



Universidade Federal de Minas Gerais  
Escola de Engenharia



**Especialização em Estruturas**

# **TRABALHO FINAL**

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE AÇO  
DE UM EDÍFÍCIO COMERCIAL SEGUNDO A  
NBR 8800/2008**

**Aluna: Sabrina Resende Antunes**

**Orientador: Ricardo Hallal Fakury**

**Aluno: Sabrina Resende Antunes**

**ÍNDICE**

<b><u>ITEM</u></b>	<b><u>DESCRIÇÃO</u></b>	<b><u>FOLHA</u></b>
	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>3</b>
	<b>OBJETIVO</b>	<b>3</b>
	<b>PROGRAMAS UTILIZADOS</b>	<b>3</b>
	<b>DESENVOLVIMENTO</b>	<b>3</b>
	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>4</b>
	<b>NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS</b>	<b>4</b>
	<b>ANEXO 5</b>	

## **INTRODUÇÃO**

Para o dimensionamento de estruturas é necessário efetuar uma análise estrutural a fim escolher com melhor custo x benefício uma geometria adequada e o material a ser aplicado.

Nesse trabalho será dimensionado um edifício comercial de 2 pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de aço em alma cheia e tesoura treliçada na cobertura, como apresentado no subitem 4.2 da apostila “Ações nas estruturas. Trabalho prático” estudada no curso Projeto de Estruturas de Aço I. Para isso:

- Deverão ser verificadas todas as ações sobre os pórticos internos;
- Pré-dimensionar as barras que os compõem;
- Obter todas as combinações últimas de ações possíveis, visando à análise estrutural pelo procedimento simplificado adotado no curso;
- Adotar as ações agrupadas, levando-se em conta os fatores de combinação;
- Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para a combinação última de ação, com a sobrecarga como variável principal, usando o método da amplificação dos esforços solicitantes (MAES), e obter os máximos esforços solicitantes de cálculo nas barras;
- Dimensionar as barras que podem estar submetidas à força axial de tração de cálculo da treliça;
- Dimensionar as barras que podem estar submetidas à força axial de compressão de cálculo da treliça;
- Dimensionar a viga dos pórticos internos em perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 em aço USI CIVIL 300.
- Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do segundo pavimento, usando perfis I laminados da GERDAU AÇOMINAS.
- Dimensionar os pilares dos pórticos internos, usando perfil H laminados da GERDAU AÇOMINAS.
- Usando as combinações de serviço, com os perfis obtidos nos dimensionamento, verificar o deslocamento horizontal dos pórticos internos.

## **OBJETIVO**

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver o cálculo e dimensionamento de perfis de Aço baseado na Norma NBR 8800/2008.

## **PROGRAMAS UTILIZADOS**

FTOOL 2.12

## **DESENVOLVIMENTO**

Os cálculos dos esforços no pórtico foram feitos utilizando o software FTOOL, já os cálculos à flexão e verificação dos estados limites foram feitos de forma manual conforme cálculos em anexo.

## **CONCLUSÃO**

Para o edifício em questão, a análise de segunda ordem resultou nos mesmos esforços da análise de primeira ordem pois os coeficientes B1 e B2 resultarem em 1,0.

A verificação dos perfis escolhidos no pré-dimensionamento foi aprovada em relação aos estados limites últimos e de serviço calculada como preconiza a norma NBR 8800.

Os exemplos usados nesse trabalho demonstram ser de grande importância para a fixação da teoria da disciplina de Aço 1, pois englobam a maioria dos casos de verificações que a NBR 8800 orienta em diferentes situações de componentes estruturais e esforços que atuam neles.

## **NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS**

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

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

- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Aço 1 - do Professor: Ricardo Hallal Fakury.

- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas - Projeto de Estruturas de Aço 1 - Ações nas Estruturas – Trabalho Prático. Professor: Ricardo Hallal Fakury.

**ANEXO**

**ANEXO**

1. Verificar ações sobre pórticos internos.

CP (2º pavimento e cobertura)

SC (2º pavimento e cobertura)

VT (VTX e VT4)

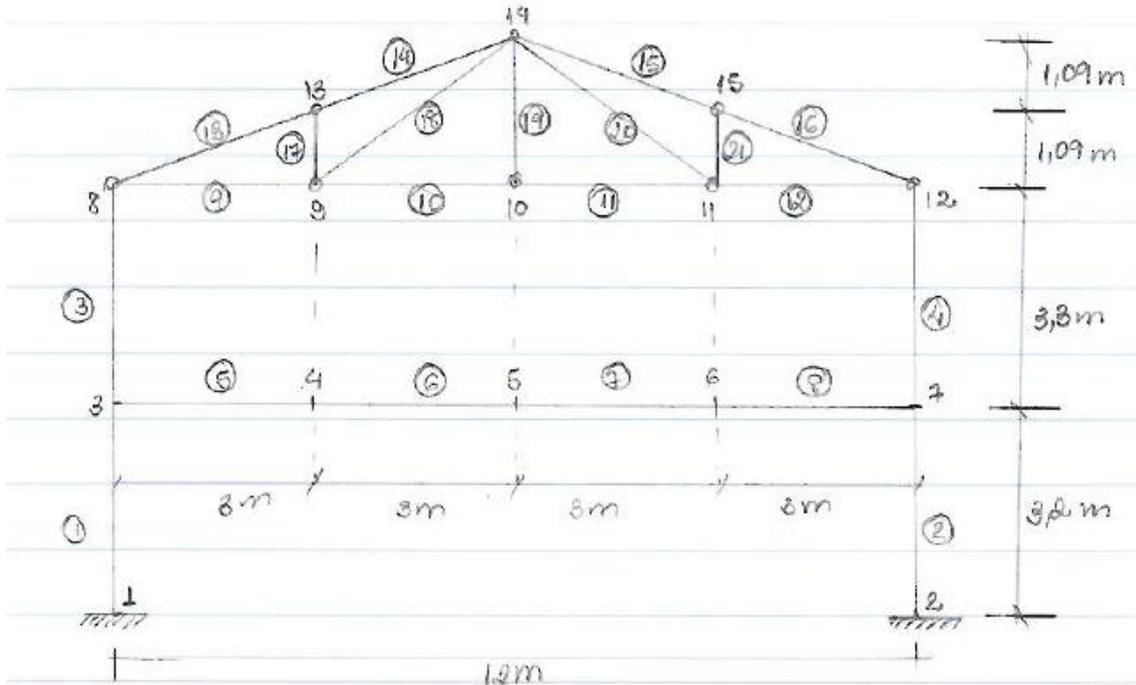


Figura 1 – Disposições construtivas

CP – 2º pavimento:

- Estrutura (vigamento metálico) = 0,37 kN/m<sup>2</sup>

- Revestimento = 0,5 kN /m<sup>2</sup>

- Forro falso = 0,2 kN /m<sup>2</sup>

- Laje 0,1 x 25 kN /m = 2,5 kN /m<sup>2</sup>

total: 3,57 kN /m<sup>2</sup>

- Paredes e janelas – entre 2-3 e 5-6 = 2 x 3,3 = 6,6 kN /m

- entre 3-4 e 4-5 = 2 x 3,3/2 + 0,2 x 3,3/2 = 3,63 kN /m.

CP – Cobertura:

- Forro = 0,2 kN /m<sup>2</sup>

- Telhas = 0,07 kN /m<sup>2</sup>

- Estrutura (tesoura treliçada, terças e mãos francesas) = 0,17 kN /m<sup>2</sup>

Total: 0,44 kN /m<sup>2</sup>

➤ resumo: cargas

Nó 4@6:  $3,57 \text{ kN/m}^2 \times 7\text{m} = 24,99 \text{ kN/m} \times 3 \text{ m} = 74,97 \text{ kN}$  (reação das vigas V2)

Nó 3 e 7:  $24,99 \text{ kN/m} \times 15 = 37,49 \text{ kN}$  (reação de V1) todos os eixos

Eixo 2,3,5 e 6:  $(6,6 + 3,63) \times 7/2 = 35,8 \text{ kN}$  janelas e paredes.

Eixo 4:  $3,63 \times 7 = 25,41 \text{ kN}$  janelas e paredes

Pilares:  $3,20 \times 1,15 = 3,68 \text{ kN}$

Total eixo 4:  $37,49 + 25,41 + 3,68 = 66,58 \text{ kN}$

Demais eixos:  $37,49 + 35,8 + 3,68 = 76,97 \text{ kN}$

Nó 9,10 e 11 (forro):  $0,20 \times 7 \times 3 = 4,2 \text{ kN}$

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

Nó 8, 12 (cobertura, forro, pila) =  $0,44 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 8,42 \text{ kN}$

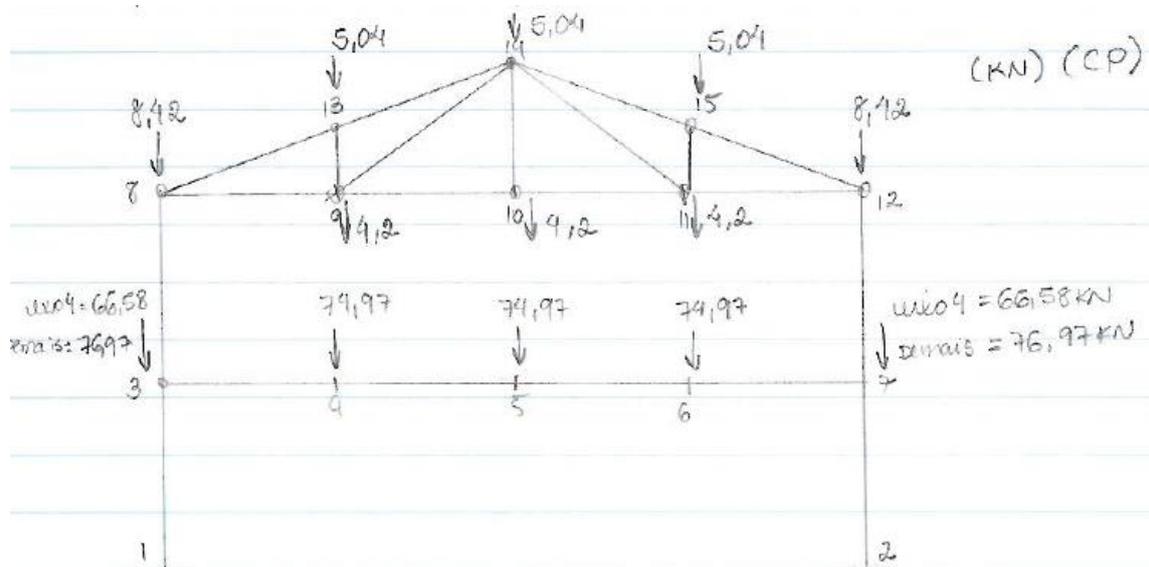


Figura 2 – Carga Permanente (CP)

SC – 2º pavimento:

- ABNT NBR 6120 –  $2 \text{ kN/m}^2$

- adicional devido a paredes divisórias móveis =  $1 \text{ kN/m}^2$

➤ carga nos nós 3 e 7 (v1) :  $(2+1) \times 7 \times 1,5 = 31,5 \text{ kN}$

➤ carga nos nós 4,5 e 6 (v2) :  $(2+1) \times 7 \times 3 = 63 \text{ kN}$

SC – cobertura

- NBR 8800 =  $0,25 \text{ KN/m}^2$  (projeção horizontal)

Nó 13,14 e 15 =  $0,25 \times 7 \times 3 = 5,25 \text{ KN}$

Nó 8 e 12 –  $0,25 \times 7 \times 1,5 = 2,63 \text{ KN}$

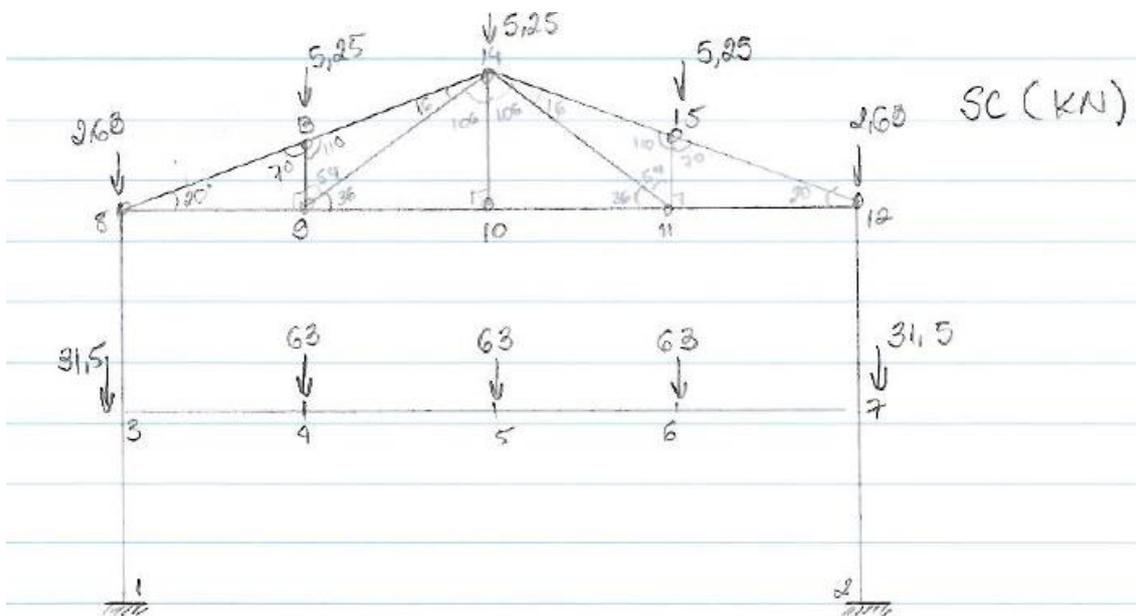


Figura 3 – Sobrecarga (SC)

Vento (transversal e longitudinal)

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

S1 ► falha topográfica = 1,0 (terreno plano)

S2 ► rugosidade ► categoria IV, classe B,  $Z = 6,5\text{m} - 0,76 \leq 5$

$$- 0,83 \leq 10$$

$$H \leq 5\text{m} \\ 0,43 \text{ KN/m}^2$$

$$V_k = 0,76 \times 1 \times 1 \times 35 = 26,6 \text{ m/s}$$

$$q = 0,613 \times 26,6^2 / 10^3 =$$

$$5\text{m} < h \leq 10\text{m} \\ V_k = 0,83 \times 35 = 29,05 \text{ m/s} \\ \text{KN/m}^2$$

$$q = 0,613 \times 29,05^2 / 10^3 = 0,52$$

S3 = 1,0 (grupo 02)

Para  $h \leq 5$  ►  $q_p = 0,43 \times 42/7 = 2,58$  KN/m

Para  $5m < h < 10m$  ►  $q_p = 0,52 \times 42/7 = 3,12$  KN/m

Coeficientes de forma  $C_e$ :

Paredes:  $\frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,541$

$$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 \therefore 2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$$

valores para  $C_e$ :

$$\alpha^\circ = 0^\circ \quad A1, B1, = -0,9 \quad A2, B2 = -0,4 \quad C = 0,7 \quad D = -0,3$$

$$\alpha^\circ = 90^\circ \quad A = +0,7 \quad B = -0,6 \quad C1 \text{ e } D1 = -0,9 \quad C2D2 = -0,5$$

$$C_{pe} \text{ médio} = -1,1$$

Telhado:  $\theta = 20^\circ$ ;  $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$

$$\alpha^\circ = 90^\circ \quad EF = -0,7 \quad GH = -0,5$$

$$\alpha^\circ = 0^\circ \quad EG = -0,8 \quad FH = -0,6$$

Coeficiente de pressão interna  $C_i$

- Considerar 2 fachadas igualmente permeáveis e as duas transversais impermeáveis :

$C_{pi} = +0,2$  (analisando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis)

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

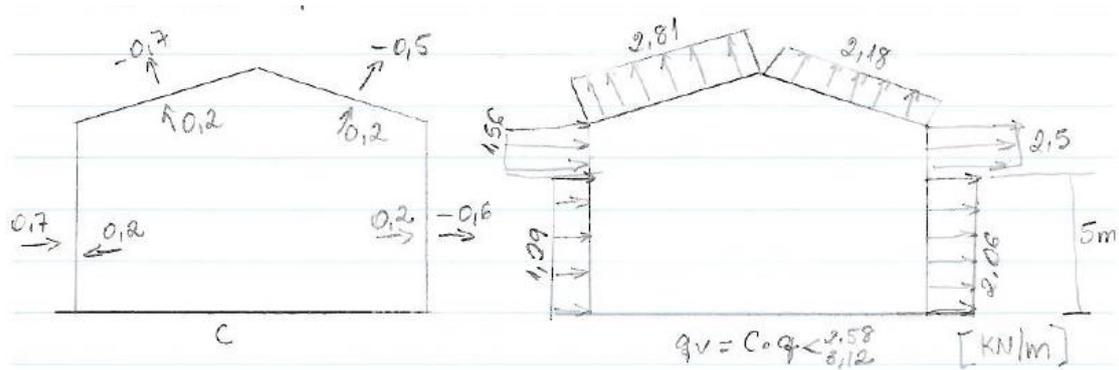
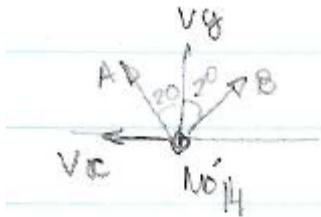


Figura 4 – Coeficientes de pressão

Decompondo as forças aplicadas nos nós da treliça e decompondo-as nas direções vertical e horizontal, temos:



$$A = 2,81 \times \frac{(6/\cos 20^\circ)}{4} = 4,49 \text{ KN}$$

$$B = 2,18 \times \frac{6,39}{4} = 3,47 \text{ KN}$$

Figura 5 – Nó 14

$$V_x = 4,49 \sin 20^\circ - 3,47 \sin 20^\circ = 0,34 \text{ kN} \quad V_y = 4,49 \cdot \cos 20^\circ + 3,47 \cdot \cos 20^\circ = 7,49 \text{ kN}$$

➤ Nó 13  $A = 2,81 \times \frac{(6/\cos 20^\circ)}{2} = 8,97$

$$V_y = 8,97 \times \cos 20^\circ = 8,43 \text{ KN}$$

$$V_x = 8,97 \times \sin 20^\circ = 3,07 \text{ KN}$$

➤ Nó 8  $A = 2,18 \times \frac{(6/\cos 20^\circ)}{4} = 4,49 \text{ KN}$

$$V_y = 4,49 \cdot \cos 20^\circ = 4,22 \text{ KN}$$

$$V_x = 4,49 \cdot \sin 20^\circ = 1,53 \text{ KN}$$

➤ Nó 15  $A = 2,18 \times \frac{(6/\cos 20^\circ)}{2} = 6,95 \text{ KN}$

$$V_y = 6,54 \text{ KN}$$

$$V_x = 2,38 \text{ KN}$$

➤ Nó 12  $A = 2,18 \times \frac{(6/\cos 20^\circ)}{4} = 3,27$

$$V_y = 3,27 \text{ KN}$$

$$V_x = 1,19 \text{ KN}$$

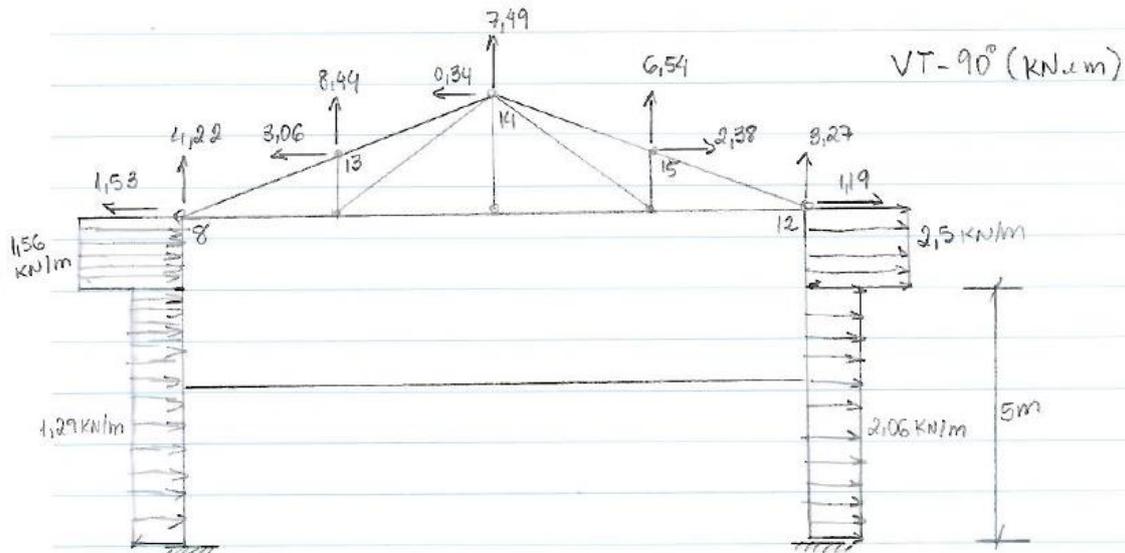


Figura 6 – Hipótese 1 – vento da esquerda p/ direita (VT+)

Considerar para hipótese 2 – figura da hipótese 1 esquerda com o vento da direita para esquerda (VT-)

2. Pré-dimensionar as barras que compõe os pórticos internos.

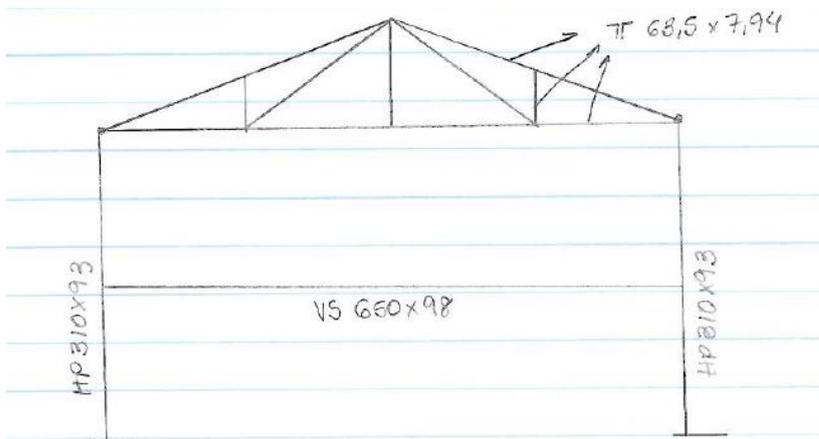


Figura 7 – Pré-dimensionamento das barras

Propriedades:

L 63,5 x 7,94 (7,44Kg/m) ASTM A 36  
 $B = 63,5\text{mm}$   $t = 7,94\text{mm}$   $X_g = Y_g = 18,8\text{mm}$   $A_g = 9,48\text{cm}^2$   $I_{x1} = I_{y1} = 35\text{cm}^4$   
 $W_{x1} = W_{y1} = 7,87\text{cm}^3$   $R_{x1} = R_{y1} = 1,93\text{cm}$   $r_{\min}$   $r_y = 1,24\text{cm}$   $I_y = 129,2$   $I_x = 58,3$

Vs 650x98 (84,4Kg/m) Usicivil 300  
 $D = 650\text{mm}$   $bf = 300\text{mm}$   $h = 625\text{mm}$   $tw = 8\text{mm}$   $tf = 12,5\text{mm}$   $A_g = 107,5\text{cm}^2$   
 $I_x = 92487\text{cm}^4$   $w_x = 2846\text{cm}^3$   $R_x = 27,2\text{cm}$   $Z_x = 3172\text{cm}^3$   $I_y = 5628\text{cm}^4$   
 $W_y = 375\text{cm}^3$   $r_y = 6,71\text{cm}$   $z_y = 573\text{cm}^3$   $j = 49,9\text{cm}^4$   $C_w = 5715088\text{cm}^6$

HP 310x93 (93kg/m) A572 – Gr50  
 $D = 303\text{mm}$   $bf = 308\text{mm}$   $tw = 13,1\text{mm}$   $tf = 13,1\text{mm}$   $h = 277\text{mm}$   
 $A_g = 119,2\text{cm}^2$   $I_x = 19682\text{cm}^4$   $W_x = 1299\text{cm}^3$   $r_x = 12,85\text{cm}$   $Z_x = 1450,3\text{cm}^3$   
 $I_y = 6387\text{cm}^4$   $W_y = 414,7\text{cm}^3$   $R_y = 7,32\text{cm}$   $Z_y = 635,5\text{cm}^3$   
 $C_m = 1340320\text{cm}^6$

3. Obter todas as combinações últimas de ações possíveis, visando a análise estrutural pelo 5.5.2.106.3. Adotar as ações agrupadas, conforme 4.3.2.3.2(pag.66) levando em conta os fatores de combinação.

CP; CP + SC; CP + VT+; CP + VT-; CP + SC + VT+; CP + SC + VT-

- Hipótese 1 – CP com imperfeições geométricas e de material  $E=160000\text{Mpa}$

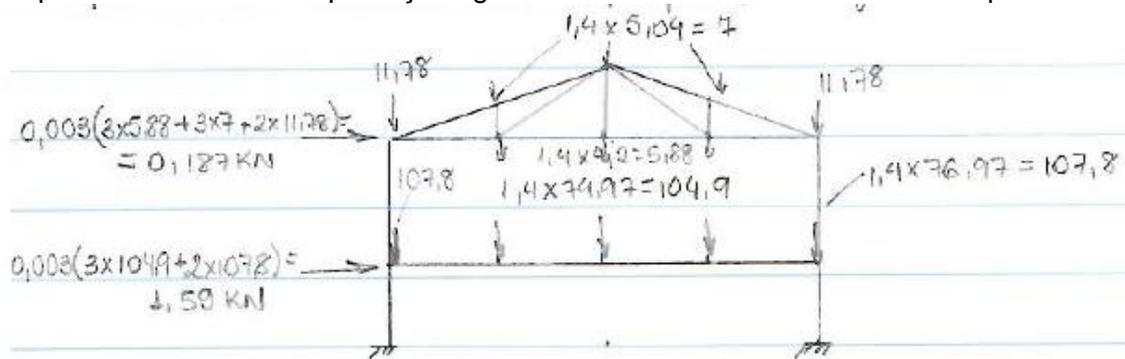


Figura 8 – 1,4 x CP [kN]

- Hipótese 2 – CP + SC com imperfeições geométricas e de material

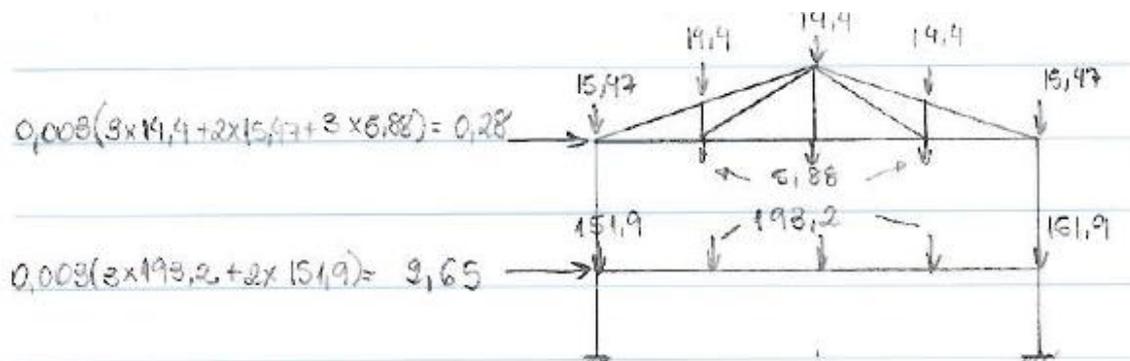


Figura 9 – 1,4 x (CP+SC) [kN]

- Hipótese 3 – CP + VT±, com imperfeições de material

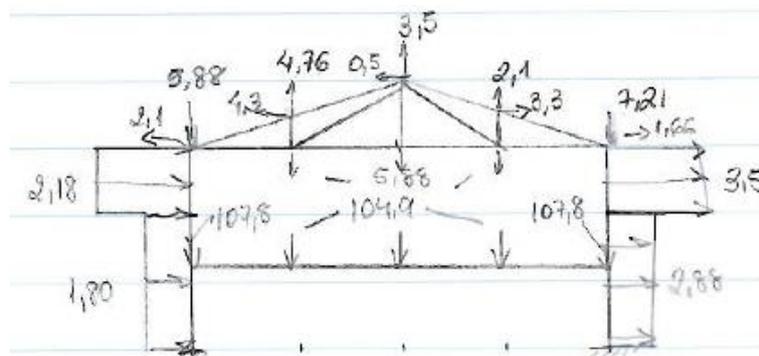


Figura 10 – 1,4 (CP+VT±) [kN]

-Hipótese 4 – CP favorável à segurança + VT± com imperfeições de material

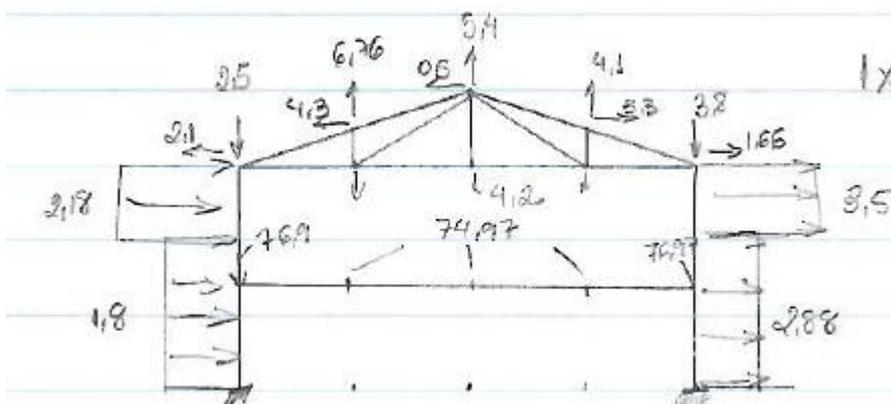


Figura 11 – 1x CP+1,4 VT± [KN]

- Hipótese 5 – CP + SC + VT±. Com imperfeições de material.

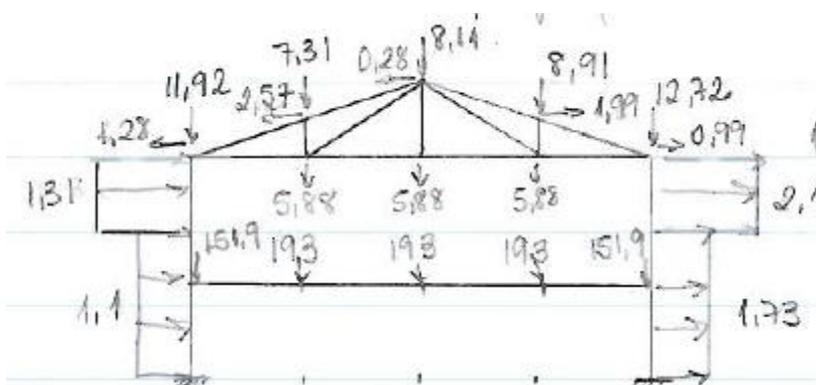


Figura 12 – 1,4 (CP+SC+0,6VT±) [KN]

4. Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para a combinação última de ações correspondentes a combinação 5 do capítulo 5 (hipótese 5) e obter o máximo esforço solicitante de cálculos nas barras. Verificar com base na sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, se o procedimento usado para análise estrutural é válido.

$$M_{sd} = B1 \cdot M_{nt} + B2 \cdot M_{lt}$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B2 \cdot N_{lt}$$

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

Se o maior  $B_2 < 1$ ,  $\Rightarrow$  pequena deslocabilidade.

Se o maior  $1,1 < B_2 < 1,4$ ,  $\Rightarrow$  média deslocabilidade.

Se o maior  $B_2 > 1,4$ ,  $\Rightarrow$  grande deslocabilidade.

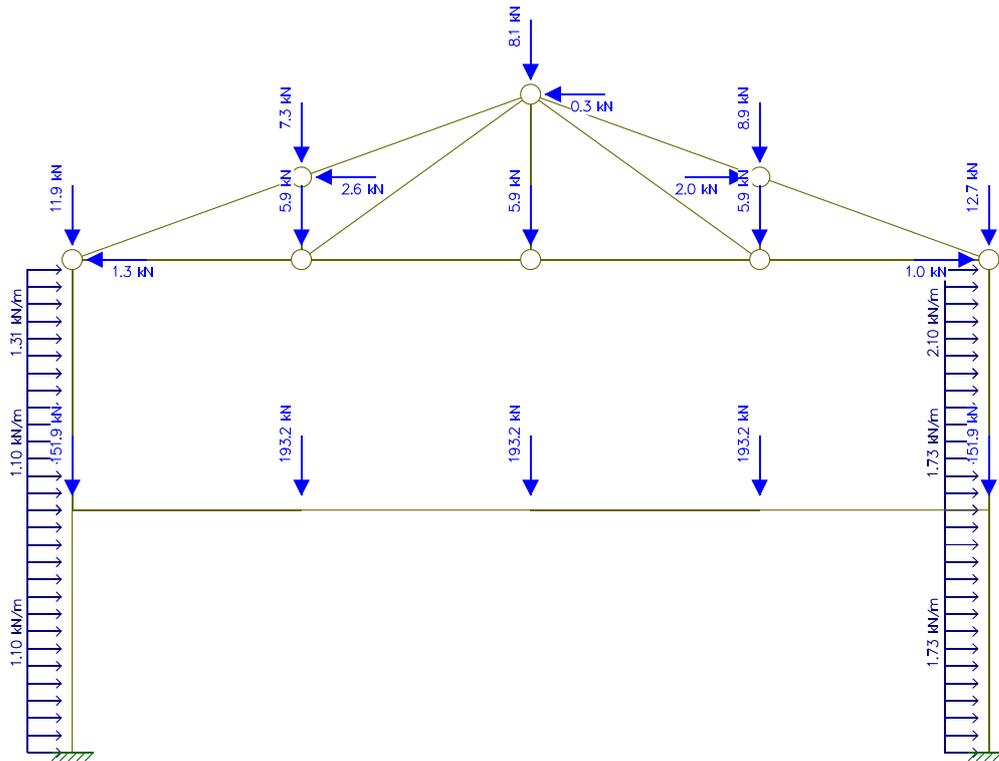


Figura 13 – Carregamento (kN e m)

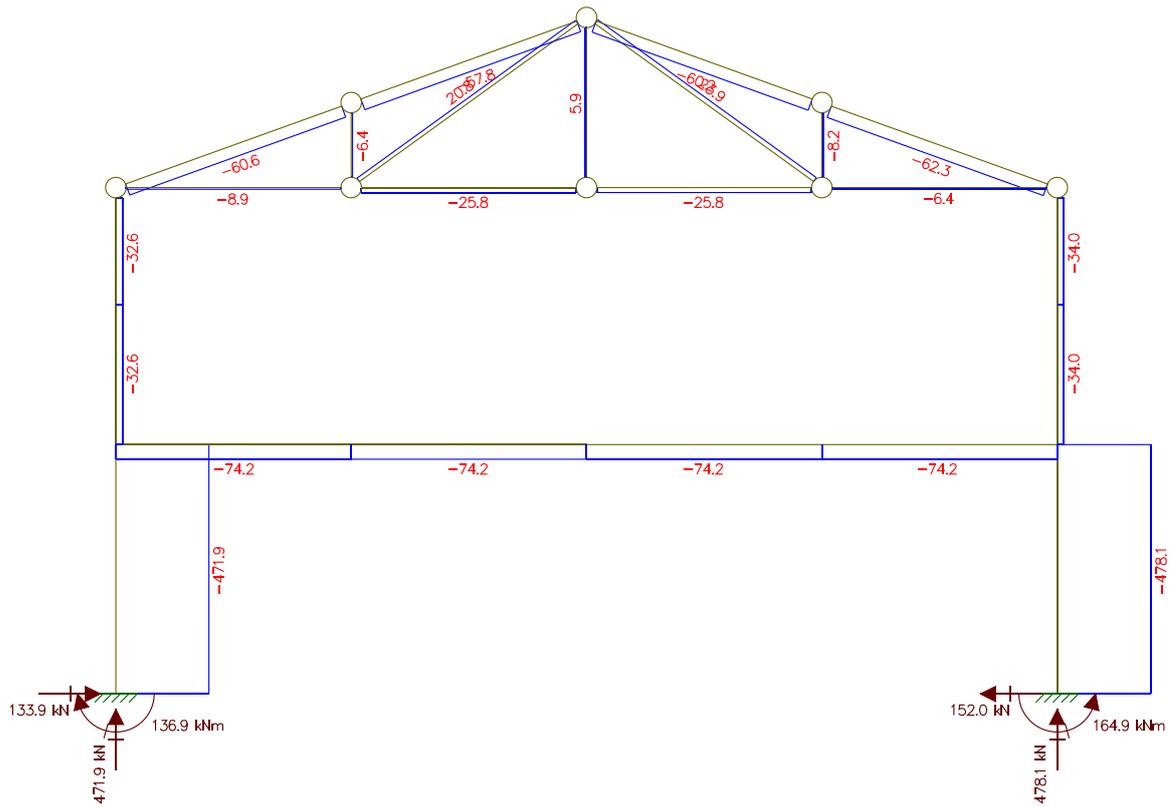


Figura 14 – Diagrama de força axial (kN) (-compressão e + tração)

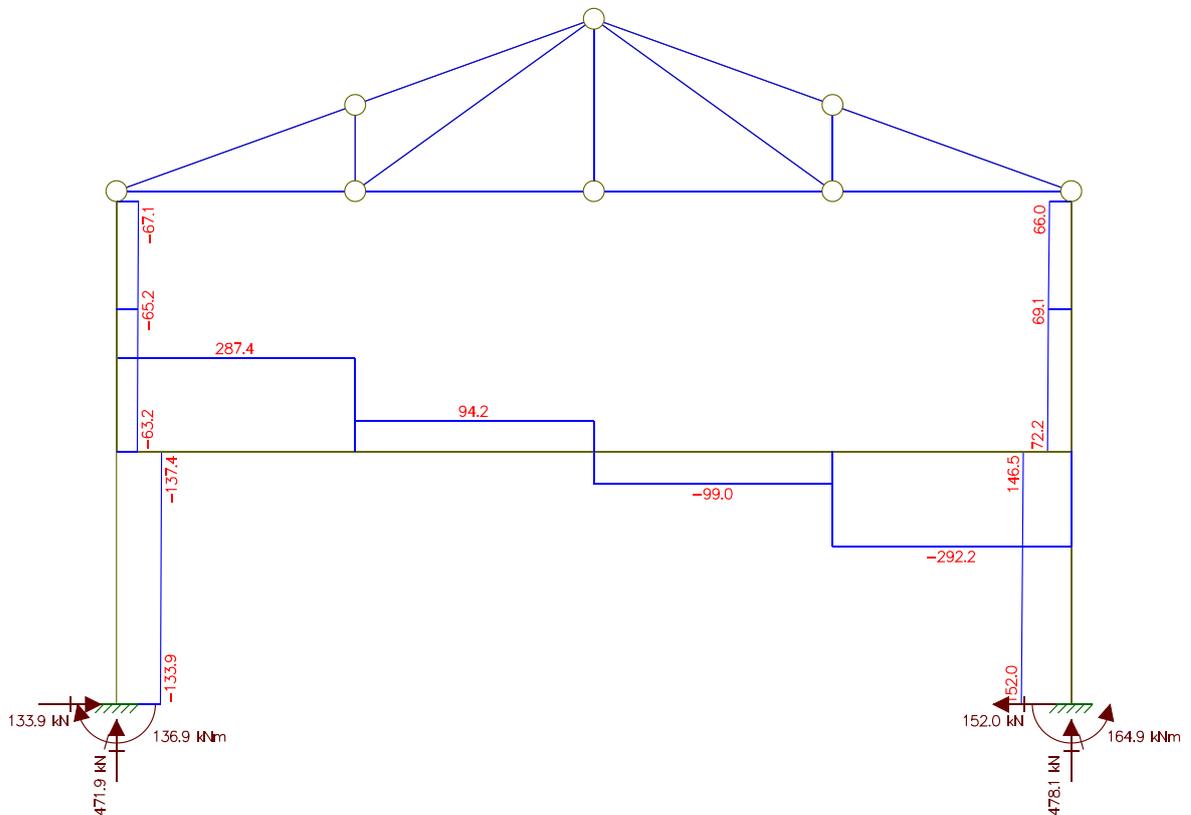


Figura 15 – Diagrama de força cortante (kN)

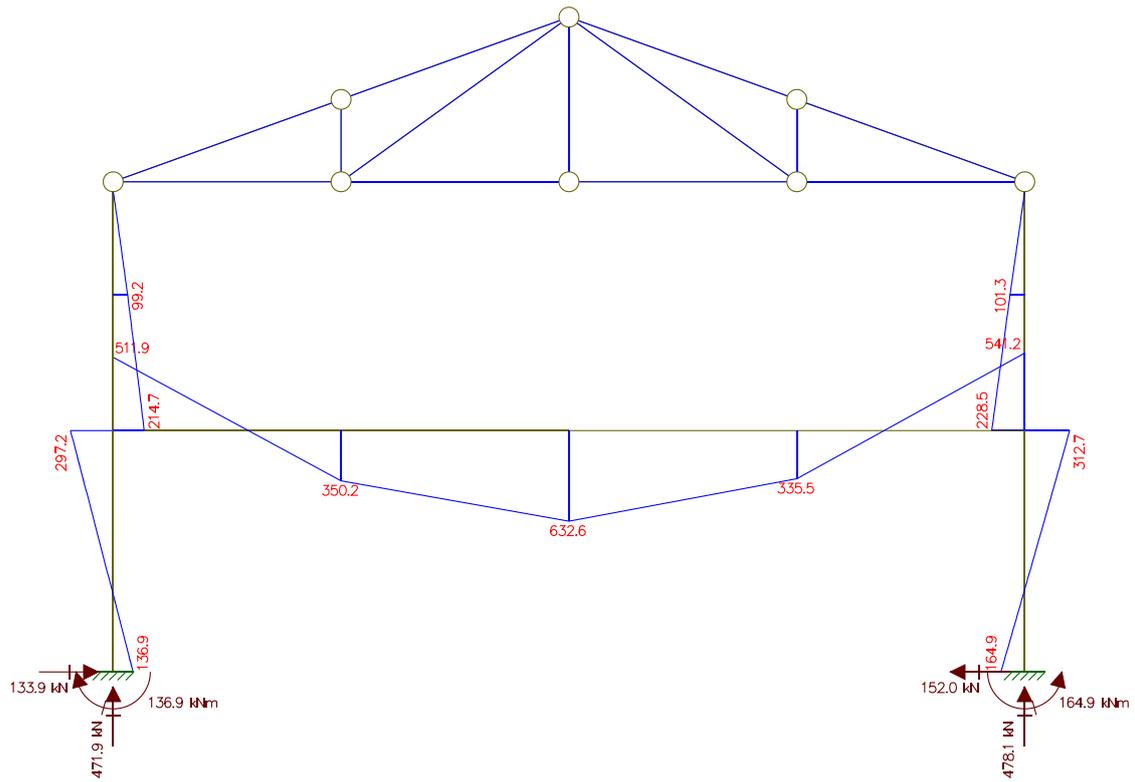


Figura 16 – Diagrama de Momento Fleter (kNm)

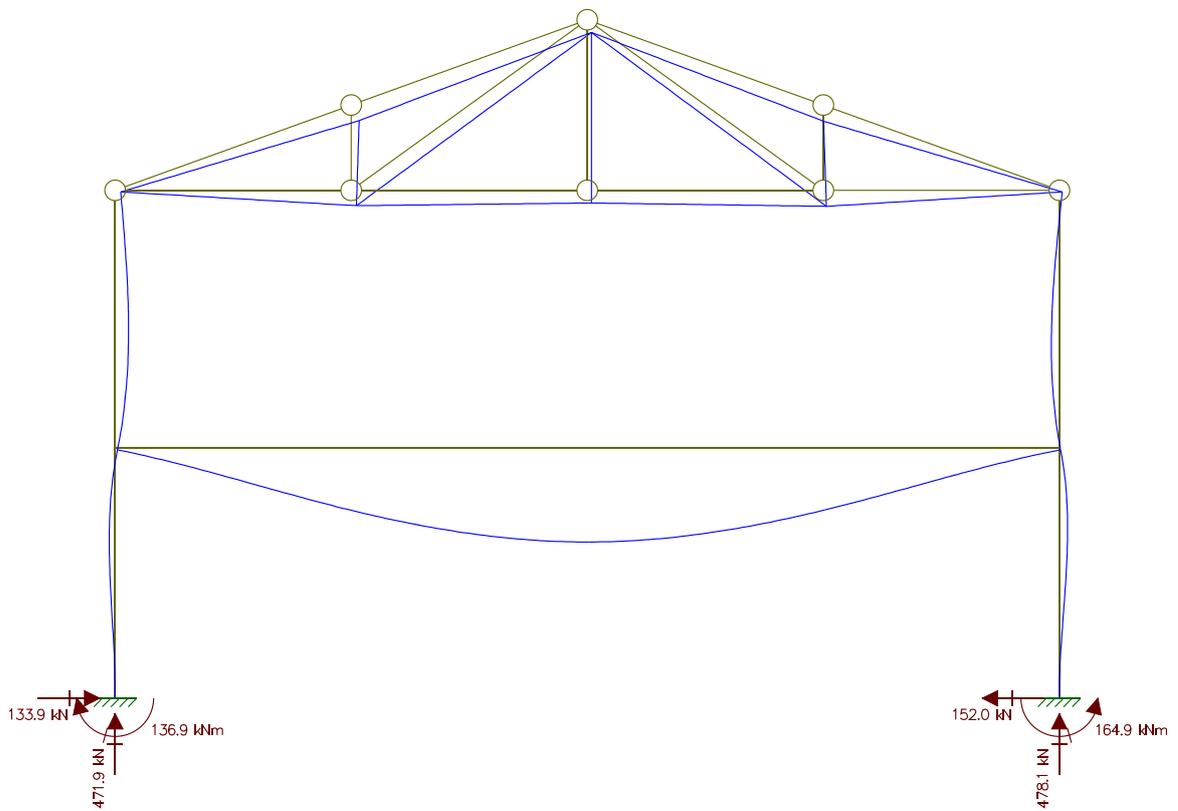


Figura 17 – Deslocamento

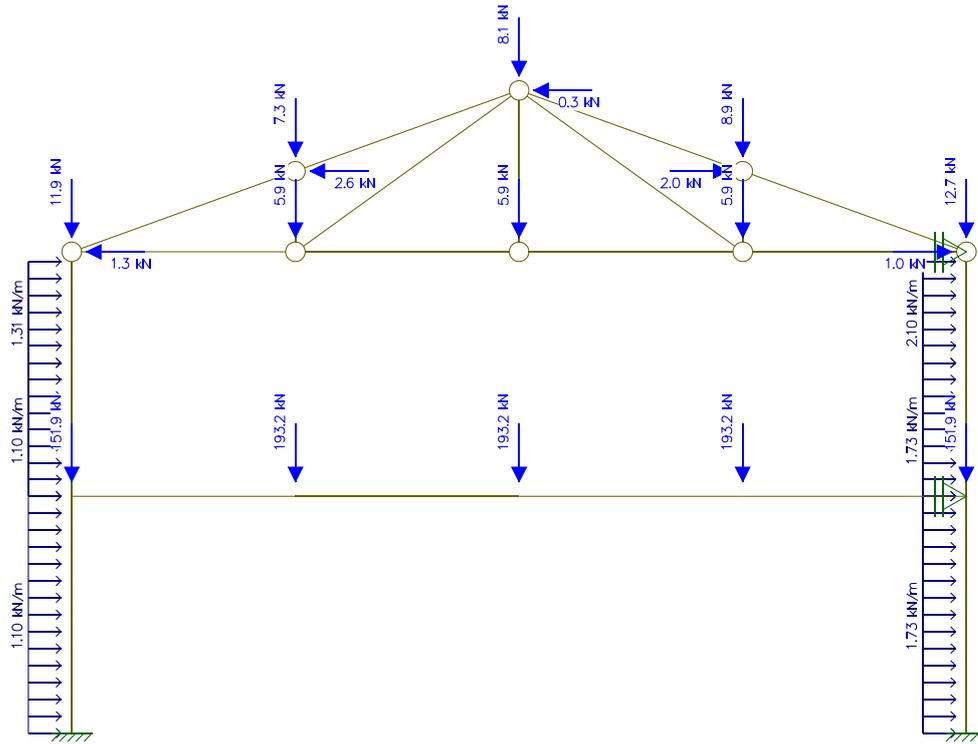


Figura 18 – Estrutura nt (kN)

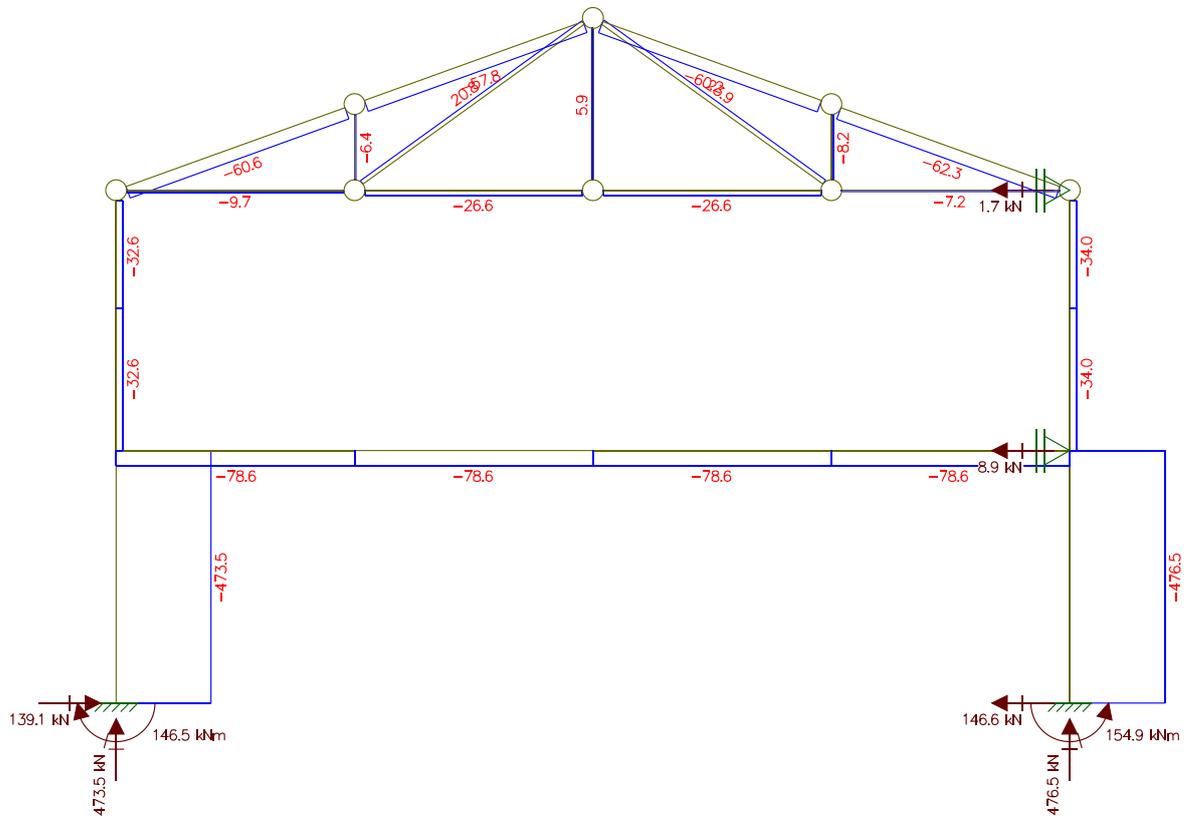


Figura 19 – Diagrama de força axial (kN) (-compressão e + tração) - estrutura nt

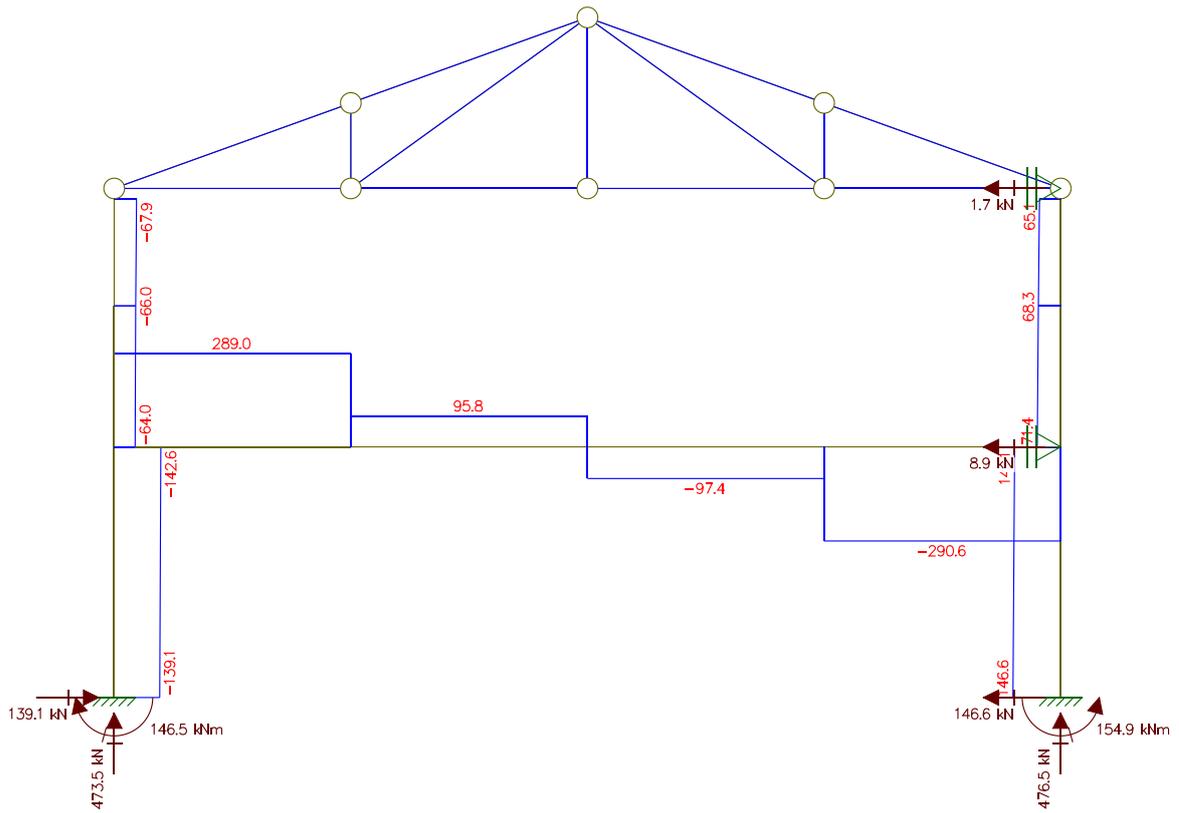


Figura 20 – Diagrama de força cortante (kN) - estrutura nt

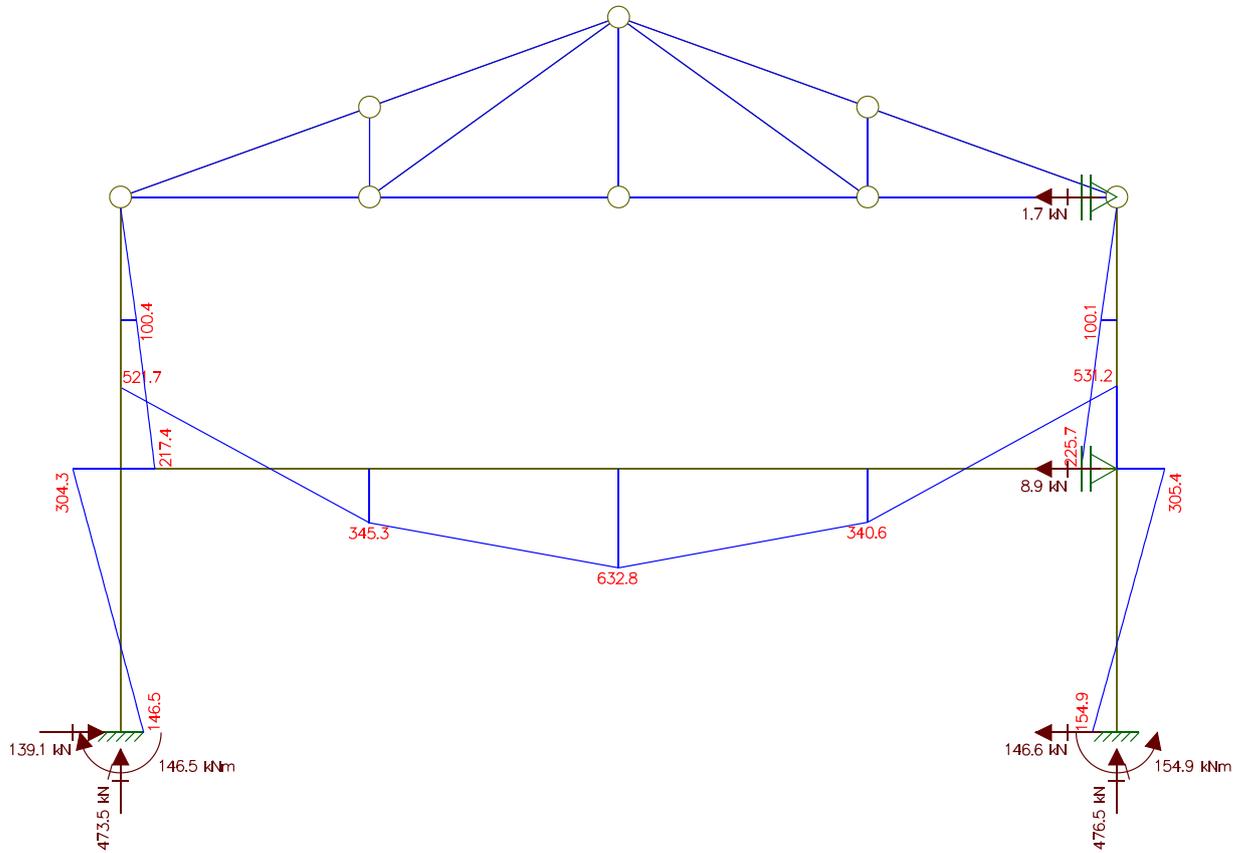


Figura 21 – Diagrama de momento fletor (kNm) - estrutura nt

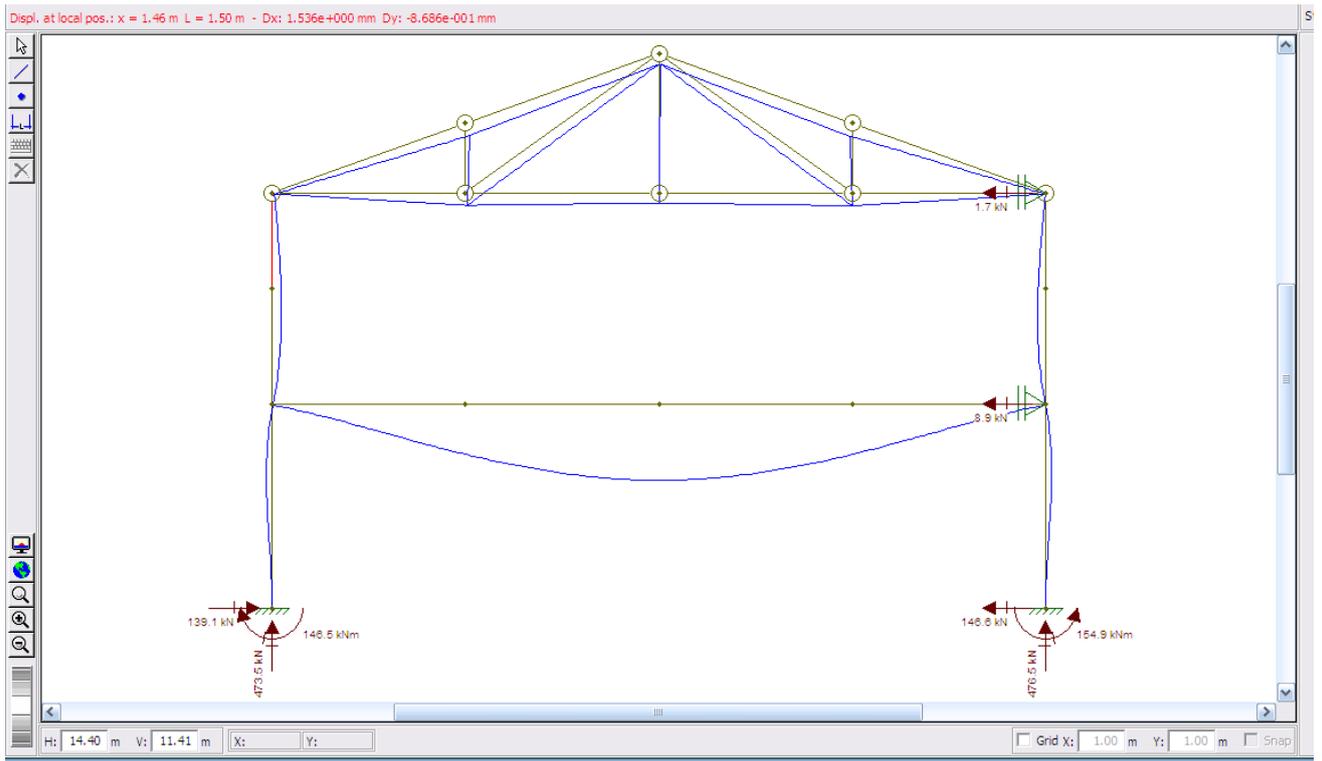


Figura 22 – Deslocamento - estrutura nt

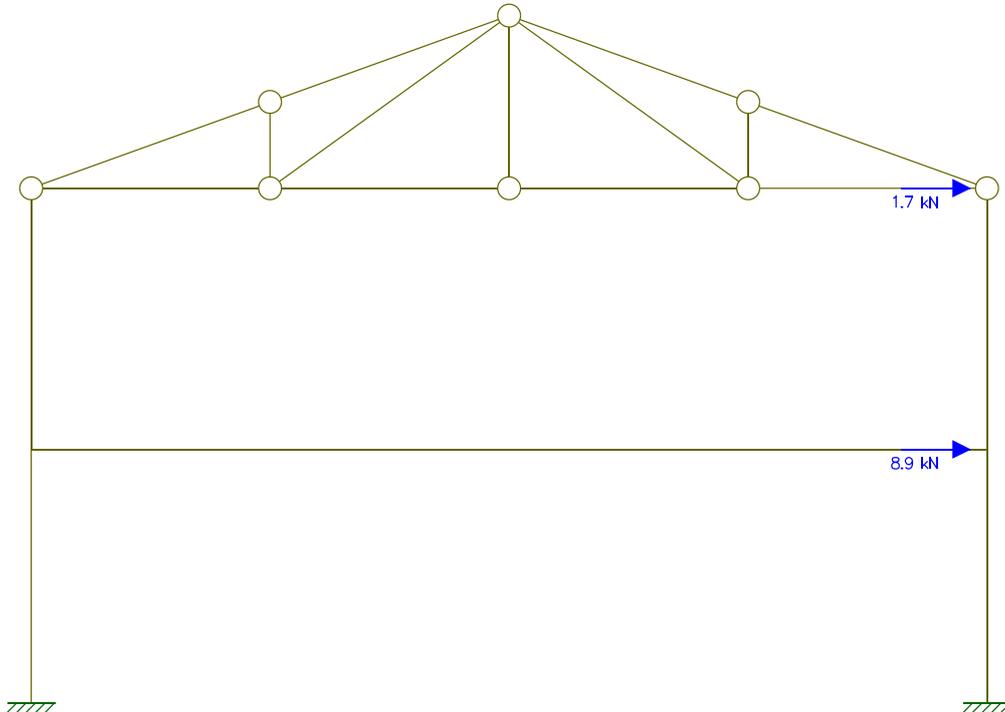


Figura 23 – Estrutura It (kN)

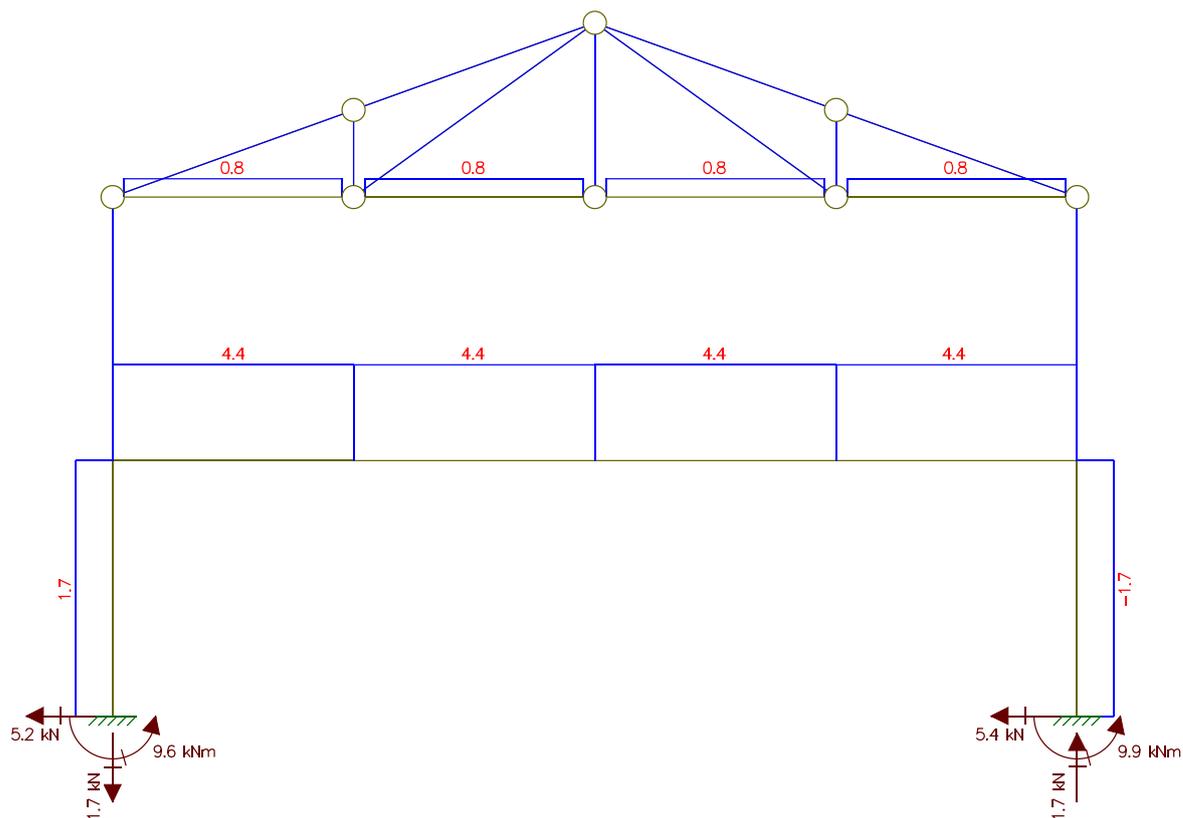


Figura 24 – Diagrama de força axial (kN) (-compressão e + tração) - estrutura It

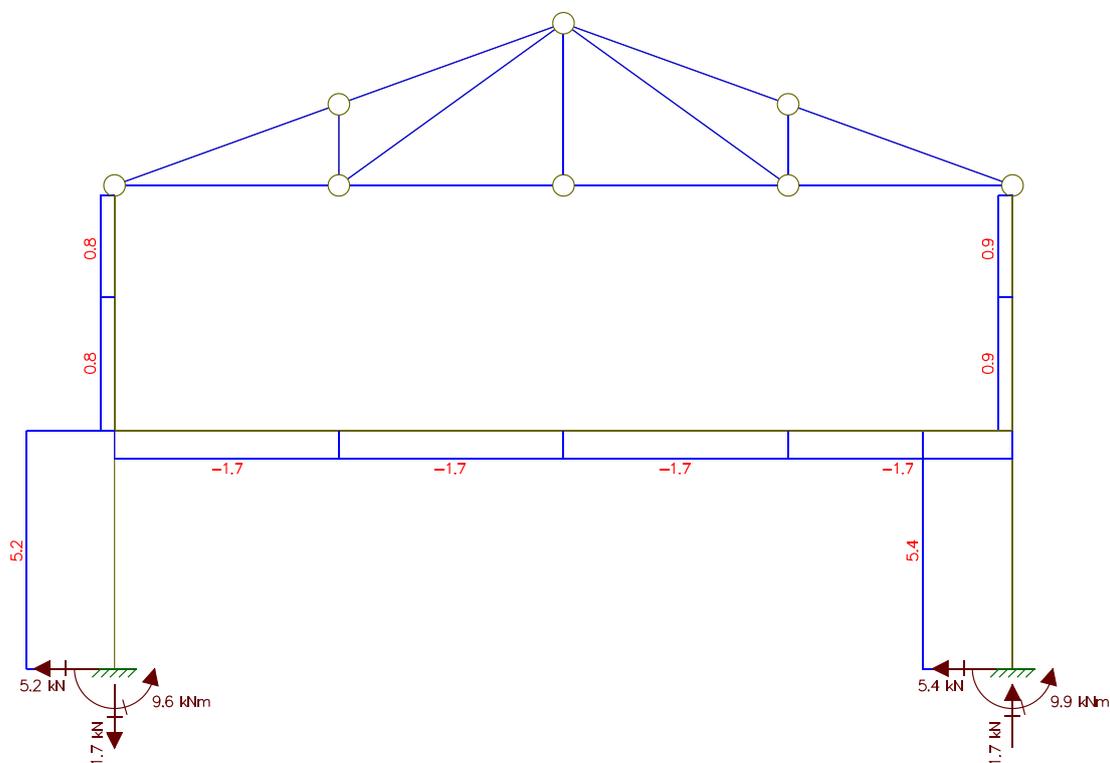


Figura 25 – Diagrama de força cortante (kN) - estrutura It

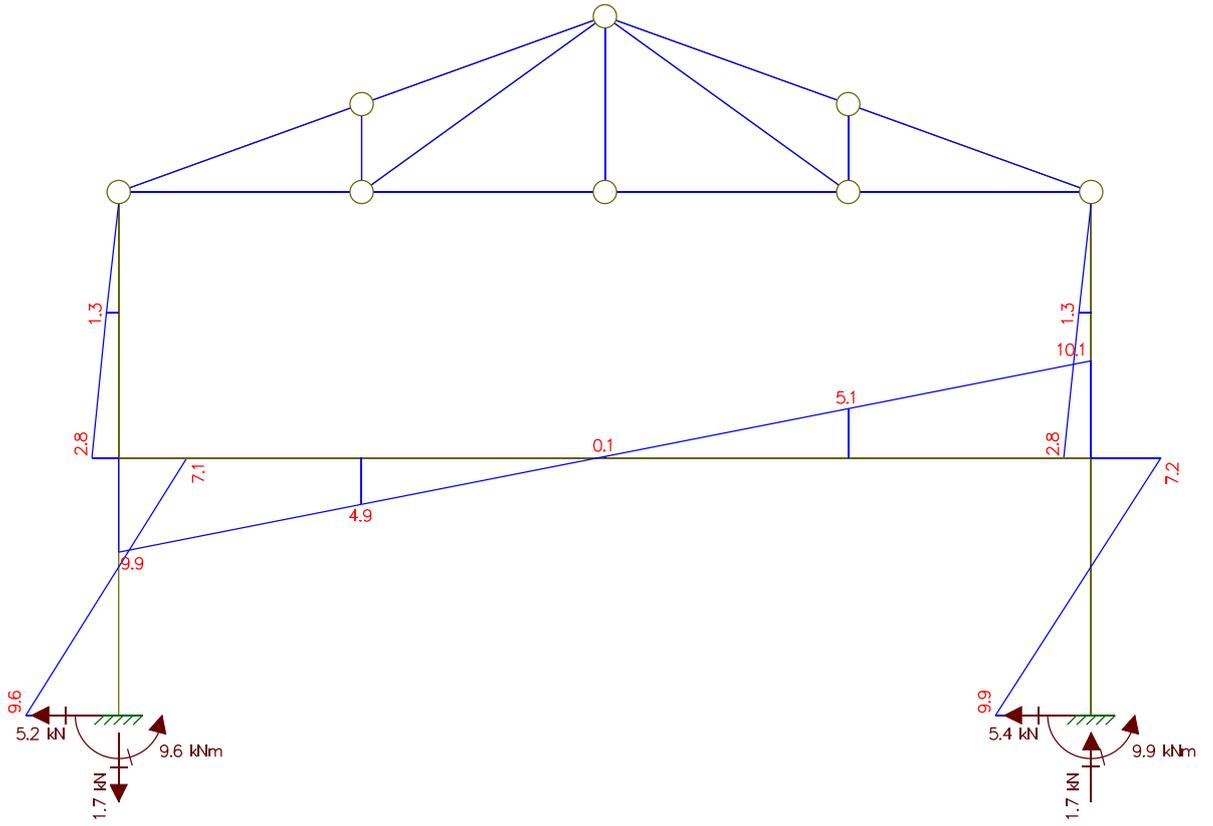


Figura 26 – Diagrama de momento fletor (kNm) - estrutura It

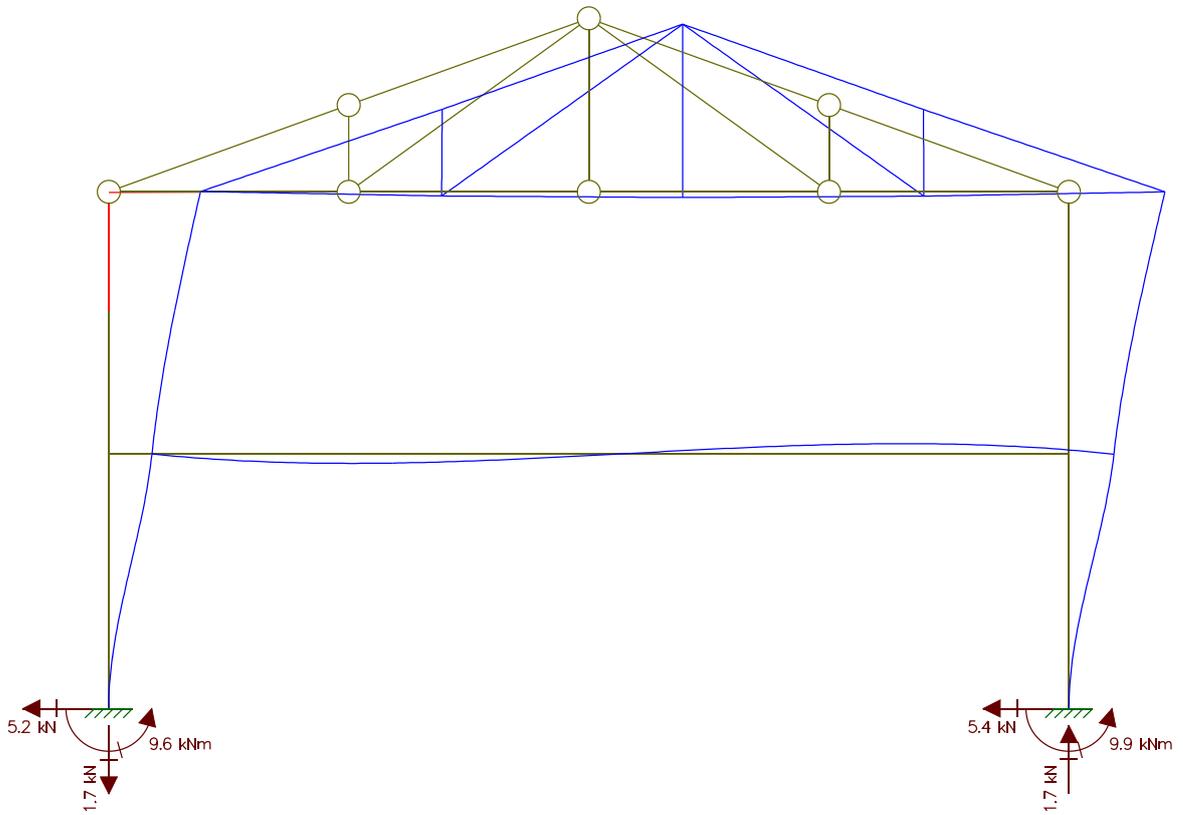


Figura 27 – Deslocamento - estrutura It

➤ Valores de B1.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0$$

Cm = 1 Se houver forças transversais entre as extremidades da barra;

Senão Cm = 0,6 – 0,4 M1/M2

Barra	Cm	Nsd = Nnt + Net	$N_e = \frac{\pi^2 * 0,8 * (EI)}{L^2}$	B1
1	1	-473,5 + 1,7 = -471,8	30352	1,01
2	1	-476,5 – 1,7 = -478,2	30352	1,01
3	1	-32,6 + 0 = -32,6	28540	1,00
4	1	-34 + 0 = -34	28540	1,00
5	1	-78,6 + 4,4 = -74,2	162277	1
6	1	-78,6 + 4,4 = -74,2	162277	1
7	1	-78,6 + 4,4 = -74,2	162277	1
8	1	-78,6 + 4,4 = -74,2	162277	1
9	0,6	-9,7 + 0,8 = -8,9	174,6	0,63 → 1
10	0,6	-26,6 + 0,8 = -25,8	174,6	0,7 → 1
11	0,6	-26,6 + 0,8 = -25,8	174,6	0,7 → 1
12	0,6	-7,2 + 0,8 = -6,4	174,6	0,62 → 1
13	0,6	-60,6 + 0 = -60,6	154,2	0,99 → 1
14	0,6	-57,8 + 0 = -57,8	154,2	0,96 → 1
15	0,6	-60,2 + 0 = -60,2	154,2	0,98 → 1
16	0,6	- 62,3 + 0 = -6,4	154,2	1
17	0,6	-6,4 + 0 = -6,4	1322	1
18	0,6	+20,8 + 0 = +20,8	-	1
19	0,6	+5,9 + 0 = +5,9	-	1
20	0,6	+23, 9 + 0 = +23,9	-	1
21	0,6	-8,2 + 0 = -8,2	1322	1

- Valores de coeficiente B2

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_h \sum N_{sd}}{R_s h \sum H_{sd}}}$$

Andar	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$	H	$\sum N_{sd}$	$\sum H_{sd}$	B2
1	0,06721	0,06721	320	950 <sup>(1)</sup>	10,6	1,02 <sup>(1)</sup>
2	0,1428	0,0756	330	66,6 <sup>(2)</sup>	1,7	1,00 <sup>(2)</sup>

- (1) = 151,9 x 2 + 193,2 x 3 = 883,4 kN + 11,9 + 7,3 + 8,1 + 8,9 + 12,7 + 5,9 x 3 = 950 kN
- (2) = 11,9 + 7,3 + 8,1 + 8,9 + 12,7 + 5,9 x 3 = 66,6      RS = 1

Como B2 = 1,01 e < 1,1 a estrutura é de pequena deslocabilidade.

Basta que seja feita uma análise de 1ª ordem com Momentos Fletores multiplicados por B1.

Considerar o efeito das imperfeições geométricas em todas as ações ou fazer a de 2ª ordem, levando em conta imperfeições geométricas exceto nas combinações de ações que atuem outras forças laterais e se despreza o efeito das imperfeições de material.

- Valores dos esforços solicitantes de cálculo:

Devido aos coeficientes B2 = 1,01 e B1 > 1 apenas nas treliças, nos valores usados na verificação dos estados-limites últimos da estrutura serão os mesmos obtidos nos gráficos de esforços da análise de 1ª ordem.

5. Dimensionar as barras da treliça que estão submetidas à tração dos pórticos, sabendo que terão ligação soldada por uma das abas. Considerar estados limites últimos e de serviço.

▮ 63,5 x 7,94 ► Barras tracionadas - (18) + 20,8 kN ; (19) + 5,9 kN;

Comprimentos: 3,7084m (18 e 20), 2,18(19)

(20) + 23,9 kN

- Verificando chapas espaçadoras:

$$\frac{l}{(r_{min})} \leq 300 \text{ (distância entre chapas espaçadoras)}$$

1 cantoneira

$$l \leq 300 \times 1,24 \quad 371 \leq 372 \text{ cm}$$

O comprimento das Barras 18 e 20 são 3,71. A favor da segurança será considerado 1 chapa espaçadora no meio de cada barra da treliça.

➤ Aço estrutural:

ASTM A36 ►  $f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ KN/cm}^2$  ;  $f_u = 400 \text{ MPa} = 40 \text{ KN/cm}^2$

$$N_{t,sd} \leq \begin{cases} \frac{A_g \cdot f_y}{1,10} \text{ ► escoamento da seção bruta.} \\ \frac{A_e \cdot f_u}{1,35} \text{ ► ruptura da seção líquida.} \end{cases}$$

$$A_g = 2 \times 9,48 = 18,96 \text{ cm}^2$$

$$A_e = C_t \cdot A_n \quad \text{para L soldado} \quad A_n = A_g$$

$$C_t = 1 - \frac{ec}{lc} \quad 1 - \frac{1,88}{12} = 0,84$$

$$0,6 < 0,84 < 0,9 \text{ – ok}$$

$$A_e = 0,84 \times 18,96 = 15,99 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,rd} = \frac{18,96 \times 25}{1,10} = 430,9 \text{ Kn}$$

$$N_{t,rd,,} = \frac{15,99 \times 40}{1,35} = 473,8 \text{ Kn}$$

$$N_{t,sd,18} = 20,8 \text{ Kn} <$$

$$N_{t,sd,19} = 5,9 \text{ KN} < \{N_{t,rd} = 430,9 \text{ Kn} \quad \text{Ok}$$

$$N_{t,sd,20} = 23,9 \text{ KN} <$$

➤ esbeltez

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r_{\min}} = \frac{370,84}{1,93} = 192,1 < 300 \text{ \{condição atendida p/ barras 18 e 20}$$

$$\lambda_{\max} = \frac{218}{1,93} = 112,9 < 300 \text{ \{condição atendida p/ barra 19}$$

O raio de giração mínimo da cantoneira dupla é igual ao raio de giração aos eixos x1 e y1 tabelados de 1L.

➤ conclusão: as barras 1L 63,5 x 8 atendem aos esforços de tração na treliça. usar 1 chapa espaçadora.

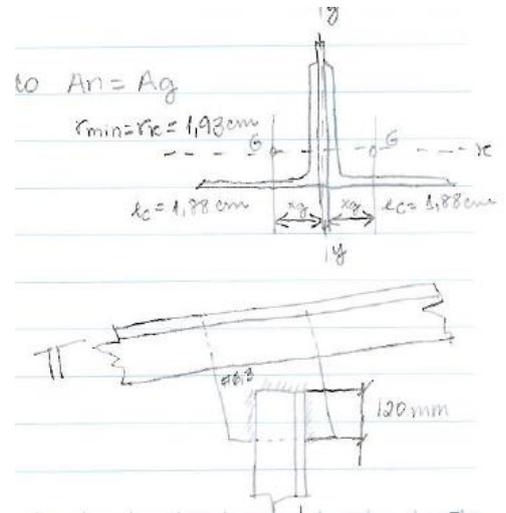


Figura 28 – Detalhe da ligação

6. Dimensionar barras comprimidas da treliça dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras se necessárias. Considerar estados últimos de serviço.

Barras comprimidas:

9 @ 12 - Maior esforço = 25,8 KN ; comprimento = 300cm

13 @ 16 - Maior esforço = 62,3 KN ; comprimento = 319,188 cm

O dimensionamento será feito pela barra 16.

➤ Propriedades geométricas importantes:

$$A_g = 2 \times 48 = 18,96 \text{ cm}^2 \quad r_g = 1,88$$

$$I_x = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}^4 \quad r_x = 1,93 \text{ cm (} = a_{ex1} \text{ de 1 cantoneira)}$$

$$I_y = 2 \times (I_{cg} + \sum A_i Y_{cg}^2)$$

$$I_y = 2 \times [35 + 9,48 (1,88 + \frac{0,635}{2})^2] = 161,55 \text{ cm}^4$$

$$R_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \quad r_y = \sqrt{\frac{161,55}{18,96}} \quad r_y = 2,92 \text{ cm}$$

➤ Força axial de compressão resistente de cálculo:

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

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

➤ Flambagem local (Q)

Elemento AL – Grupo 3

$$(b/t)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad : \quad 0,45 \cdot \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 12,73$$

$$b/t = \frac{63,5}{8} = 7,94 < 12,73 \quad Q_s = Q = 1,0$$

$$Q_a = 1$$

➤ Instabilidade global ( X – fator de redução)

Para encontrar X, precisa-se do valor de  $\lambda_0$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot fy}{Ne}}$$

➤  $N_{ex}$  e  $\lambda_x$  (Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação x)

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(KxLx)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 70}{(1 \times 319,2)^2} = 135,6kN$$

$$\lambda_x = \frac{KxLx}{rx} = \frac{319,2}{1,93} = 165,4 < 200 \blacktriangleright \text{ok}$$

$$\lambda_{lim} = \sqrt{\frac{2,27 \times \pi^2 \times 200.000}{250}} \cong 133,8 < 165,4 \blacktriangleright \text{flambagem ocorre em regime elástico.}$$

➤  $N_{ex}$  e  $N_{ez}$  (força de flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo y e esbeltez correspondente)

\* Seção monossimétrica:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2[1-(Y_0/ro)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey} \cdot N_{ez} [1-(Y_0/ro)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(KyLy)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 165,77}{(1 \times 319,2)^2} = 321,12kN$$

$$N_{ez} = \frac{1}{Ra^2} \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(KzLz)^2} + GJ \right]$$

$C_w = 0$  (seção similar à seção T)

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2[6,35 \times 0,794 + (6,35 - 0,794) \cdot 0,794^3] = 3,97cm^4$$

$$R_o = \sqrt{Rx^2 + Ry^2 + Xo^2 + Yo^2} \quad X_o = 0$$

$$Y_o = rg_{1cont.} = 1,88 - 0,794/2 = 1,483$$

$$R_o = \sqrt{1,93^2 + 2,92^2 + 0 + 1,483^2} = 3,8cm$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,8^2} \left[ \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 0}{(KzLz)^2} + 7.700 \times 3,97 \right] = 2.117kN$$

$$N_{eyz} = \frac{321,15 + 2.117}{2[1-(1,483/3,80)^2]} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 321,15 \times 2.117 [1-(1,483/3,80)^2]}{(321,15 + 2117)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 312,89 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{E \cdot Ag}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20.000 \cdot 18,96}{312,89}} = 107,8 < 200 \blacktriangleright \text{ok}$$

➤ Valores de  $N_e$ ,  $\lambda_0$  e  $x$

$N_e = N_{ex} = 135,6 \text{KN}$  (menor valor entre  $N_{ex}$  e  $N_{eyz}$ )

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot fy}{N_e}} = \sqrt{\frac{1(18,96 \times 25)}{135,6}} = 1,87$$

Tabela 7.1 ➤  $X = 0,251$

➤ Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{e,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot Ag \cdot fy}{\gamma_{a1}} = \frac{0,251 \cdot 1 \cdot 18,96 \cdot 25}{1,10} = 108,15 \text{Kn} > N_{c,Sd} = 62,3 \text{Kn} \quad \underline{\text{ok}}$$

➤ Chapas espaçadoras

$$\left(\frac{l}{R_{min}}\right) \leq \frac{1}{2} \left(\frac{Kl}{r}\right) \qquad \frac{l}{1,24} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{319,188 \times 1}{1,93}\right) \qquad l \leq 102,5 \text{ cm}$$

$$\frac{319,2}{102,5} = 3,11 \blacktriangleright 4 \text{ espaços}$$

É necessário usar 3 chapas espaçadoras, distanciadas de si 80cm ao longo do comprimento da barra composta.

➤ Conclusão: as barras  $\perp$  63,5 x 8 atendem aos esforços de compressão na treliça. Usar 3 chapas espaçadoras.

7. Dimensionar a viga dos pórticos internos em perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884, em aço usi civil 300. Considerar os estados-limites últimos de serviço.

VS 650 x 98                       $N_{sd} = -74,2 \text{KN}$                        $V_{sd} = 293 \text{KN}$                        $M_{sd} = 633 \text{KNm}$

$f_y = 300 \text{ Mpa} = 30 \text{ KN/cm}^2$

$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ KN/cm}^2$

➤ Determinação da Força axial de compressão resistente de cálculo:

$K_x = 0,65$  (rotação impedida – translação impedida)

$$N_e = \frac{\pi^2 EI}{(Kl)^2} \quad L_x = 1200 \text{ cm} \quad (\text{na análise de 2ª ordem } K_x = 1)$$

$L_z = L_y = 0$  (a laje impede a viga de deslocar lateralmente e a rotação em torno do eixo longitudinal z).

➤ Flambagem local: (Q)

Mesas (elemento AL – Grupo 05)

$$\frac{b}{t} = \frac{(300/2)}{12,5} = 12 \quad \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,64 \sqrt{\frac{EK_c}{f_y}} = 0,64 \sqrt{\frac{20.000 \cdot 0,45}{30}} = 11,1$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{n/tw}} = \frac{4}{\sqrt{625/8}} = 0,45$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{sup} = 1,17 \sqrt{\frac{EK_c}{f_y}} = 1,17 \sqrt{\frac{20.000 \cdot 0,45}{30}} = 20,26$$

$$(b/t)_{um} < b/t < (b/t)_{sup}$$

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{t_y}{E \cdot K_c}} = 1,415 - 0,65 \cdot 12 \sqrt{\frac{30}{20.000 \cdot 0,45}} = 0,96$$

➤ Almas (elemento AA – Grupo 2)

$$\frac{b}{t} = \frac{625}{8} = 78,13 \quad \left(\frac{b}{t}\right) = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 38,47$$

$$B_{ef} = 1,92T \sqrt{\frac{E}{v}} \left[ 1 - \frac{Ca}{b/t} \sqrt{\frac{E}{v}} \right] \leq b \quad Ca = 0,34$$

$$B_{ef} = 1,92 \cdot 0,8 \sqrt{\frac{20.000}{30}} \left[ 1 - \frac{0,34}{78,13} \sqrt{\frac{20.000}{30}} \right] = 35,20 < 62,5$$

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

$$A_{ef} = 107,5 - 0,8 (62,5 - 35,2) = 85,66$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} = \frac{85,66}{107,5} = 0,796$$

Favor de redução total:

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 0,96 \times 0,796 = 0,76$$

➤ Instabilidade global

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot f_y}{N_e}} \quad N_{ex} \text{ e } XX: \quad N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(KxLx)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 92487}{(1200)^2}$$

$$\lambda_x = \frac{KxLx}{R_x} = \frac{1,0 \cdot 1200}{27,2} = 44,1 < 200 \text{ ok} \quad N_{ex} = 12678 \text{ KN}$$

- Ney não ocorre } impedidos pelo travamento da laje  
 - Nez não ocorre }

$$\lambda_0 \sqrt{\frac{0,76 \cdot 107,5 \cdot 30}{12678}} = 0,44 \rightarrow \text{tabela 7.1} \rightarrow x = 0,922$$

-Valor de Nc,Rd:

$$N_{c,Rd} = \frac{X \cdot Q \cdot Ag \cdot f_y}{\gamma_{al}} = \frac{0,922 \cdot 0,76 \cdot 107,5 \cdot 30}{1,10} = 2054 \text{ KN}$$

➤ Determinação do momento fletor Resistente de cálculo :

$$\text{➤ } \underline{\text{FLM}}: \lambda = b/t = \frac{300/2}{12,5} = 12 \quad \lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 9,81$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \frac{\sqrt{20.000}}{0,70 \cdot 30 \cdot 0,45} = 43,6 \quad K_c = 4 / \sqrt{625/8} = 0,45$$

$$M_r = 0,70 \cdot 30 \cdot 2846 = 59766 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rk} = 95160 - (95160 - 59766) \cdot \frac{12 - 9,81}{43,6 - 9,81} \quad M_{rk} = 92866 \text{ KN.cm}$$

➤ FLA :

$$\lambda = 625/8 = 78,125 \quad \lambda_p = 3,76 \sqrt{20.000/30} = 97,1$$

$$\lambda < \lambda_p \quad M_{rk} = M_{pl} = z_x f_y = 3172 \cdot 30 = 95160 \text{ KN.cm}$$

➤ FLT :

Lb = 1200 cm (mesa inferior comprimida por momento negativo) As vigas intermediarias não travam a mesa inferior.

$$\lambda = 1200/6,71 = 178,8 \quad \lambda_p = 1,76 \sqrt{20.000/30} = 45,44$$

$$B_1 = (21 \cdot 2846) / 20.000 \cdot 49,9 = 0,06$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{5628 \cdot 49,9}}{6,71 \cdot 49,9 \cdot 0,06} \sqrt{1 + \sqrt{\frac{1+27 \times 5715088 \times 0,06^2}{5628}}} = 120,65$$

$$\lambda > \lambda_r : c_b = 3,0 - \frac{2}{3} \cdot \frac{-511,9}{-541,2} - \frac{8}{3} \frac{632,6}{(-541,2-511,9)} = 3,97 \text{ Mr, k=Mcr}$$

$$M_{cr} = \frac{3,97 \times \pi^2 \times 20.000 \times 5628}{1.200^2} \sqrt{\frac{5715088}{5628} \left(1 + 0,039 \cdot \frac{49,9 \times 1.200^2}{5715088}\right)} = 119.148,9 \text{ KN.cm}$$

➤ Conclusão,  $M_{x,rd} = \frac{m_r k}{1,1} = 928,66/1,1 = 844,23 \text{ KN.m} > M_{x,sd} = 632,6 \text{ KN.m}$

➤ Efeito Combinado de  $N_c, R_d$  e  $M_x, R_d$ :

$$\begin{cases} \frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{74,2}{2054} = 0,036 < 0,2 : \frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,rd}}\right) \leq 1,0 \\ \frac{74,2}{2054} + \frac{633}{844,23} + 0 = 0,79 \leq 1,0 \rightarrow ok \end{cases}$$

➤ Verificação à Força cortante:

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

Supondo inicialmente a barra sem enrijecedores, assim  $k_v = 5$

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

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

$$x_p = 63,5 < \lambda = 78,13 \leq \lambda_r = 79 : V_{rk} = V_i = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,60 \times A_w \cdot f_y$$

$$V_{pl} = 0,60 \times (52 \times 30) = 936 \text{ KN}$$

$$V_i = \frac{63,5}{78,13} \cdot 936 = 760,8 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 293 \text{ KN} \leq V_{rd} = 760,8/1,1 = 691,6 \text{ kN} \rightarrow ok$$

➤ Flecha: usar combinação de serviços → ver cálculo da flecha na pág 37.

8. Dimensionar V1 e V2 com perfis Gerdau Açominas. Considerar estados-limites últimos e de serviços.

Aço ASTM A572-GrS o  $f_y = 34,5 \text{ KN/m}^2$   $f_u = 45 \text{ KN/cm}^2$

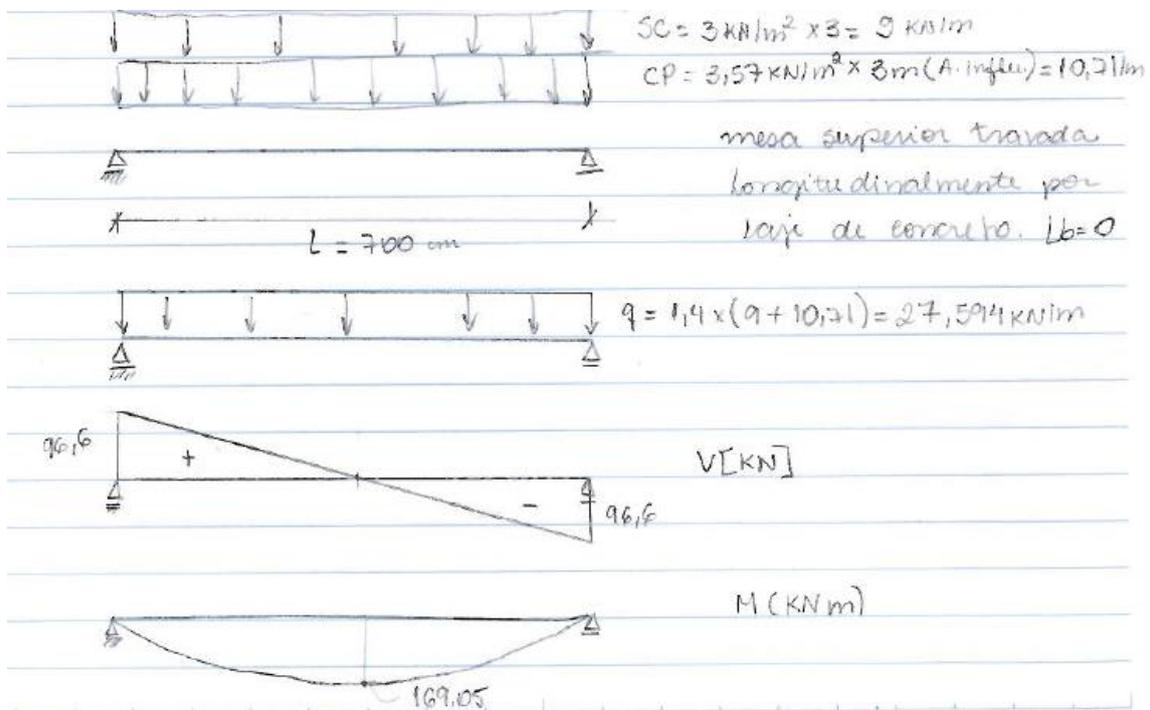


Figura 29 – Esforços solicitantes da Viga V2

Pré-dimensionamento: 1)  $\frac{V_{\text{vão}}}{20} < d < \frac{V_{\text{vão}}}{15} \cdot \frac{700}{20} < d < \frac{700}{15}$

$35 \text{ cm} \leq d \leq 46,6$

2)  $M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{MRk}{\gamma_{al}} = \frac{Mpl}{1,1} = \frac{2xfy}{1,1}$

$M_{sd} = 169 \text{ KNm} \leq \frac{2x \cdot 34,6}{1,1} \rightarrow z_x \geq 539 \text{ cm cm}^3$   $\begin{cases} W360 \times 32,9 \\ d = 349 \text{ mm} \\ Z_x = 547,6 \end{cases}$

(16905 KNcm)

➤ Propriedades do W360x32,9:

$d = 349 \text{ mm}$   $b_f = 127 \text{ mm}$   $h = 332 \text{ mm}$   $t_w = 5,8 \text{ mm}$   $t_f = 8,5 \text{ mm}$   $A_g = 42,1 \text{ cm}^2$   $I_x = 8358 \text{ cm}^4$   
 $W_x = 479 \text{ cm}^3$   $r_x = 14,09 \text{ cm}$   $z_x = 547,6 \text{ cm}^3$   $I_y = 291 \text{ cm}^4$   $w_y = 45,9 \text{ cm}^3$   $r_y = 2,63 \text{ cm}$   $z_y = 72 \text{ cm}^3$   
 $j = 9,15 \text{ cm}^4$   $C_w = 84111 \text{ cm}^6$

➤ Verificação ao momento fletor

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{127/2}{8,5} = 7,47 \qquad \lambda_p = 0,38 \frac{\sqrt{20.000}}{34,5} = 9,14$$

Para  $\lambda \leq \lambda_p$  .  $M_{rk} = M_{pl} = 2x.f_y = 547,6 \times 34,5 = 18892,2 \text{ KNcm}$

- FLA

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{332}{5,8} = 57,2 \quad \lambda_p = 3,76 \frac{\sqrt{20.000}}{34,5} = 90,53$$

para  $\lambda < \lambda_p$ :  $M_{rk} = M_{pl} = 18892,2 \text{ kNcm}$

- FLT

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad L_b = 0 \rightarrow M_{x,Rk} = M_{x,pl}$$

Conclusão:  $M_{x,Rk} = M_{x,pl} = 18892,2 \text{ KNcm} = 188,9 \text{ KNm}$

$$M_{x,Rd} = \frac{M_{x,Rk}}{1,10} = \frac{188,9}{1,1} = 171,72 \text{ KNm} > M_{x,sd} = 169 \text{ KNm}$$

➤ Verificação à força cortante

$\lambda = 57,2$  (FLA) ; suporte  $K_v = 5,0$  (viga sem enriquecedores)

$$\lambda_p = 1,10 \frac{\sqrt{5 \times 20.000}}{34,5} = 59,2 \qquad A_w = d.t_w = 34,9 \times 0,58 = 20,242 \text{ cm}^2$$

para  $\lambda \leq \lambda_p$ :  $V_{rk} = V_{pl} = 0,60 A_w.f_y$

$$V_{rk} = V_{pl} = 0,6 \times 20,242 \times 34,5 = 419 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{419}{1,1} = 380,9 \text{ KN} > V_{sd} = 96,6 \text{ KN} \rightarrow \text{ok}$$

- Flecha : adm =  $\frac{700}{350} = 2\text{cm} \rightarrow$  Ver calculo da flecha na pág 37.

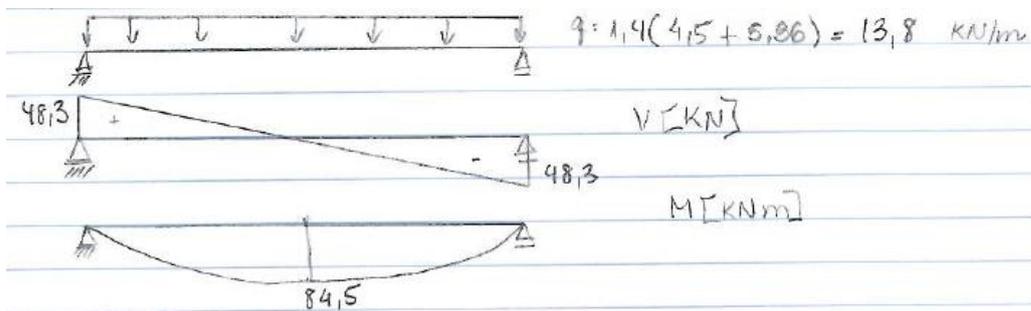


Figura 30 – Esforços solicitantes da viga V1

Pré-dimensionamento :  $M_{sd} = 132,8 \text{ (KNm)} \leq \frac{Z_x \times 34,5}{1,1} \rightarrow Z_x \geq 423,4 \text{ cm}^3$

Dimensionamento para V1 é o mesmo para V2 .

O perfil é o W360X32,9.  $M_x, R_d = 171,72 \text{ KNm} > M_{sd} = 84,5 \text{ KNm}$

e  $V_{Rd} = 380,9 \text{ KN} > V_{sd} = 48,5 \text{ KN}$ .

9. Dimensionar os pilares dos pórticos internos em perfil H laminado da Gerdau Açominas, em

Aço ASTM A572-GR50. Todos os pilares do 1º e 2º pavimento devem ter a mesma seção transversal. Considerar estados-limites últimos e de serviço.

O dimensionamento será feito pela barra 2 (mais solicitada).

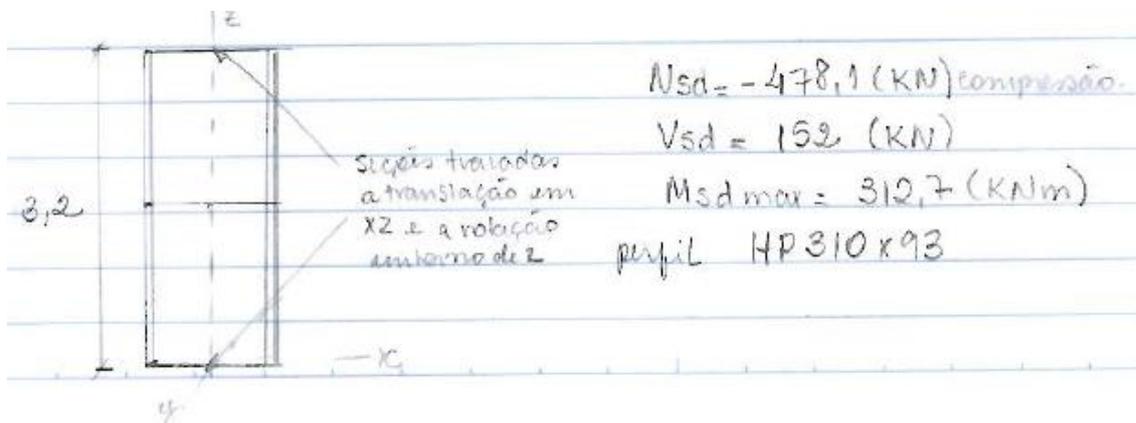


Figura 31 – Esforços solicitantes da barra mais solicitada como pilar

- Força axial de compressão resistente de cálculo.
- Flambagem Local :
- Mesas. ( AL-Grupo 4)

$$\frac{b}{t} = \frac{308/2}{13,1} = 11,75 \quad (b/t)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} = 11,75 < \left(\frac{b}{t}\right)_{lin} = 13,48 \rightarrow Q_s = 1$$

- Alma ( AA – Grupo 2)

$$\frac{b}{t} = \frac{277}{13,1} = 21,14 \quad \frac{b}{t} = 1,49 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = 21,14 < \left(\frac{b}{t}\right)_{lin} = 35,87 \rightarrow Q_a = 1,0$$

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 1$$

- Instabilidade Global

$K_x = 1,0$  (feito análise de 2º ordem)

$$\gamma_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 320}{12,85} = 24,9 < 200 \text{ ok}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E T_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 19682}{320^2} = 37.940 \text{ KN}$$

$K_y = 1,0$  ( análise de 2º ordem)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 6.387}{320^2} = 12.312 \text{ KN}$$

$$\chi_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{320}{7,32} = 43,71 < 200 \text{ ok}$$

$N_{ex}$  e  $\gamma_x$  – não há necessidade de se efetuar o cálculo dessas grandezas, pois o comprimento de flambagem por torção pura não é maior que o da flexão em relação ao eixo de menor inércia ( eixo y).

$N_e = N_{ey} = 12.312 \text{ KN}$  (menor  $N_e$ )

$$\gamma_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 119,2 \times 34,5}{12312}} = 0,578 = \text{tabela 7.1} \rightarrow x = 0,869$$

$$N_{c,rd} = \frac{X \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\lambda_{a1}} = \frac{0,869 \times 1 \times 119,2 \times 34,5}{1,10} = 3.248,8 \text{ KN}$$

➤ Momento fletor resistente de cálculo.

• FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{308/2}{13,1} = 11,75 \quad \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(fy - vr)}} \quad (fy - vr) = 0,70fy = 0,7 \times 34,5 = 24,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20.000}{24,15}} = 23,88$$

$$\lambda_p = 9,15 < \lambda = 11,75 < \lambda_r = 23,88$$

$$M_{rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \quad M_{pl} = 2x \cdot fy$$

$$M_{pl} = 1450,3 \times 34,5 = 50.035,35$$

$$M_r = (fy - vr) \cdot wx \quad M_r = 24,15 \times 1299 = 31.370,85$$

$$M_{rk} = 50.035,35 - (50.035,35 - 31370,85) \cdot \frac{11,75 - 9,15}{23,88 - 9,15} = 44.975,8 \text{ KNcm}$$

• FLA

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{277}{13,1} = 21,15 \quad \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda = 21,15 < \lambda_p = 90,53. \quad M_x, R_k = M_x, P_l = 50.035,35 \text{ KNcm}$$

• FLT

$$L_b = 320 \quad \lambda = \frac{L_b}{R_y} \quad \lambda = \frac{320}{7,32} = 43,72$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,37$$

$$B_1 = \frac{(fy - vr) \cdot w}{EJ} = \frac{24,15 \times 1299}{20.000 \times 77,33} = 0,0203 \text{ cm}$$

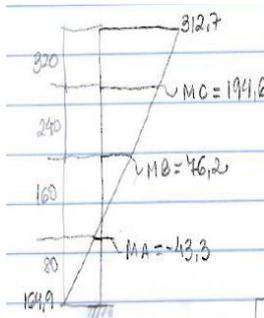
$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{6387 \times 77,33}}{7,32 \times 77,33 \times 0,0203} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{\frac{1 + 27 \cdot 1340320 \times 0,0203^2}{6387}}}$$

$$\lambda_r = 141,88$$

$$\lambda_p = 42,37 < \lambda = 43,72 < \lambda_r = 141,88$$

$$Mrk = Cb \left[ Mpl - (Mpl - Mr) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq Mpl$$

$$\frac{Lb}{4} = \frac{320}{4} = 80$$



$$Cb = \frac{12,5 \cdot Mmax}{2,5Mmax + 3.Ma + 4.Mb + 3.Mc} \leq 3,0$$

$$Cb = \frac{12,5 \cdot 312,7}{2,5 \times 312,7 + 3 \times 43,3 + 4 \cdot 76,2 + 3 \times 194,6}$$

$$Cb = 2,17 \leq 3,0 \quad - \text{ok}$$

Figura 31 – Mmax, Ma, Mb e Mc

$$Mrk = 2,17 \times \left[ 50 \cdot 035,35 - (50 \cdot 035,35 - 31370 \cdot 85) \cdot \frac{43,72 - 42,37}{141,88 - 42,37} \right]$$

$$Mrk = 108.027,2 > Mpl = 50. 035,35 (< 1,5 wfy = 67.223,25)$$

$$\text{Usar } Mrk = Mpl = 50. 035,35 \text{ KNcm}$$

➤ Resumo:

$$Mrk = 44.875,8 \text{ KN.cm (menor valor entre FLM, FLA e FLT)}$$

$$Msd = 31268 \leq \frac{Mrk}{1,1} = \frac{449 \cdot 75,8}{1,1} = 40887 \text{ Kncm} \blacktriangleright \text{ok}$$

➤ Efeitos combinados de Nc, Rd e Mx,Rd

$$\frac{Nc, sd}{Nc, Rd} = \frac{478,1}{3248,8} = 0,15 < 0,2 \blacktriangleright \frac{Nsd}{2Nrd} + \left( \frac{Mxsd}{MxRd} + \frac{My, sd}{My, Rd} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{478,1}{2 \times 3248,8} + \left( \frac{312,7}{408,9} \right) = 0,84 \leq 1,0 \blacktriangleright \text{ok}$$

➤ Verificação à força cortante

$$Vsd = 152 \text{ Kn} \quad \lambda = \frac{h}{tw} = 21,15 \quad Kv = 5,0 \text{ (sem enrijecedores)}$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,2 \quad \therefore \lambda < \lambda_p \therefore Vrk = Vpl = 0,6 Aw \cdot Fy$$

$$Aw = d \times tw = 30,3 \times 1,31 = 39,69 \text{ cm}^2$$

$$Vrk = Vpl = 0,6 \times 39,69 \times 34,5 = 821,64 \text{ KN}$$

$$Vrd = \frac{Vrk}{1,1} = \frac{821,64}{1,1} = 747 \text{ Kn} > Vsd = 152 \text{ KN} \blacktriangleright \text{ok}$$

10. Com os perfis obtidos no dimensionamento, verificar o deslocamento horizontal dos pórticos internos.

➤ Combinações de serviço.

➤ Cálculo da flecha do exercício 7 – pág 30

$$\delta_{cp} = 1,5 \text{ cm (ftool)}$$

$$\delta_{sc} = 1,26 \text{ cm (ftool)}$$

Usando combinação raras de serviço

$$\sum_{i=1}^n F_{gi,k} + F_{q1,k} + \sum (\psi_{1j} \cdot F_{qj,K})$$

$$\delta_t = 1,5 + 1,26 = 2,76 \text{ cm} < \delta_{adm} = \frac{1200}{350} = 3,42 \text{ cm} \blacktriangleright \text{ ok}$$

➤ Cálculo da flecha do exercício 8 – pág 32

$$\delta_{cpv2} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 E I x} = \frac{5 \times 10,71 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 20.000 \times 8358} = 2,00 \text{ cm}$$

$$\delta_{scv2} = \frac{5 \times 9 \times 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 20.000 \times 8358} = 1,68 \text{ cm}$$

Usar contra-flecha igual a  $\delta_c = 0,85 \times 2,0 = 1,7 \text{ cm}$  (máx =  $\delta_{cp}=2$ )

Tomando combinações raras de serviço:

$$\delta_t = 2,00 + 1,68 - 1,70 = 1,98 \text{ cm} < \delta_{adm} = \frac{700}{350} = 2 \text{ cm}$$

➤ Cálculo do deslocamento horizontal nos pórticos internos.

$$\delta_{hcp} = 0,02 \text{ cm (Ftool)} \quad \delta_{hcp} = 0,02 - 0,006 = 0,014 \text{ cm (Ftool)}$$

$$\delta_{hsc} = 0,012 \text{ cm (Ftool)} \quad \delta_{hsc} = 0,0124 - 0,0058 = 0,0066 \text{ cm (Ftool)}$$

$$\delta_{hvt} = 0,27 \text{ cm (Ftool)} \quad \delta_{hvt} = 0,27 - 0,08 = 0,19 \text{ cm (Ftool)}$$

Usando combinações raras de serviços e venho como  $F_{a1,k}$  principal:

$$\delta_{ht} = 0,02 + 0,27 + 0,4(0,012) = 0,295 \text{ cm} < H_{adm} = \frac{H}{400} = \frac{650}{400} = 1,63 \text{ cm ok}$$

$$\delta_{ht} = 0,014 + 0,19 + 0,4(0,007) = 0,2 < h \text{ relativo adm} = \frac{h}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm} \quad \text{ok}$$