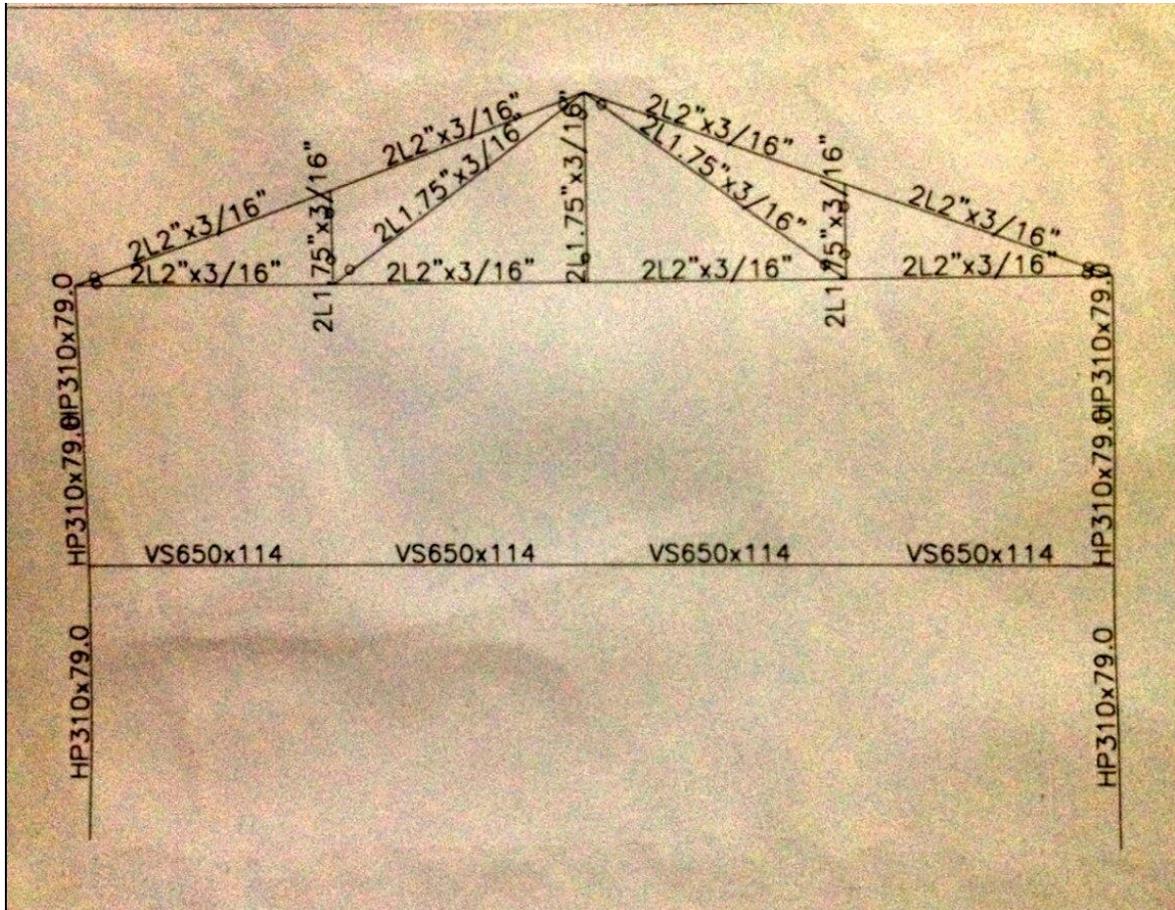


Figura 19 – Barras pré-dimensionadas

### 3.3.3 QUESTÃO 3

Para esta etapa temos que considerar as imperfeições geométricas e de material

-Para considerar as imperfeições de material, usamos o modo de elasticidade de  $E=160000\text{MPa}$

-Para considerar-mos as imperfeições geométricas, adotamos as chamadas forças nocionais, que consideram os possíveis desaprumos de montagem da estrutura, estas forças nocionais, para evitar-se uma condição excessivamente conservadora, não são consideradas em combinações que possuem outras forças horizontais.

O seu valor é o somatório das forças gravitacionais da combinação, multiplicado por 0,003.

Logo serão adotadas duas forças nocionais:

1. Força nocional para combinação 1 ( Inclui somente ações de cargas permanentes)
2. Força nocional para combinação 2 (Inclui sobrecarga e carga permanente)

As forças permanentes serão agrupadas e majoradas pelo coeficiente 1,4 , pois as ações variáveis não ultrapassam 5 kN/m<sup>2</sup>.

As forças nocionais serão apresentadas nas figuras 20 e 21 a seguir.

Força nodal  $\perp$

a) Nó 3 e Nó 7

$$(6,658 \text{ t} \times 1,4) \times 0,003 = 0,028 \text{ t}$$

b) Nó 4, Nó 5 e Nó 6

$$(7,497 \text{ t} \times 1,4) \times 0,003 = 0,0315 \text{ t}$$

c) Nó 8 e Nó 12

$$(0,847 \text{ t} \times 1,4) \times 0,003 = 0,0036 \text{ t}$$

d) Nó 9, Nó 10 e Nó 11

$$(0,417 \text{ t} \times 1,4) \times 0,003 = 0,0017 \text{ t}$$

e) Nó 13, Nó 14 e Nó 15

$$(0,93 \text{ t} \times 1,4) \times 0,003 = 0,0022 \text{ t}$$

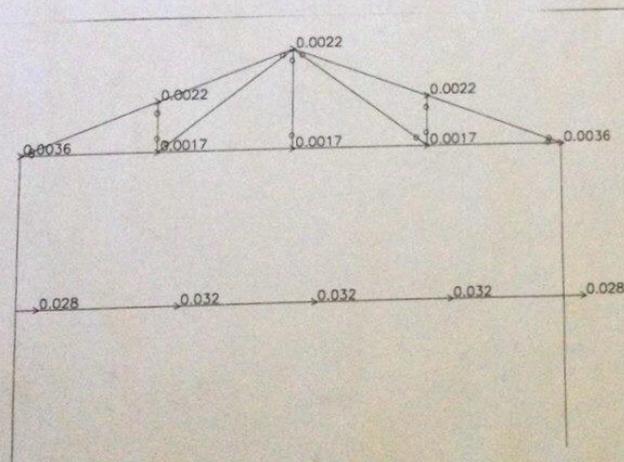


Figura 20 – Forças nodais 1

## Forças nocionais 2

a) N<sup>o</sup> 3 e N<sup>o</sup> 7

$$[(6,658 \times 1,4) + (3,15 \times 1,4)] \times 0,003 = 0,041 \text{ t}$$

b) N<sup>o</sup> 4, N<sup>o</sup> 5 e N<sup>o</sup> 6

$$[(7,4977 \times 1,4) + (6,37 \times 1,4)] \times 0,003 = 0,067 \text{ t}$$

c) N<sup>o</sup> 8 e N<sup>o</sup> 12

$$[(0,847 \times 1,4) + (0,277 \times 1,4)] \times 0,003 = 0,0048 \text{ t}$$

d) N<sup>o</sup> 9, N<sup>o</sup> 10 e N<sup>o</sup> 11

$$[(0,417 \times 1,4) + (0)] \times 0,003 = 0,0017 \text{ t}$$

e) N<sup>o</sup> 13, N<sup>o</sup> 14 e N<sup>o</sup> 15

$$[(0,537 \times 1,4) + (0,597 \times 1,4)] \times 0,003 = 0,0047 \text{ t}$$

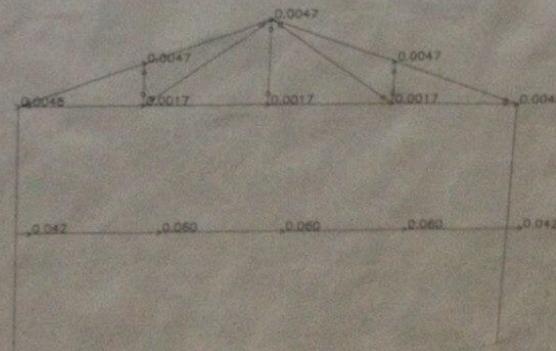


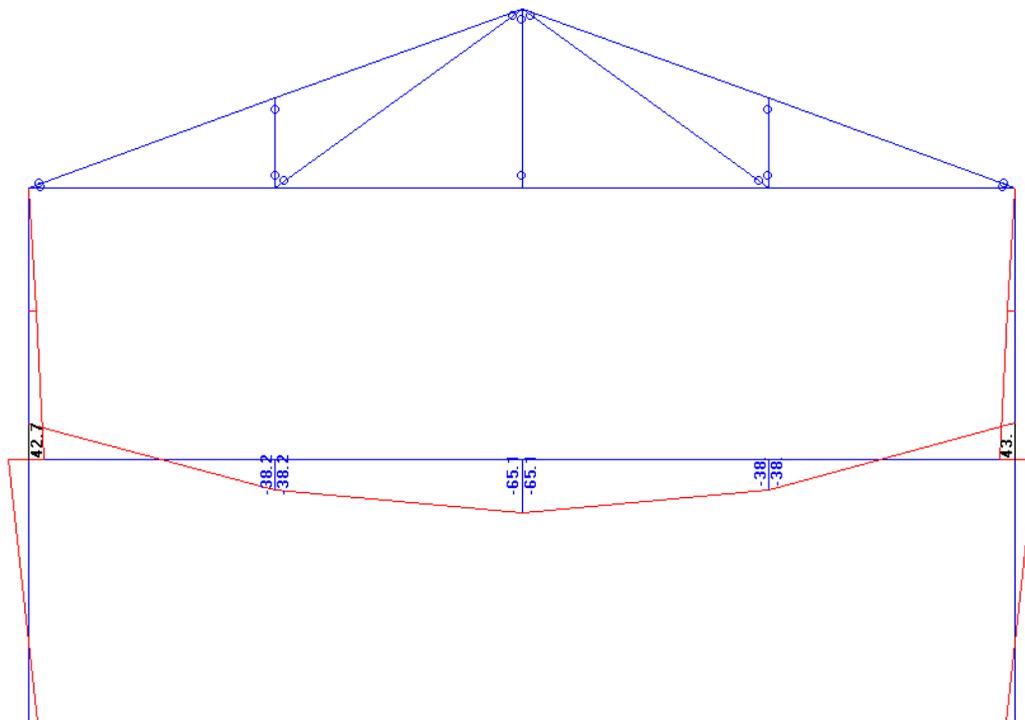
Figura 21 – Forças nocionais 2

### Combinações:

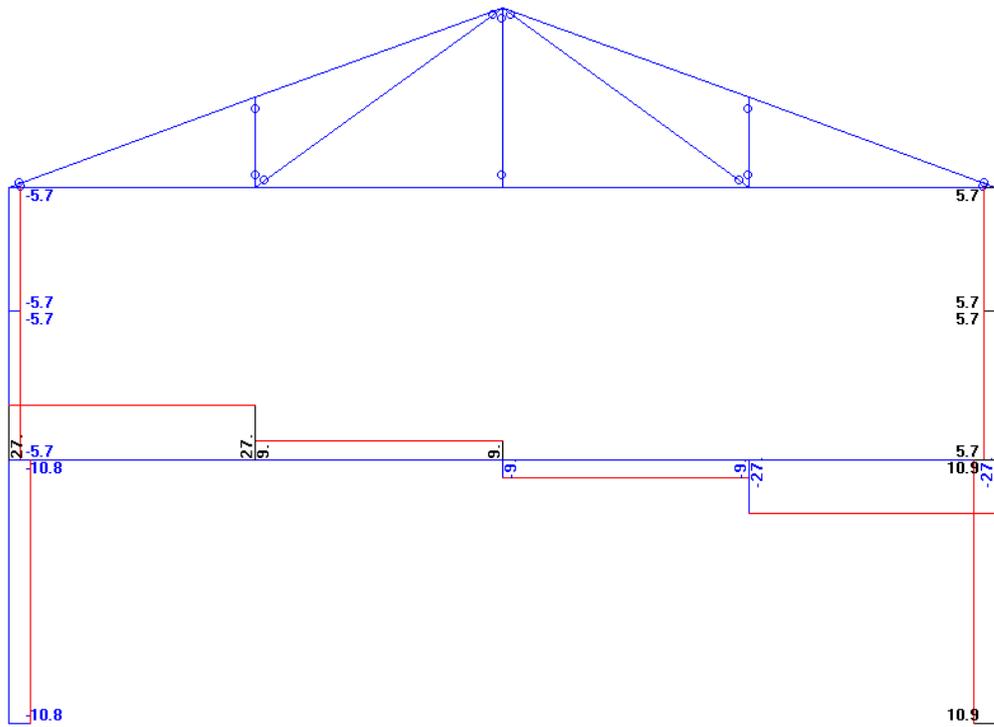
1. Combinação 1 = Carga permanente , com imperfeições geométricas e de material (1,4 x Permanente)
2. Combinação 2 = Carga permanente + Sobrecarga, com imperfeições geométricas e de material ( 1,4x permanente + 1,4 x Sobrecarga)
3. Combinação 3 = Carga permanente + Vento , com imperfeições de material (1,4xpermanente + 1,4x vento )
4. Combinação 4 = Carga permanente favorável a segurança + vento , com imperfeições de material (Ações permanentes + 1,4x vento)
5. Combinação 5 = Carga permanente mais sobrecarga ( Variável principal) mais vento ,com imperfeições de material (1,4xpermanente+1,4xsobrecarga+0,84xvento)
6. Combinação 6 = Carga permanente+vento (variável principal)+ sobrecarga, com imperfeições de material ( 1,4xpermanente + 1,4x vento + 1,4x0,7Xsobrecarga)

### Diagramas dos esforços solicitantes:

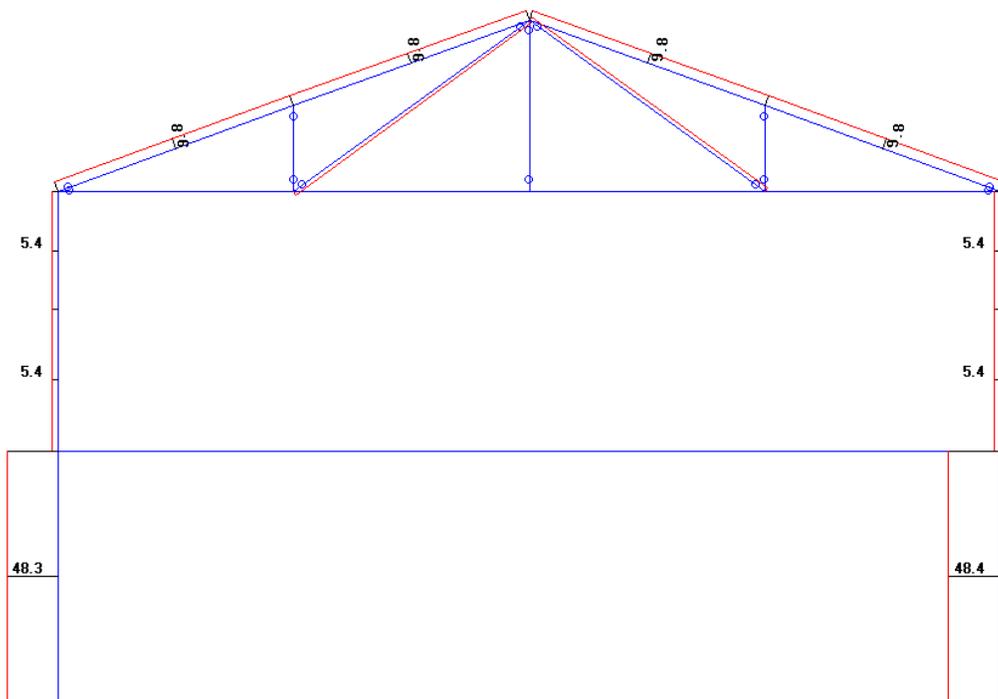
#### Combinação 1:



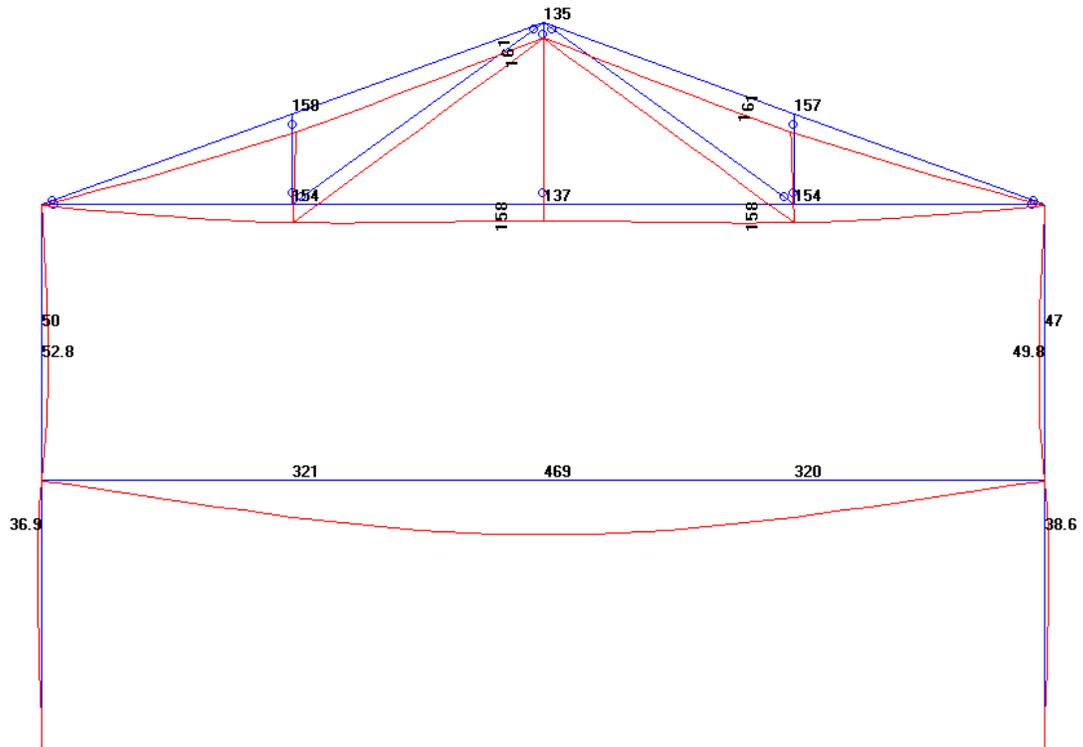
MOMENTO FLETOR



CORTANTE

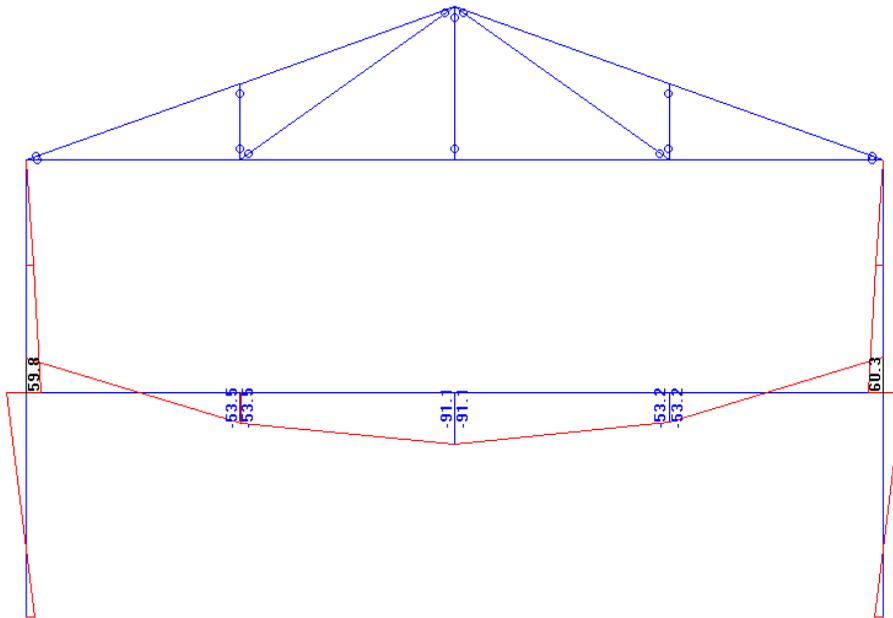


FORÇA AXIAL

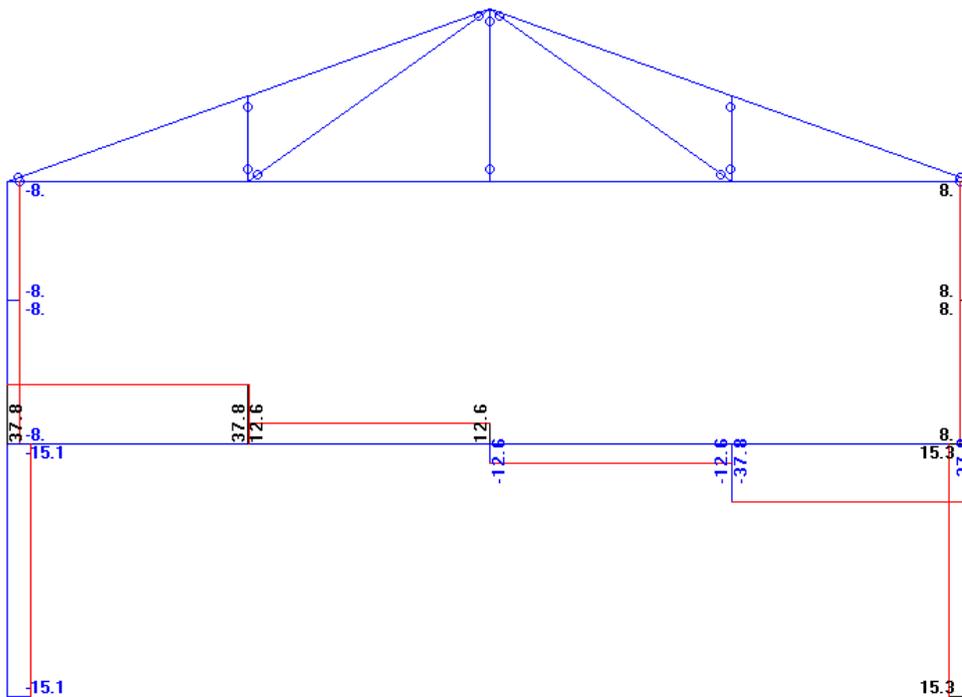


DESLOCAMENTOS

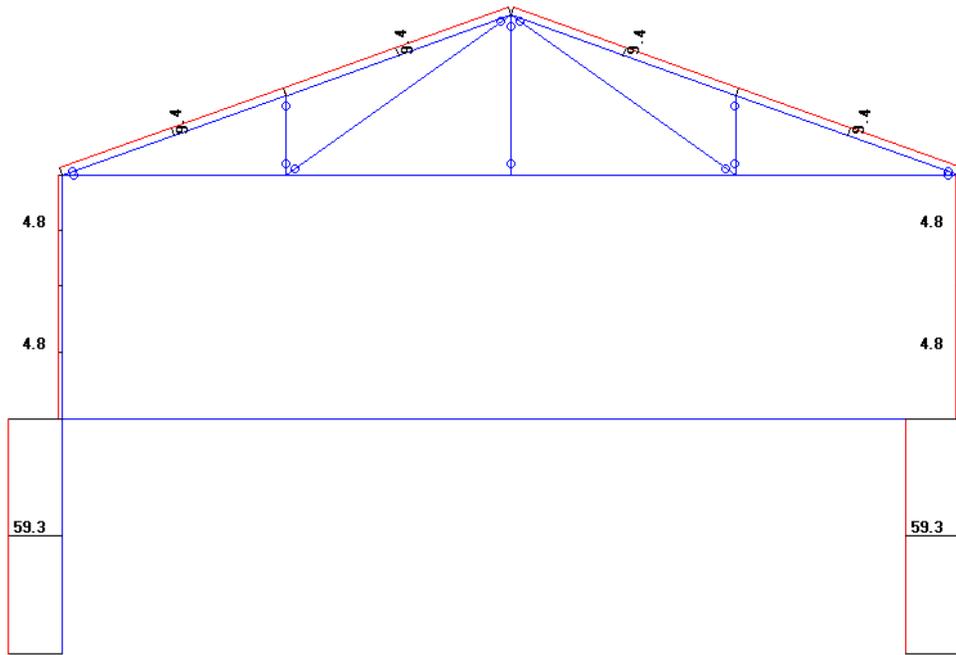
Combinação 2:



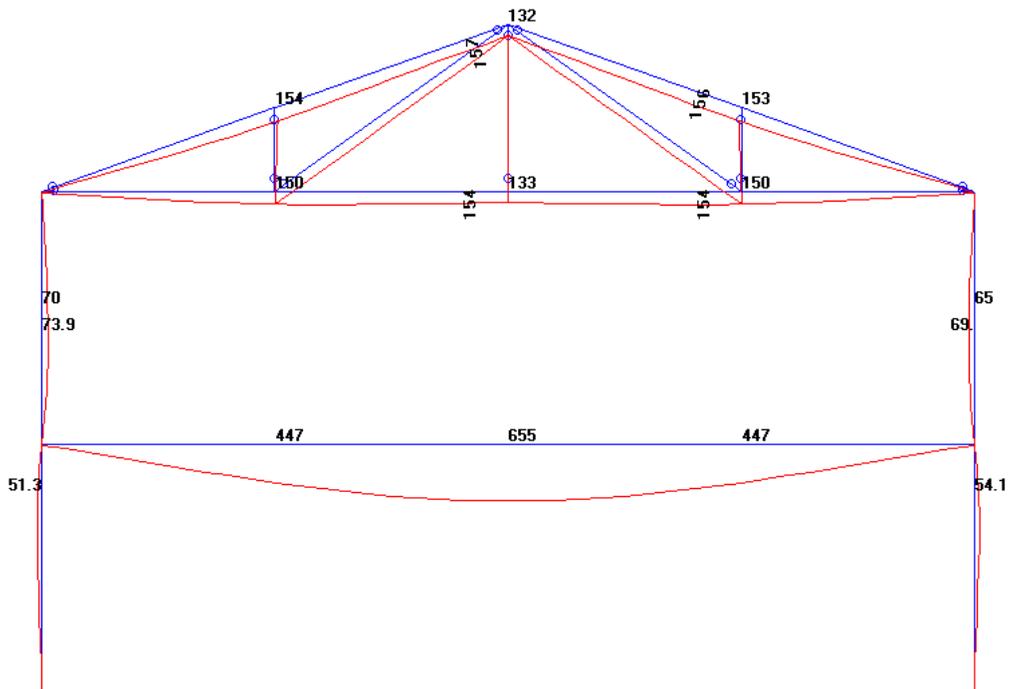
MOMENTO FLETOR ( EM t x m)



CORTANTE ( em t)

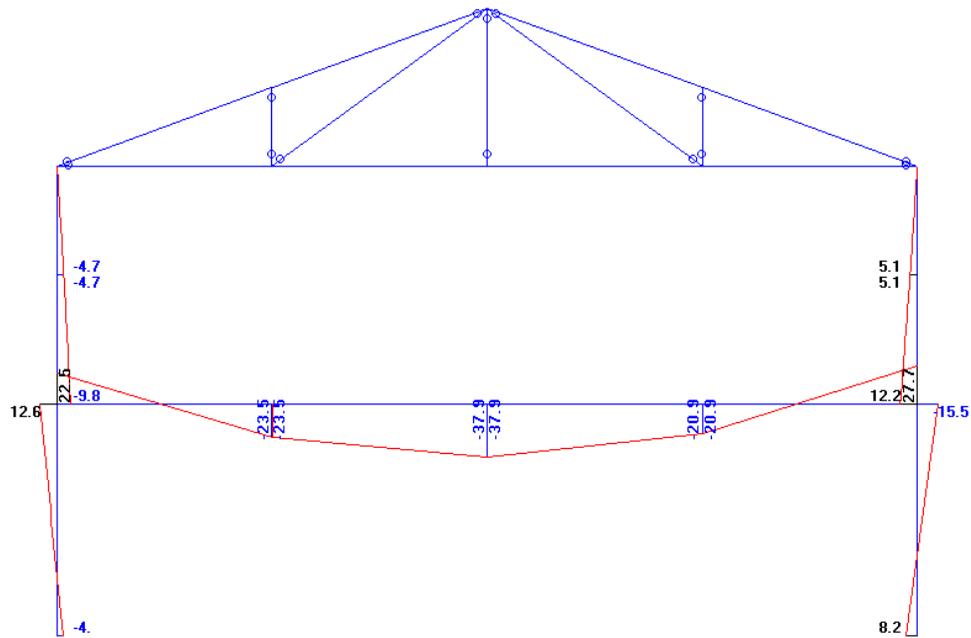


FORÇA AXIAL ( em t )

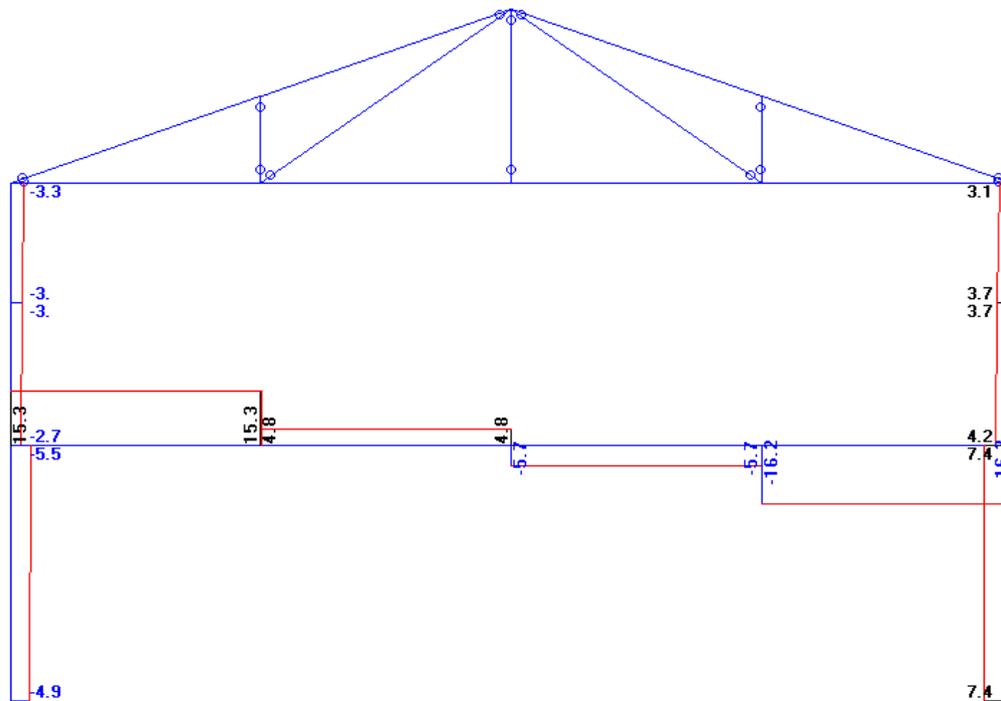


DESLOCAMENTOS ( em cm x 10<sup>2</sup> )

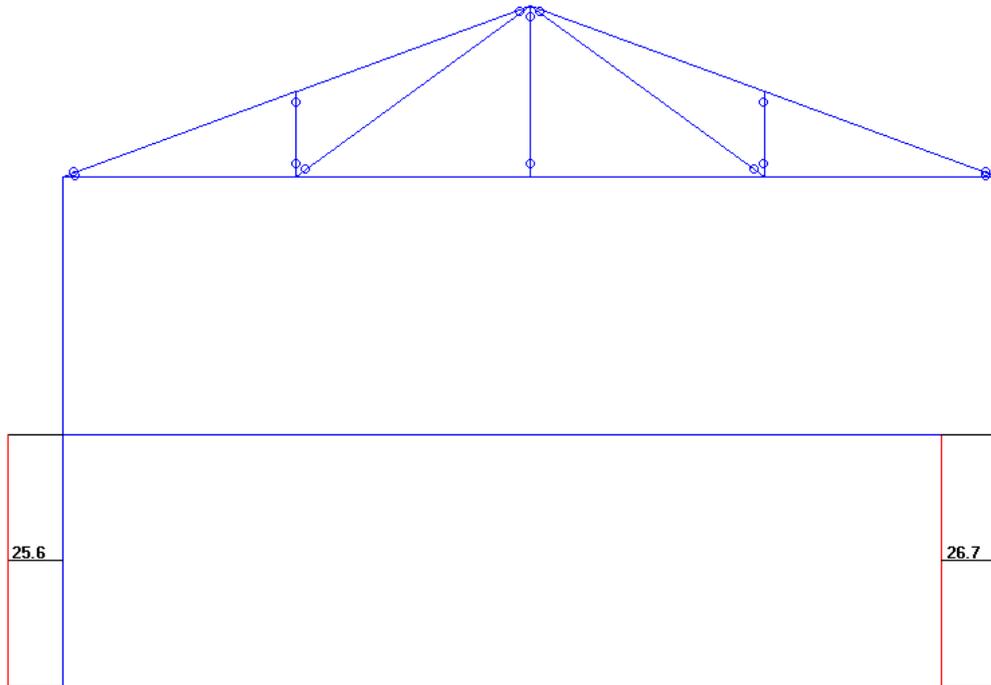
Combinação 3:



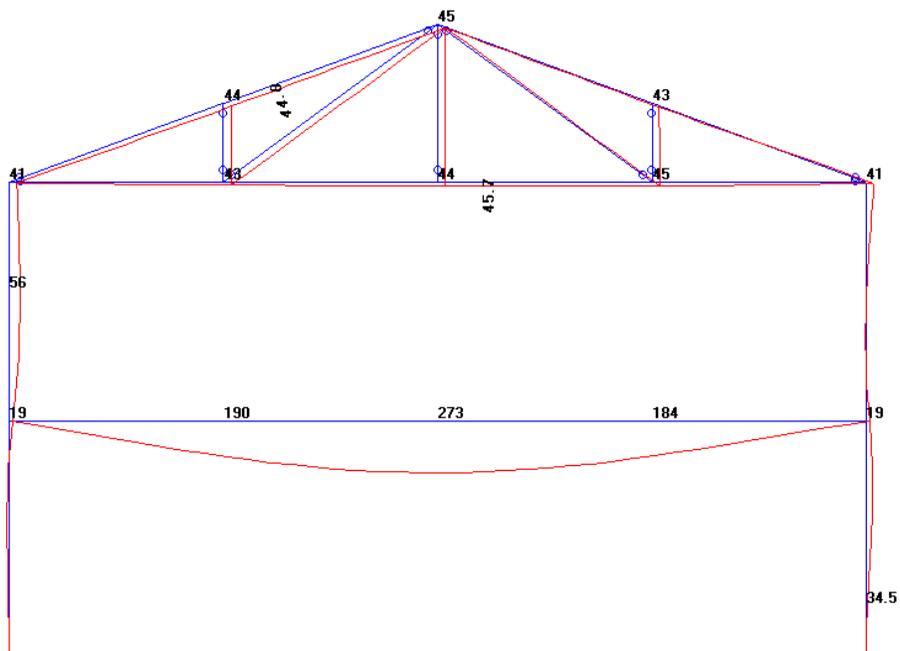
MOMENTO FLETOR ( EM t x m)



CORTANTE ( em t)

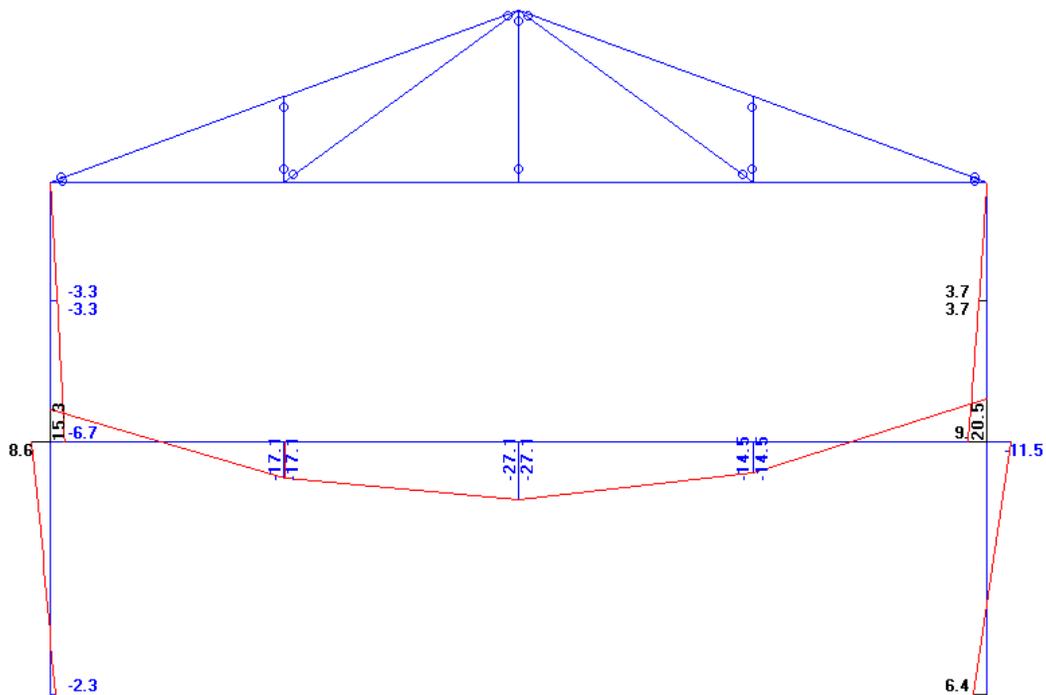


FORÇA AXIAL ( em t )

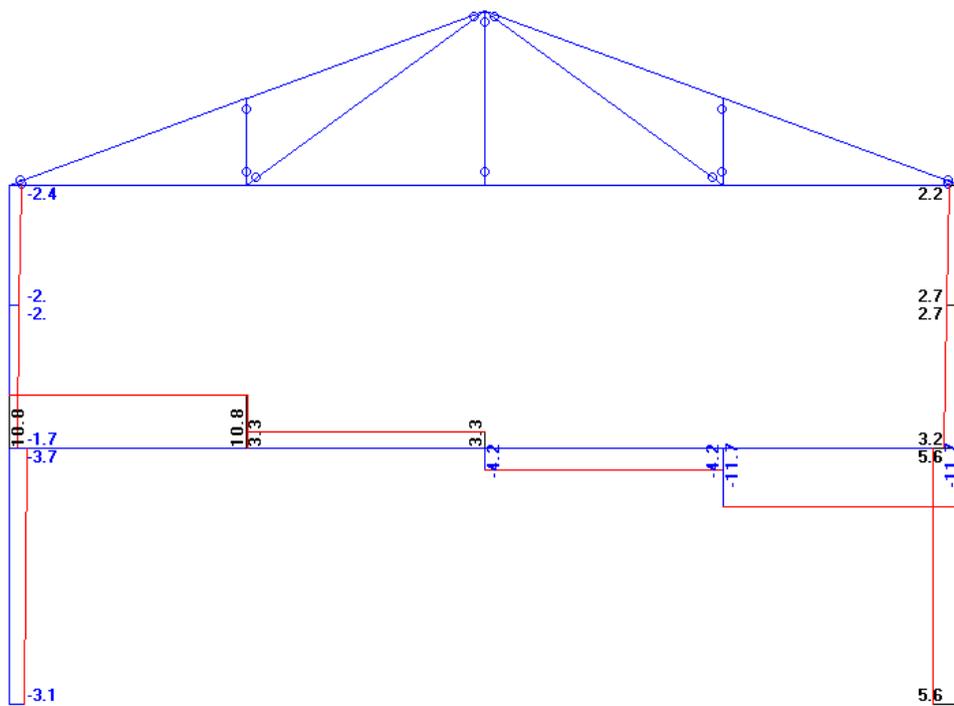


DESLOCAMENTOS ( em cm x 10<sup>2</sup> )

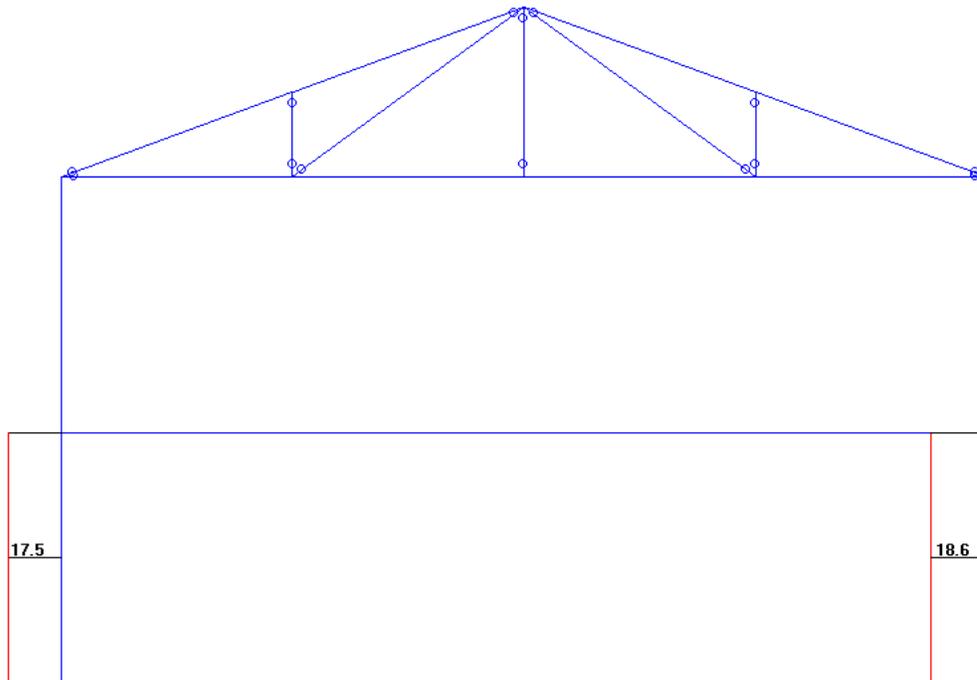
Combinação 4:



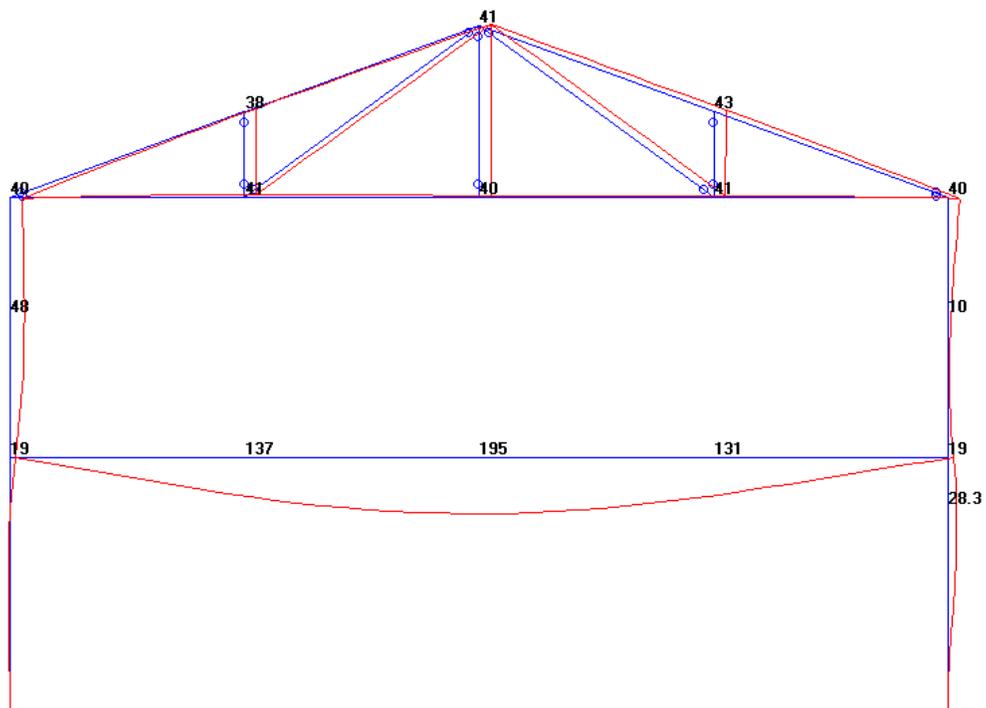
MOMENTO FLETOR ( EM t x m)



CORTANTE ( em t)

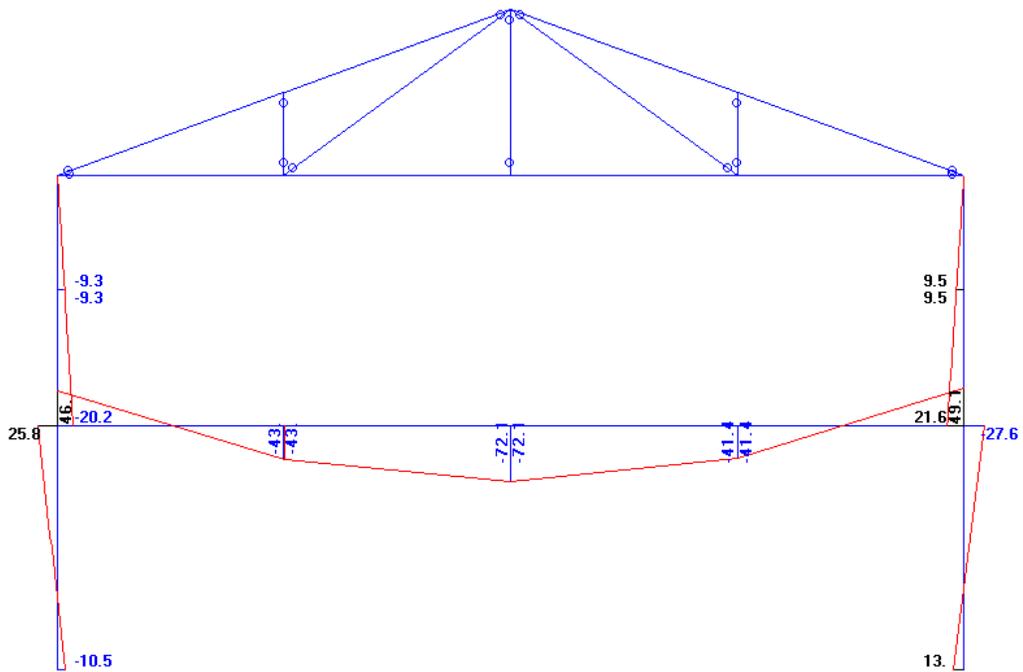


FORÇA AXIAL ( em t )

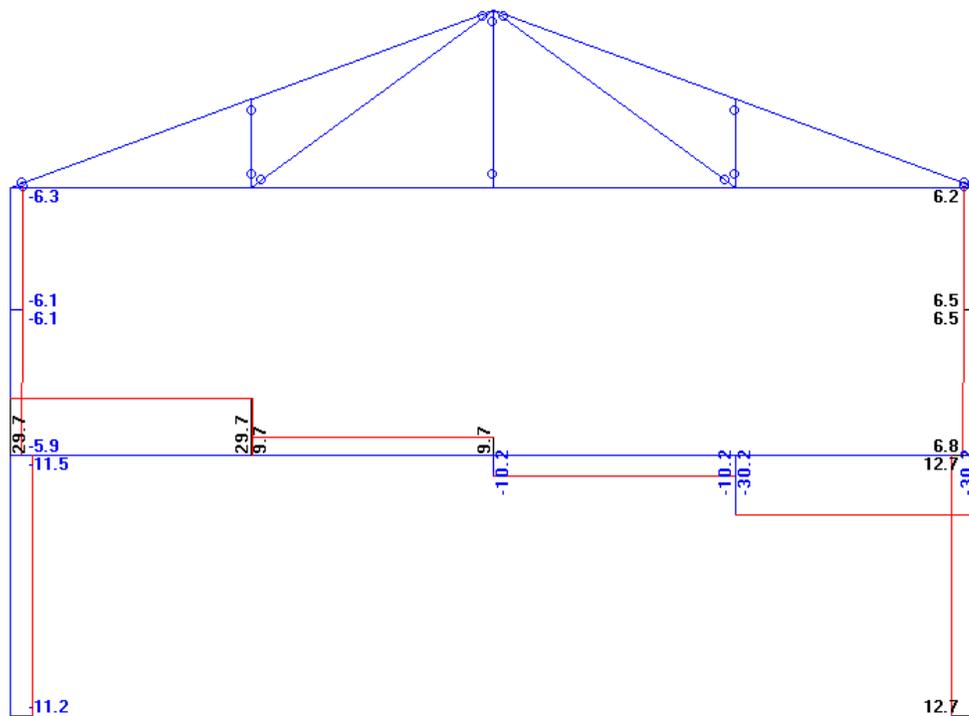


DESLOCAMENTOS ( em cm x 10<sup>2</sup> )

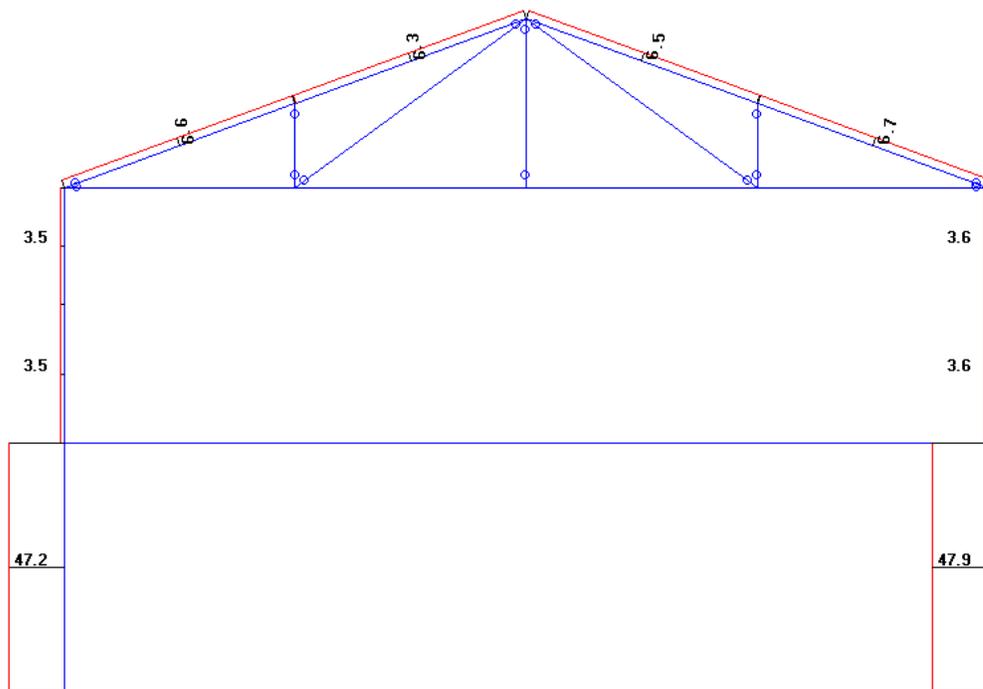
Combinação 5:



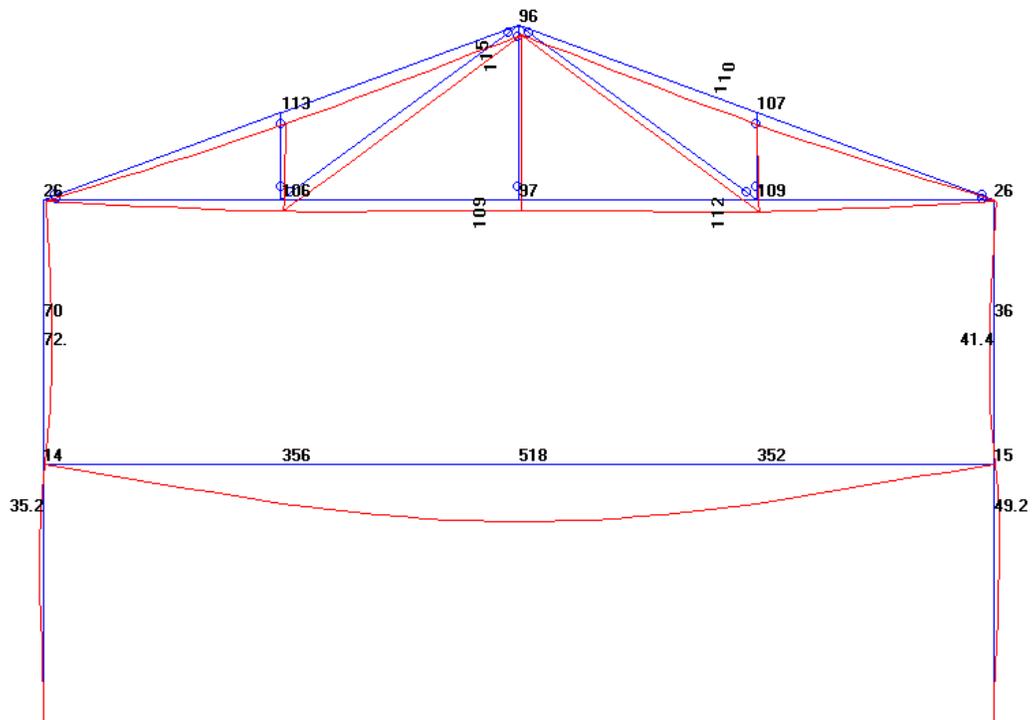
MOMENTO FLETOR ( EM t x m)



CORTANTE ( em t)

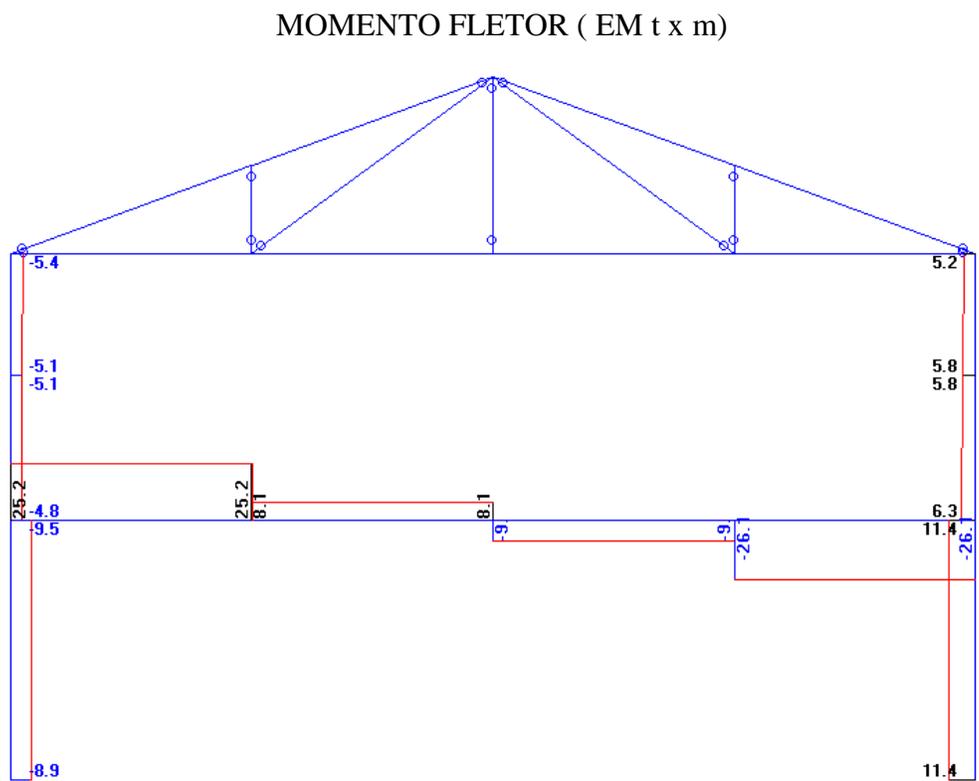
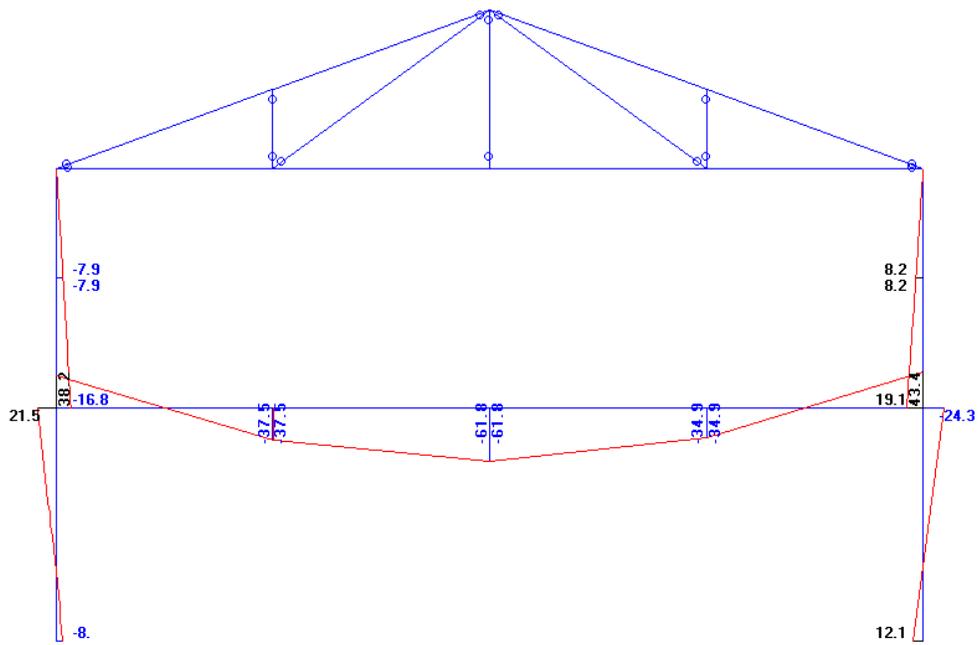


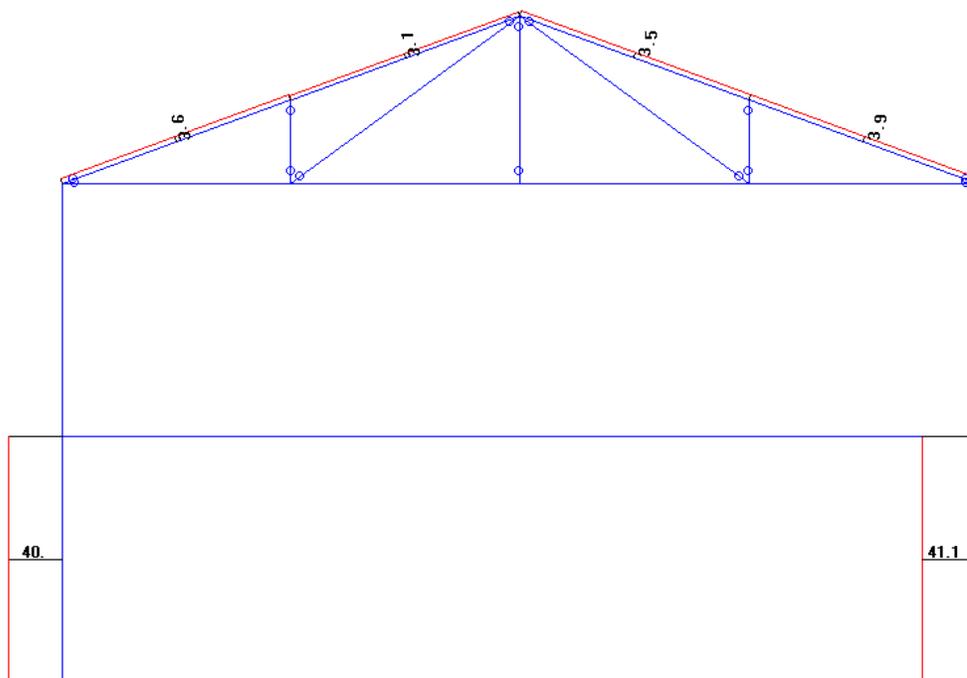
FORÇA AXIAL ( em t )



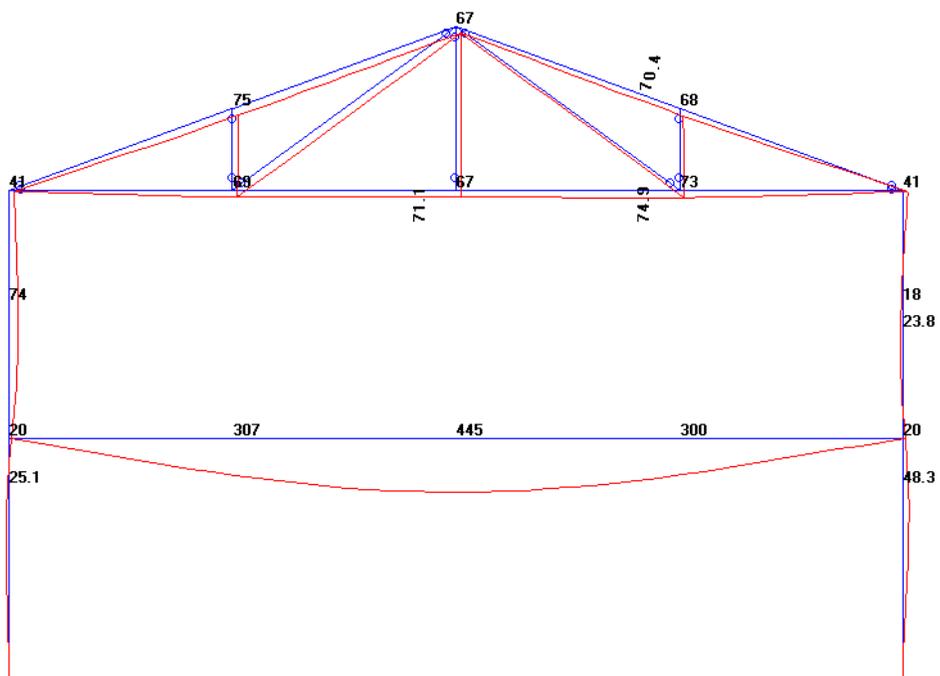
DESLOCAMENTOS ( em cm x 10<sup>2</sup> )

Combinação 6:





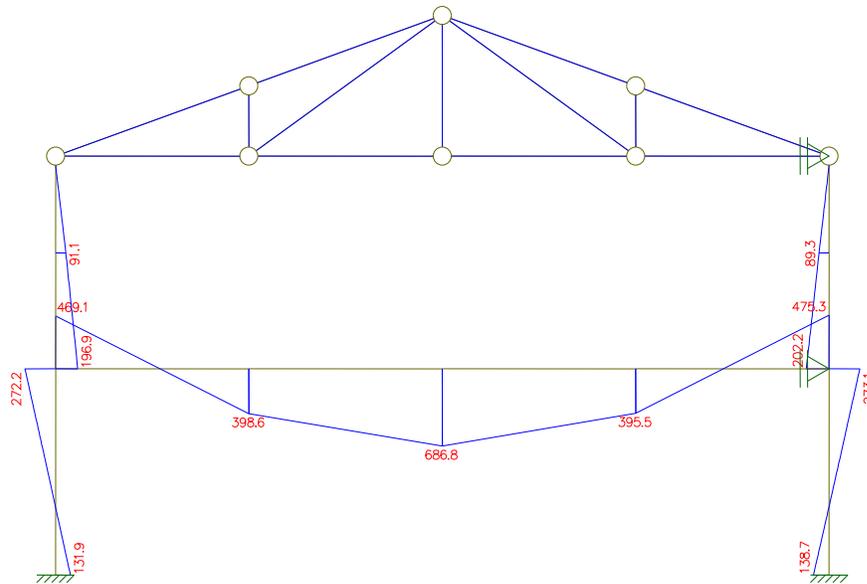
FORÇA AXIAL ( em t )



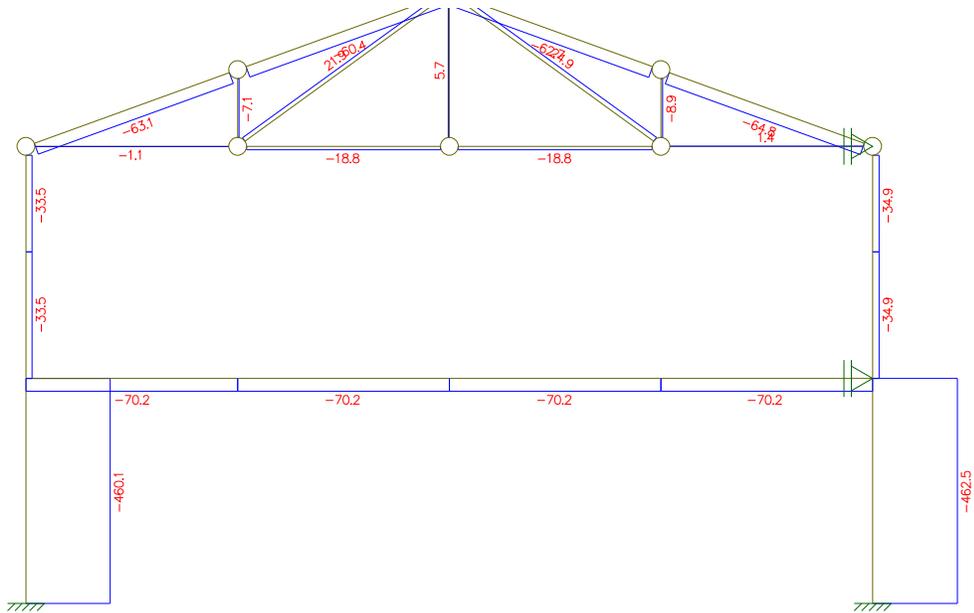
DESLOCAMENTOS ( em cm x 10<sup>2</sup> )

3.3.4 QUESTÃO 4

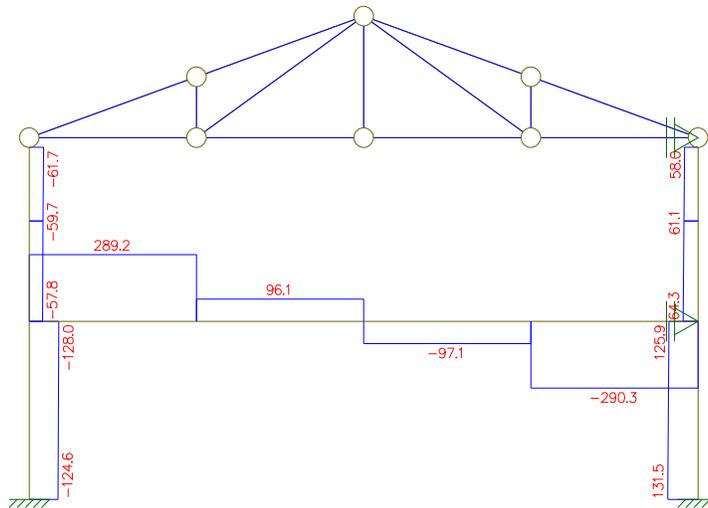
**GRÁFICOS DA ESTRUTURA NT (“NO  
TRANSLATION”)**



**Momento fletor**

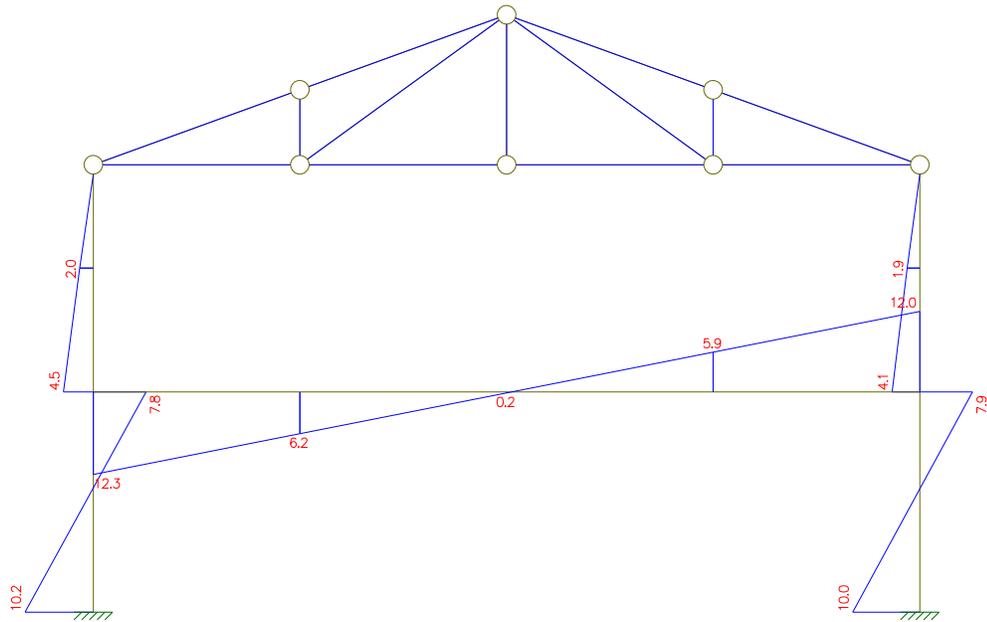


**Força axial**

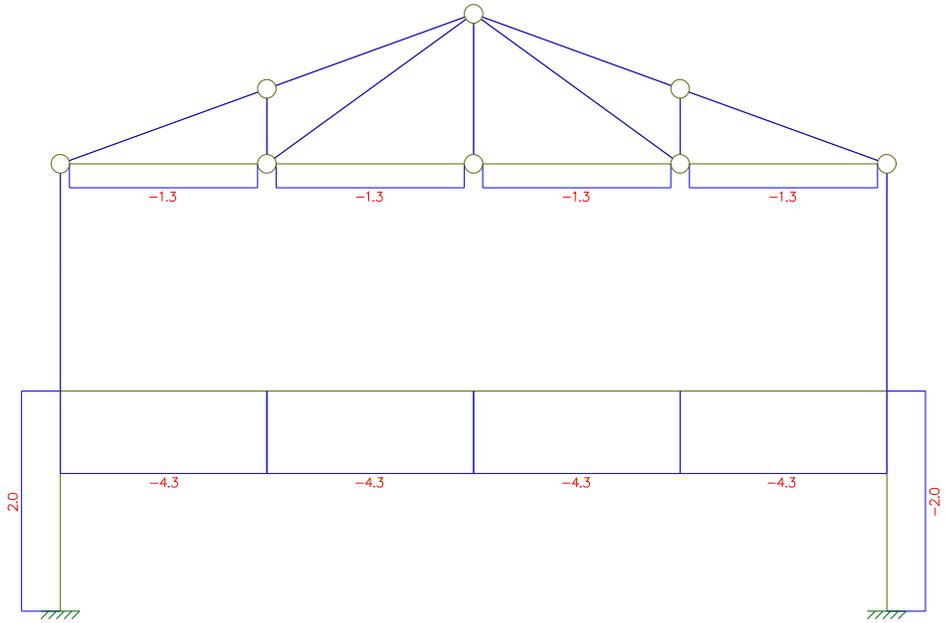


**Força cortante**

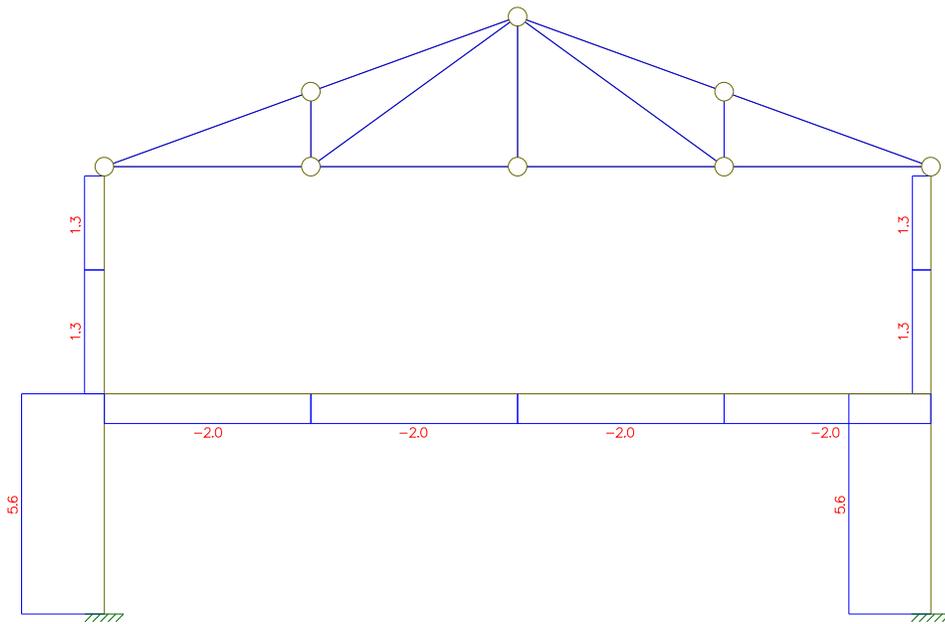
# GRÁFICOS DA ESTRUTURA LT (“ LATERAL TRANSLATION”)



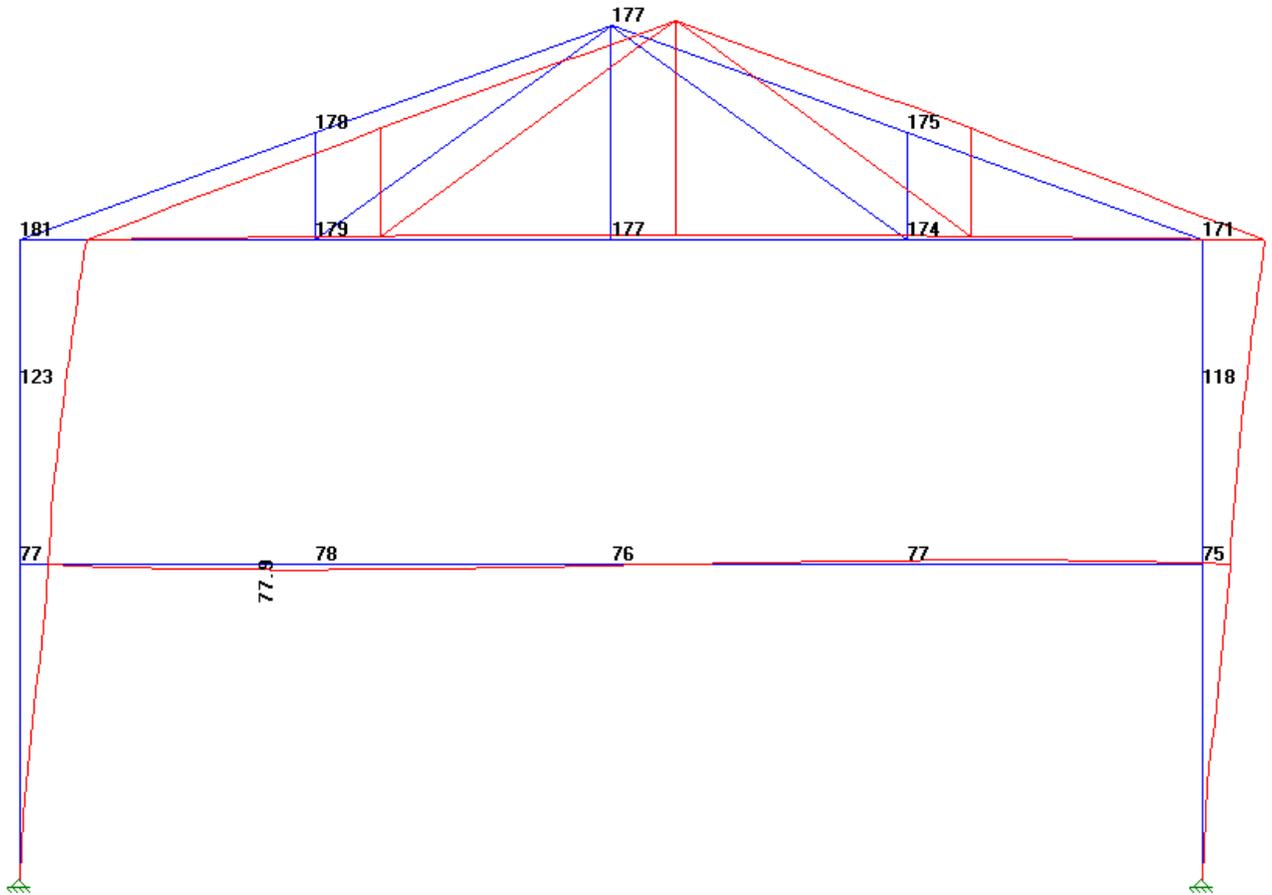
**Momento fletor**



### Força axial



### Força cortante



## DESLOCAMENTO

## TABELA COM VALORES DE B1

Barra	M1( menor momento fletor solicitante)	M2 ( maior momento fletor solicitante)	Cm	Nsd ( Kn)	Ix (cm4)	L (cm)	Ne (Kn)	B1	Como B1 >= 1	B1 corrigido
Pilar esquerda. 1º andar	131,9	272,2	0,40617	-458,1	16316	320	25161,4	<b>0,3989</b>		1
Viga 1ºAndar	475,3	686	1	-74,5	112225	1200	12306,9	<b>0,994</b>		1
Pilar dir. 1º andar	138,7	273,1	0,39685	-464,5	16316	320	25161,4	<b>0,3897</b>		1
Pilar esquerda. 2º andar	0	196,9	0,6	-33,5	16316	300	28628,1	<b>0,5993</b>		1
Pilar dir. 2º andar	0	202,2	0,6	-34,9	16316	300	28628,1	<b>0,5993</b>		1

## TABELA COM VALORES DE B2

Andar	delta i ( cm)	Delta h	h	Nsd	Hsd	B2
1	0,79	0,79	320	922,5	11,2	1,3144
2	1,794	1,004	300	68,3	2,6	1,1154

Como B2 está entre 1,13 e 1,55 a estrutura é de pequena deslocabilidade.

## VALORES CORRIGIDOS DOS ESFORÇOS

### PILARES E VIGA

Barra	$N_{sd} = N_{nt} + B2$ $N_{lt}$	$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$	$M_{sd} = B1 M_{nt} + B2 M_{lt}$
Pilar esquerda. 1º andar	-457,4711019	-122,4	-261,9472973
Viga 1º Andar	-75,85213095	-292,3	-682,6674645
Pilar dir. 1º andar	-465,1288981	137,1	283,4841476
Pilar esquerda. 2º andar	-33,5	-60,4	191,8808791
Pilar dir. 2º andar	-34,9	65,6	-206,7729769

## Treliças

Somente o coeficiente B2 é importante pois a treliça não tem momento .

Barra	$N_{sd} = N_{nt} + B2 N_{lt}$
9	-2,55002
10	-20,25002
11	-20,25002
12	-0,05002
13	-63,1
14	-60,4
15	-62,7
16	-64,8
17	-7,1
18	21,9
19	5,7
20	24,9
21	-8,9

### 3.3.5 QUESTÃO 5

<b>Cantoneira Dupla submetida a compressão</b>		
<b>MATERIAL</b>		
Módulo de Elasticidade (E)	20000	Mpa
Módulo de Rigidez (G)	7700	Mpa
Material	ASTM A36	
Resistência ao escoamento( $f_y$ )	25	Mpa
Resistência a ruptura ( $f_u$ )	40	Mpa
<b>CARGA DE COMPRESSÃO</b>		
Carga Axial de Compressão:	6,48	TONELADAS
<b>DADOS</b>		
PERFIL DUPLO DE	L 50,8 X 4,76	
COMPRIMENTO (Lx)	31,9	cm
Kx	1	
Comprimento ( Ly)	31,9	cm
Ky	1	

Largura aba	5,08		cm
ÁREA (Ag )	9,16		cm <sup>2</sup>
ÁREA CANTONEIRA SIMPLES	4,58		cm <sup>2</sup>
ESPESSURA (t)	0,476		cm
Raio de giração mínimo	1,02		cm
Xg = Yg	1,45		cm
Ix	23,4		cm <sup>4</sup>
Ix Cantoneira Simples	11,7		cm <sup>4</sup>
Iy	$2 \cdot [I_x + A_g \cdot (X_g + t/2)^2] =$	49,499991	cm <sup>4</sup>
rx	1,58		cm
ry	$(I_y / A_g)^{(1/2)} =$	2,3246353	cm
<b>FLAMBAGEM LOCAL</b>			
b/t =	10,67		
b/t LIM =	$0,45 \cdot ((E / F_y)^{(1/2)})$	12,73	
b/t SUP =	$0,91 \cdot ((E / F_y)^{(1/2)})$	25,74	
De acordo com a tabela ;			
QS			
b/t < (b/t)lim	(b/t)lim < b/t < (b/t)sup	b/t > (b/t)sup	
1	$1,340 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \cdot \frac{E}{F_y}^{(1/2)}$	$\frac{0,52 \cdot E}{F_y \cdot (b/t)^2}$	
Logo;			
Qs=	1,00		
<b>INSTABILIDADE GLOBAL</b>			
Nex=	$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$	4539,06	KN
λ x =	$\frac{k_x \cdot L_x}{r_x}$	20,19	Verificar se λ x < 200
			Correto
<b>FLEXO - TORÇÃO</b>			
Ney=	$\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$	9601,86	KN
yo=	$\gamma_G \cdot \frac{t}{2}$	1,21	cm

ro=	$\sqrt{rx^2 + ry^2 + xo^2 + yo^2}$	3,06	cm
J=	$\frac{1}{3} \sum b \cdot t^3 =$ $\frac{1}{ro^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot Cw}{(KzLz)^2} + Gj \right] =$	0,70	cm <sup>4</sup>
Nez=		572,23	KN
Neyz=	$\frac{Ney + Nez}{2 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{yo}{ro} \right)^2 \right]} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4Ney \cdot Nez \left[ 1 - \left( \frac{yo}{ro} \right)^2 \right]}{(Ney + Nez)^2}} \right]$	566,66	KN
$\lambda_{yz} =$	$\pi \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Ag}{Neyz}} =$	56,49	Verificar se $\lambda_{yz} < 200$ Correto
<b>FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO RESISTENTE DE CÁLCULO</b>			
Ne ( Menor valor entre Neyz e Nex) =		566,66	KN
$\lambda_0 =$	$\sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot fy}{Ne}}$	0,64	
Para valor de $\chi$ ;			
Valor de $\chi$			
Para $\lambda_0 < 1,5$ ;		Para $\lambda_0 > 1,5$ ;	
$0,658 \lambda_0^2 =$		$\frac{0,877}{\lambda_0^2} =$	
Logo $\chi =$		0,844	
Nc,Rd =	$\frac{\chi \cdot Q \cdot Ag \cdot fy}{1,1} =$	175,79	KN
<b>VERIFICAÇÃO</b>			
Como;			
17,58	>	6,48	Valores em Ton.
Logo;			
Verificação está	OK		
Resistência	36,86	%	
<b>CHAPAS ESPAÇADORAS</b>			
$\left( \frac{l}{r \text{ min}} \right)_{1 \text{ perfil}} < \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{KL}{r} \right)_{\text{máximo da barra composta}}$			
Distância mínima dos = espaçadores	10,30	cm	

### 3.3.6 QUESTÃO 7

Verificação das barras tracionadas			
Força de tração (t):	2,5		
Material:	ASTM A36		
Perfil duplo Verificado:	L 44,45 X 4,76		
Parafuso adotado ( mm)	1/2"		
Furo feito por:	BROCA		
Número de parafusos da seção	0		
Comprimento da barra (cm)	371		
Dados			
Área Cantoneira Simples ( cm <sup>2</sup> )	4,00		
Área Cantoneira Dupla (cm <sup>2</sup> )	8,00		
Espessura da cantoneira(mm)	4,76		
r x1 = ry1 (cm)	1,37		
r min ( cm )	0,89		
Diâmetro do parafuso (mm)	12,70		
Diâmetro do furo (mm)	14,20		
Fy ( Mpa)	25,00		
Fu ( Mpa)	40,00		
RESISTÊNCIA AO ESCOAMENTO			
Nt , Rd (t)=	$\frac{A_g \cdot F_y}{1,1}$	18,18	ton
RESISTÊNCIA A RUPTURA			
A n =	Área - Furos=	8,00	
Ae=	CT . An =	7,13	
Nt,Rd ( t) =	$\frac{A_e \cdot F_u}{1,35}$	21,14	ton
Verificação da resitência			
Nt,Rd(t)=	18,18		
Como	18,18	>	2,5
<b>OK</b>			
Resistência=	13,75	%	
ESBELTEZ			
Esbeltez =	L /r min	416,8539326	Errado
Esbeltez Com uma chapa espessadora no centro			
Esbeltez =	L /r min	208,4269663	Correto

### 3.3.7 QUESTÃO 8

Dados	
Perfil Adotado	VS 650 X 114
Material Adotado	ASTM A36

d(mm)	650	d' (mm)	618	Zx (cm <sup>3</sup> )	3807
bf (mm)	300	Área (cm <sup>2</sup> )	145,4	Iy (cm <sup>4</sup> )	7203
tw (mm)	8	Ix (cm <sup>4</sup> )	112225	Wy(cm <sup>3</sup> )	480
tf (mm)	16	Wx (cm <sup>3</sup> )	3453	ry(cm)	7,04
h (mm)	618	rx (cm)	27,78	Zy ( cm <sup>3</sup> )	730

Zx (cm <sup>3</sup> )	3807	rt (cm )	93	U (m <sup>2</sup> /m)	0
Iy (cm <sup>4</sup> )	7203	It ( cm <sup>4</sup> )	8	Cb=	4,413
Wy(cm <sup>3</sup> )	480	λf ( bf/tw)	9,375	Lb=	1200
ry(cm)	7,04	λw (d'/tw)	77,25	E(Mpa)	20000
Zy ( cm <sup>3</sup> )	730	Cw (cm <sup>6</sup> )	6141565,92	fy(Mpa)	30

Vsd=	292,3
Msd=	7000,00

#### FLM

λ=	9,38
λp=	9,81
λr=	25,61

Momentos	
λ < λp	114210
λp < λ < λr	115361,8942
λr < λ	542167,04

Mpl=	114210
Mr=	72513
Mcr=	542167,04

Momento resistente=	103827,27
---------------------	-----------

Resultado= OK

**FLA**

$\lambda =$	77,25
$\lambda_p =$	97,08
$\lambda_r =$	147,17

Mpl=	114210
Mr=	103590
Mcr=	Ñ EXISTE

<b>Momentos</b>	
$\lambda < \lambda_p$	114210
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	118414,8651
$\lambda_r < \lambda$	Ñ EXISTE

Momento resistente=	103827,27
---------------------	-----------

Resultado= OK

**FLT**

$\lambda =$	170,45
$\lambda_p =$	45,44
$\lambda_r =$	399,06

Mpl=	114210,00
Mr=	72513,00
Mcr=	3728765,41
$\beta_1 =$	0,04

<b>Momentos</b>		$\leq Mpl$
$\lambda < \lambda_p$	114210,00	
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	438958,16	114210,00
$\lambda_r < \lambda$	3728765,41	114210,00

Momento resistente=	103827,27
---------------------	-----------

Resultado OK

**CORTANTE**

Caso n°	
=	1

$\lambda =$	77,25
$\lambda_p =$	63,51
$\lambda_r =$	79,10

Kv=	5,00
Vpl=	936,00
Aw (cm²)=	52,00

$\lambda < \lambda_p$	936,00
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	769,50
$\lambda_r < \lambda$	784,45

Momento resistente=		699,55
---------------------	--	--------

Enrigeedor	
a (dist.enri)cm=	100,00
h=	650,00

		Valor de kS
1	Sem enrigeedor	5,00
2	Com enrigeedor	216,25

**Resultado OK**

Estado limite de serviço

Hipótese 4 :

Flecha obtida = 28,4mm

Flecha permitida =  $L/350 = 34,28\text{mm}$

Portanto flecha “ok”

### 3.3.8 QUESTÃO 9

V1

Dados	
Perfil Adotado	W 410 X 46,1
Material Adotado	A 572 - Gr 50

d(mm)	403	d' (mm)	357		
bf (mm)	140	Área (cm <sup>2</sup> )	59,2		
tw (mm)	7	Ix (cm <sup>4</sup> )	15690		
tf (mm)	11,2	Wx (cm <sup>3</sup> )	778,7		
h (mm)	381	rx (cm)	16,27		
Zx (cm <sup>3</sup> )	891,1	rt (cm)	3,55	U (m <sup>2</sup> /m)	0
Iy (cm <sup>4</sup> )	514	It (cm <sup>4</sup> )	20,06	Cb=	4,413
Wy(cm <sup>3</sup> )	73,4	λf (bf/tw)	6,25	Lb=	1200
ry(cm)	2,95	λw (d'/tw)	51	E(Mpa)	20000
Zy (cm <sup>3</sup> )	115,2	Cw (cm <sup>6</sup> )	196571	fy(Mpa)	34,5

Vsd=	66
Msd=	11560,00

#### FLM

λ=	6,25
λp=	9,15
λr=	23,89

Momentos	
λ < λp	30742,95
λp < λ < λr	33091,60672
λr < λ	275099,136

Mpl=	30742,95
Mr=	18805,605
Mcr=	275099,136

Momento resistente=	27948,14
---------------------	----------

Resultado= OK

#### FLA

λ=	51,00
λp=	90,53
λr=	137,24

Momentos	
λ < λp	30742,95
λp < λ < λr	34024,70998
λr < λ	Ñ EXISTE

Mpl=	30742,95
Mr=	26865,15
Mcr=	Ñ EXISTE

Momento resistente=	27948,14
---------------------	----------

Resultado= OK

**CORTANTE**

Caso n° = 1

$\lambda$ =	54,43
$\lambda_p$ =	59,22
$\lambda_r$ =	73,76

Kv=	5,00
Vpl=	583,95
Aw (cm²)=	28,21

$\lambda < \lambda_p$	583,95
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	635,37
$\lambda_r < \lambda$	857,25

Momento resistente= 530,86

Enrigeedor	
a (dist.enri)cm=	100,00
h=	403,00

		Valor de kS
1	Sem enrigeedor	5,00
2	Com enrigeedor	86,20

Resultado OK

Vigas V2

Dados	
Perfil Adotado	w 460 x 52
Material Adotado	A 572 - Gr 50

d(mm)	450	d' (mm)	404	Zx (cm³)	1095,9
bf (mm)	152	Área (cm²)	66,6	ly (cm⁴)	634
tw (mm)	7,6	Ix (cm⁴)	21370	Wy(cm³)	83,5
tf (mm)	10,8	Wx (cm³)	949,8	ry(cm)	3,09
h (mm)	428	rx (cm)	17,91	Zy ( cm³)	131,7
rt (cm)	3,79	U (m2/m)	0		
It ( cm⁴)	21,79	Cb=	4,413		
$\lambda_f$ ( bf/tw)	7,037037037	Lb=	1200		
$\lambda_w$ (d'/tw)	53,15789474	E(Mpa)	20000		
Cw (cm⁶)	304837	fy(Mpa)	34,5		

Vsd=	96
Msd=	16900,00

**FLM**

$\lambda$ =	7,04
$\lambda_p$ =	9,15
$\lambda_r$ =	23,89

<b>Momentos</b>	
$\lambda < \lambda_p$	37808,55
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	39940,14495
$\lambda_r < \lambda$	264686,3701

Mpl=	37808,55
Mr=	22937,67
Mcr=	264686,3701

Momento resistente=	34371,41
---------------------	----------

Resultado= OK

**FLA**

$\lambda$ =	53,16
$\lambda_p$ =	90,53
$\lambda_r$ =	137,24

<b>Momentos</b>	
$\lambda < \lambda_p$	37808,55
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	41841,39538
$\lambda_r < \lambda$	Ñ EXISTE

Mpl=	37808,55
Mr=	32768,1
Mcr=	Ñ EXISTE

Momento resistente=	34371,41
---------------------	----------

Resultado= OK

**CORTANTE**

$\lambda$ =	56,32
$\lambda_p$ =	59,22
$\lambda_r$ =	73,76

$\lambda < \lambda_p$	707,94
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	744,47
$\lambda_r < \lambda$	970,79

Caso nº	
=	1

Kv=	5,00
Vpl=	707,94
Aw (cm²)=	34,20

Momento resistente=		643,58
---------------------	--	--------

Enrigeedor	
a (dist.enri)cm=	100,00
h=	450,00

		Valor de kS
1	Sem enrigeedor	5,00
2	Com enrigeedor	106,25

**Resultado OK**

Estados limites de serviço

Hipótese utilizada : Hipótese 4

- Vigas V1

Flecha obtida: 15,1mm

Flecha permitida:  $L/350 = 20\text{mm}$

Flecha “ok”

- Vigas V2

Flecha obtida: 34,1mm

Flecha permitida: 20mm

Necessário contra-flecha cujo valor máximo é 75% das ações permanentes=17mm

Flecha-contraflecha =  $34,1 - 17 = 17\text{mm}$

Flecha “ok”

### 3.3.9 QUESTÃO 10

Dados do perfil I laminado e do carregamento							
h (mm)	277	Ix ( cm4)	16316	E(Mpa)	20000	Lx (m)	3,2
tw (mm)	11	rx (cm)	12,77	fy(Mpa)	345	Ky	1
bf (mm)	306	Iy (cm4)	5258	Ag (cm <sup>2</sup> )	100	Ly(m)	3,2
tf (mm)	11	ry (cm)	7,25	Kx	1	Nc,sd (Kn)	46,5

## A) FLAMBAGEM LOCAL

### Flambagem Local (AL)

relação b/t=	13,91	
(b/t)lim =	$0,56(E/fy)^{1/2}$	13,48
(b/t)sup=	$1,03(E/fy)^{1/2}$	24,80

Qs= 0,98751093

Fórmulas Qs	
(b/t) < (b/t) < (b/t)s	
=	0,99
(b/t) > (b/t)s =	2,07

### Flambagem Local (AA)

relação b/t=	25,18	
(b/t)lim =	$1,49(E/fy)^{1/2}$	35,87

Qa= 1

Q= 0,98751093

Fórmulas Qa	
bef=	27,70
calculo bef=	34,32
Aef=	100,00

## B) INSTABILIDADE GLOBAL

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

Nex=	31451,80	
$\lambda_x$ =	25,06	OK

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

Ney=	10135,67	
$\lambda_y$ =	44,14	OK

Fórmulas de $\chi$	
Para $\lambda_0 \leq 1,5$ =	0,868760531
Para $\lambda_0 > 1,5$ =	2,609101559

Ne=	10135,67
$\lambda_0$ =	0,58
$\chi$ =	0,869

Valor de Nc,rd= 2690,72 OK

Dados	
Perfil Adotado	hp 310X79
Material Adotado	A 572 - Gr50

d(mm)	299	d' (mm)	277	Zx (cm <sup>3</sup> )	1210,1
bf (mm)	306	Área (cm <sup>2</sup> )	100	Iy (cm <sup>4</sup> )	5258
tw (mm)	11	Ix (cm <sup>4</sup> )	16316	Wy(cm <sup>3</sup> )	343,7
tf (mm)	11	Wx (cm <sup>3</sup> )	1091,3	ry(cm)	7,25
h (mm)	277	rx (cm)	12,77	Zy ( cm <sup>3</sup> )	525,4
rt (cm )	8,2	U (m <sup>2</sup> /m)			0
It ( cm <sup>4</sup> )	46,72	Cb=			2,172
λf ( bf/tw)	13,90909091	Lb=			320
λw (d'/tw)	25,18181818	E(Mpa)			20000
Cw (cm <sup>6</sup> )	1089258	fy(Mpa)			34,5

Vsd=	0
Msd=	2728,00

### FLM

λ=	13,91
λp=	9,15
λr=	23,89

Mpl=	41748,45
Mr=	26354,895
Mcr=	77844,10868

<b>Momentos</b>	
λ<λp	41748,45
λp<λ<λr	36776,35451
λr<λ	77844,10868

Momento resistente=	33433,05
---------------------	----------

Resultado= OK

### FLA

λ=	25,18
λp=	90,53
λr=	137,24

Mpl=	41748,45
Mr=	37649,85
Mcr=	Ñ EXISTE

<b>Momentos</b>	
λ<λp	41748,45
λp<λ<λr	47482,5193
λr<λ	Ñ EXISTE

Momento resistente=	37953,14
---------------------	----------

Resultado= OK

**FLT**

$\lambda =$	44,14
$\lambda_p =$	42,38
$\lambda_r =$	130,73

Mpl=	41748,45
Mr=	26354,90
Mcr=	4599498,19
$\beta_1 =$	0,03

Momentos	<=Mpl	
$\lambda < \lambda_p$	41748,45	
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	90010,84	41748,45
$\lambda_r < \lambda$	4599498,19	41748,45

Momento resistente= 37953,14

**Resultado OK**

**CORTANTE**

Caso nº = 1

$\lambda =$	25,18
$\lambda_p =$	59,22
$\lambda_r =$	73,76

Kv=	5,00
Vpl=	680,82
Aw (cm²)=	32,89

$\lambda < \lambda_p$	680,82
$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$	1601,14
$\lambda_r < \lambda$	4669,26

Momento resistente= 618,93

Enrigeedor	
a (dist.enri)cm=	100,00
h=	299,00

		Valor de kS
1	Sem enrigeedor	5,00
2	Com enrigeedor	49,70

**Resultado OK**

Esforços combinados

Como:  $N_{sd}/N_{rd} = 0,17 < 0,2$

$N_{sd}/(2N_{rd}) + M_{x,sd}/M_{x,rd} = 0,902 < 1$

Resultado OK

Flecha Obtida: 2,85mm

Flecha permitida: 10,66

Resultado OK

### 3.3.10 QUESTÃO 11

Estados limites de serviço

Combinações frequentes

1. Combinação 1: Forças gravitacionais
2. Combinação 2 :Forças gravitacionais + 0,7 x Sobrecarga
3. Combinação 3 : Cargas permanentes + 0,3 x Vento
4. Combinação 4: Cargas permanentes + 0,6xSobrecarga + 0,3x Vento]

Deslocamento no topo do galpão:

Obtido: 0,92mm

Permitido:  $L/300 : 21\text{mm}$

Resultado OK

## **4 CONCLUSÃO**

Os perfis dimensionados são ideais para o galpão pois além de resistirem a todas as cargas, incluindo o efeito de segunda ordem, os deslocamentos para o mesmo estão dentro do limite estabelecido por norma

## **5 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS**

- NBR-8800 – Projeto de Estruturas de Aço.
  
- NBR-6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações
  
- NBR-6123 – Ações de vento
  
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço do Professor: Ricardo Hallal Fakury