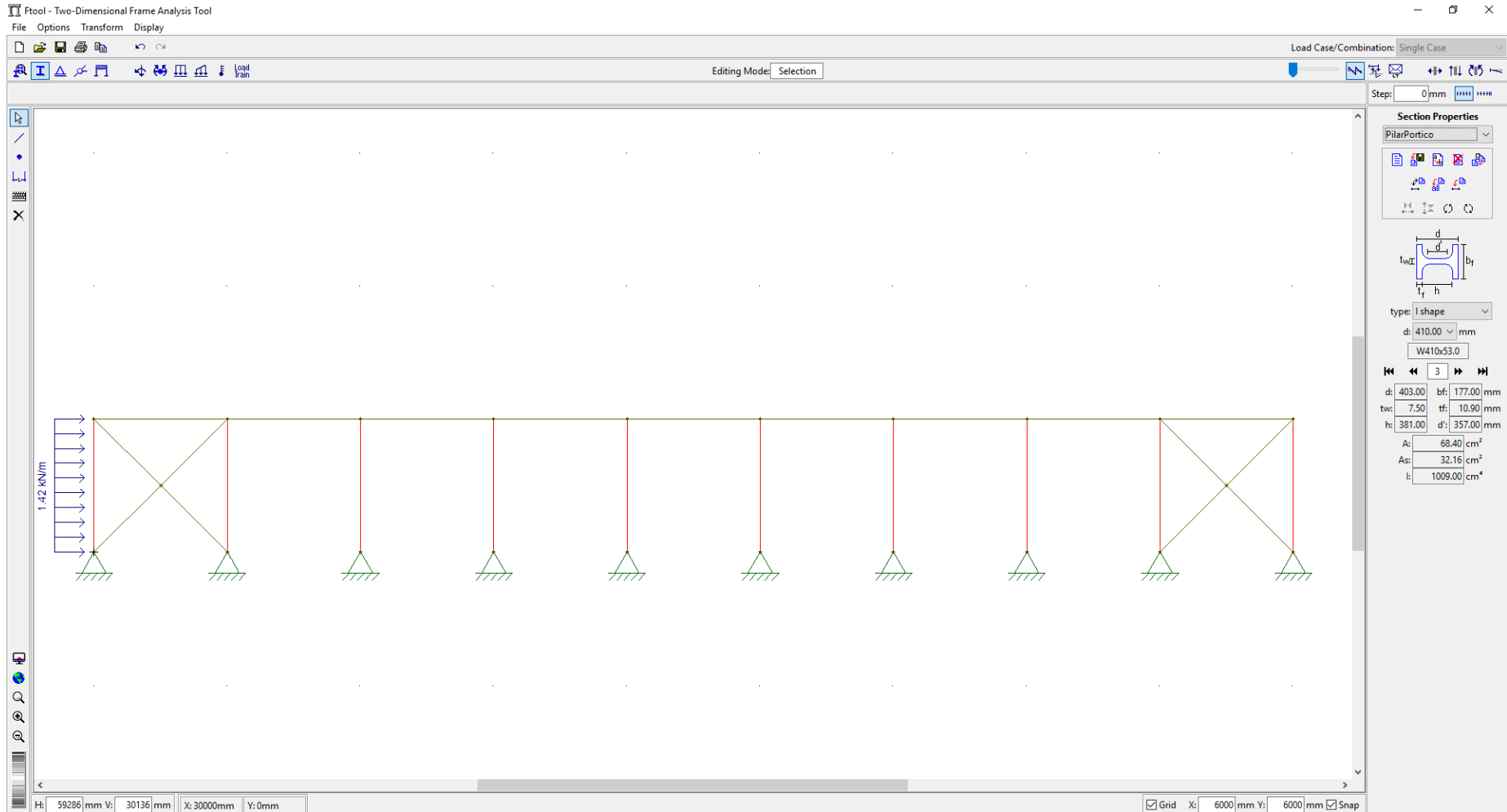


Cálculo de um Galpão 25m X 54m PARTE 2

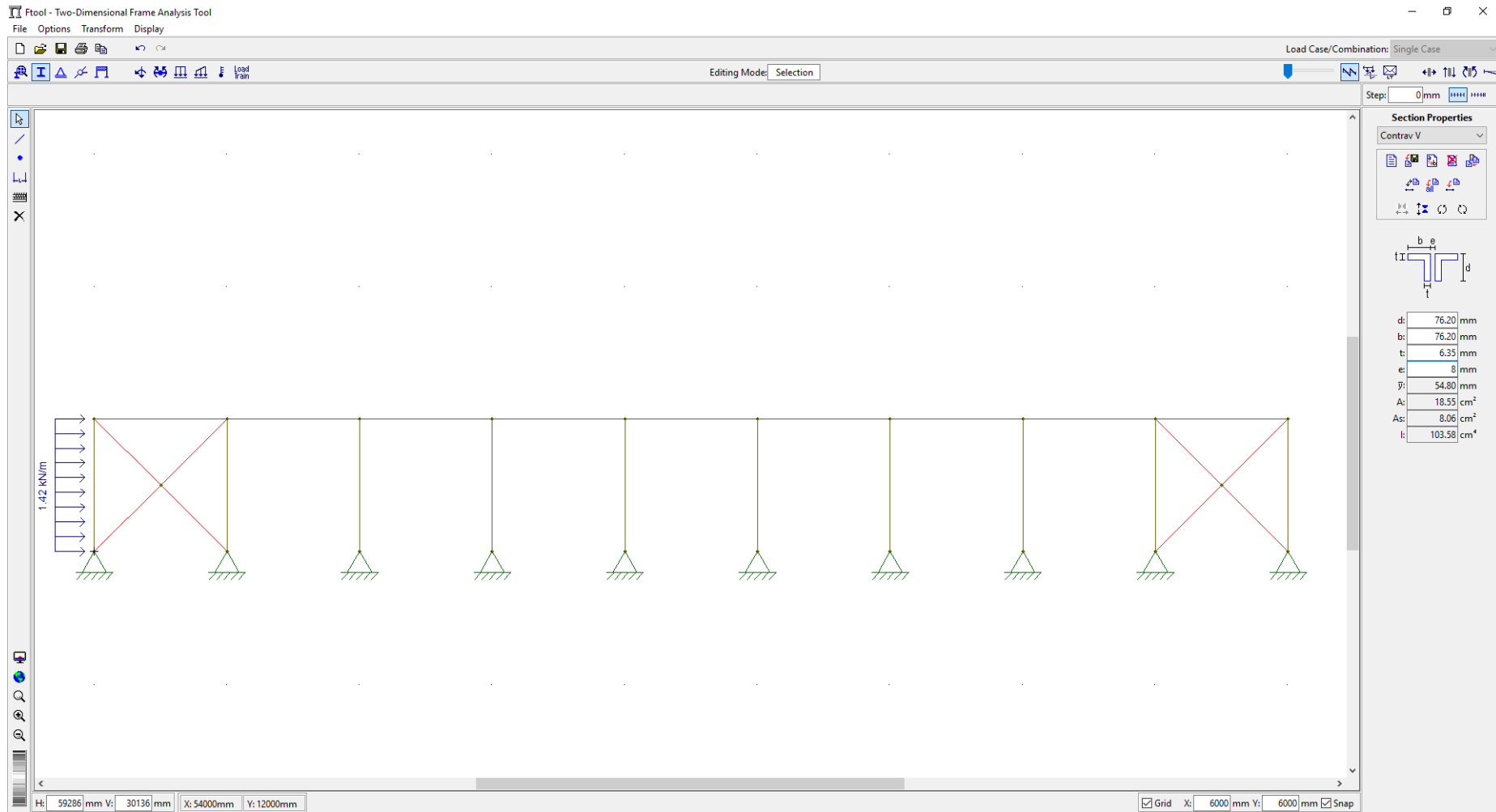
Curso de Projeto e Cálculo de Estruturas metálicas

Cálculo dos contraventamentos verticais



$$ELS: q = 0,57 \cdot 2,5m = 1,42kN/m$$

Cálculo dos contraventamentos verticais



Cálculo dos contraventamentos verticais

ftool - Two-Dimensional Frame Analysis Tool

File Options Transform Display

Editing Mode: Selection

Load Case/Combination: Single Case

Step: 0 mm

Section Properties

Escora

type: I shape

d: 200.00 mm

W200x26.6

d: 207.00 mm bf: 133.00 mm

tw: 5.80 mm tf: 8.40 mm

ht: 190.00 mm d: 170.00 mm

As: 34.20 cm²

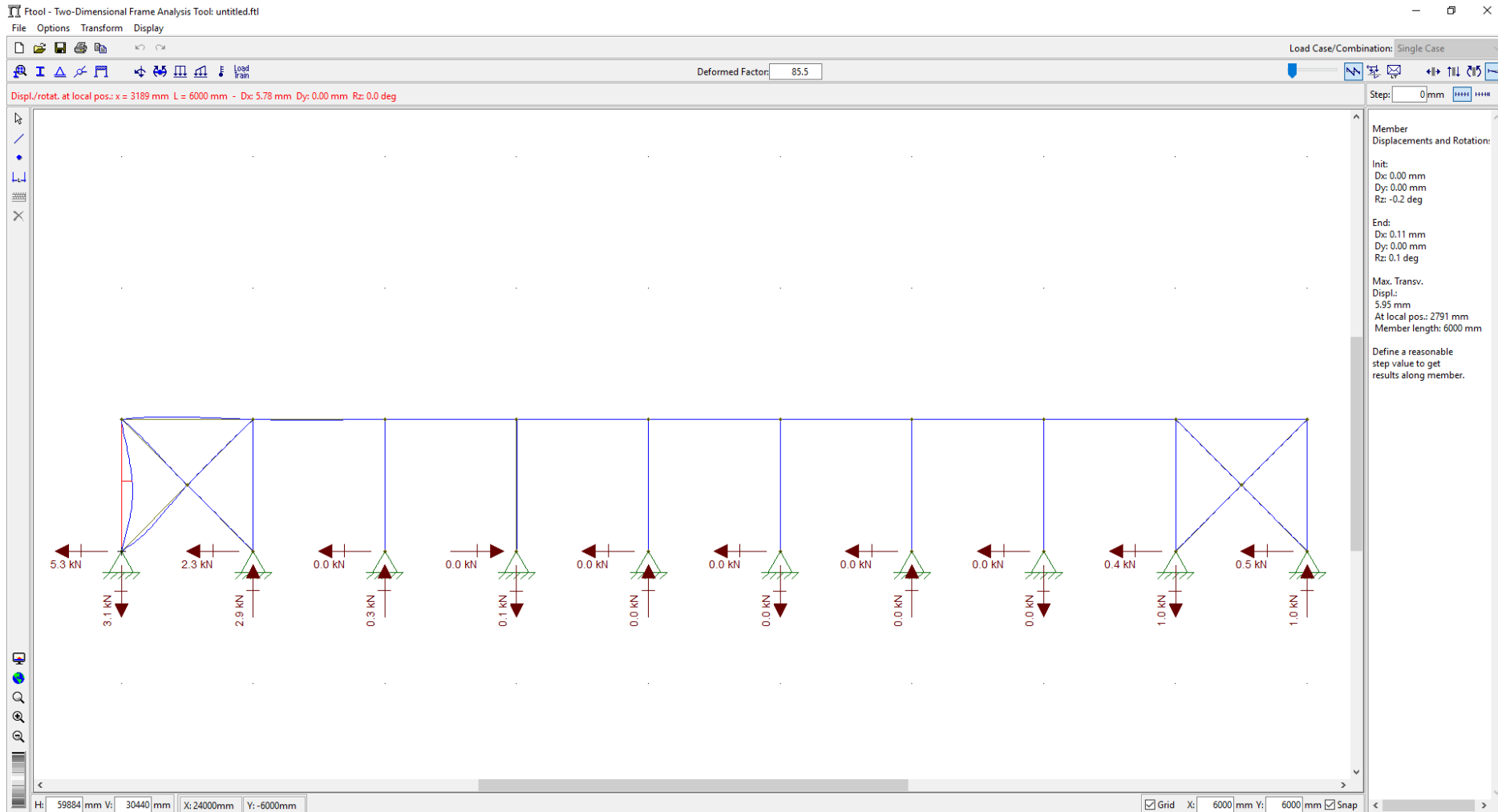
As: 12.01 cm²

I: 2611.00 cm⁴

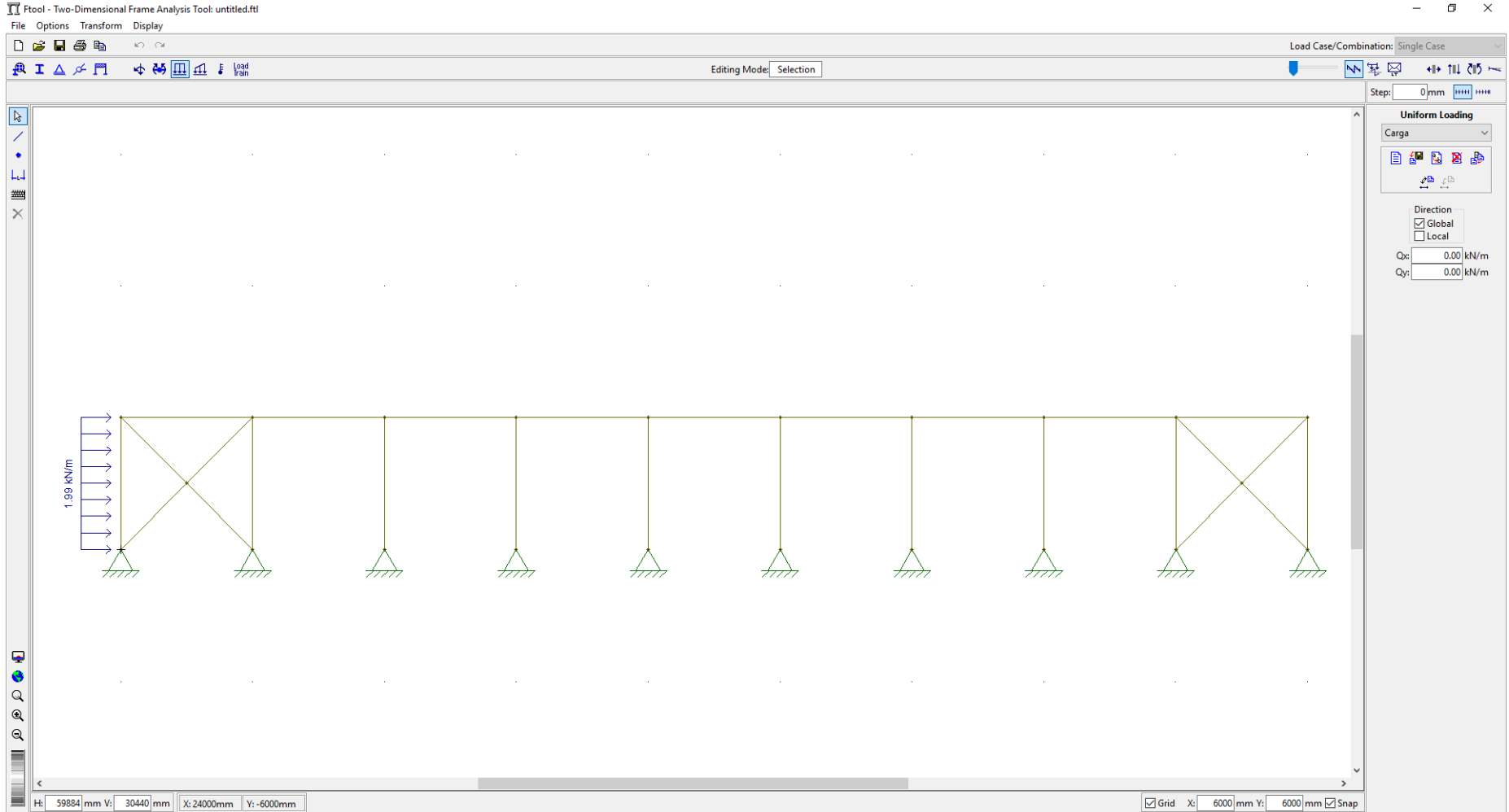
H: 59286 mm V: 30136 mm X: 48000 mm Y: -6000 mm

Grid X: 6000 mm Y: 6000 mm Snap

Cálculo dos contraventamentos verticais

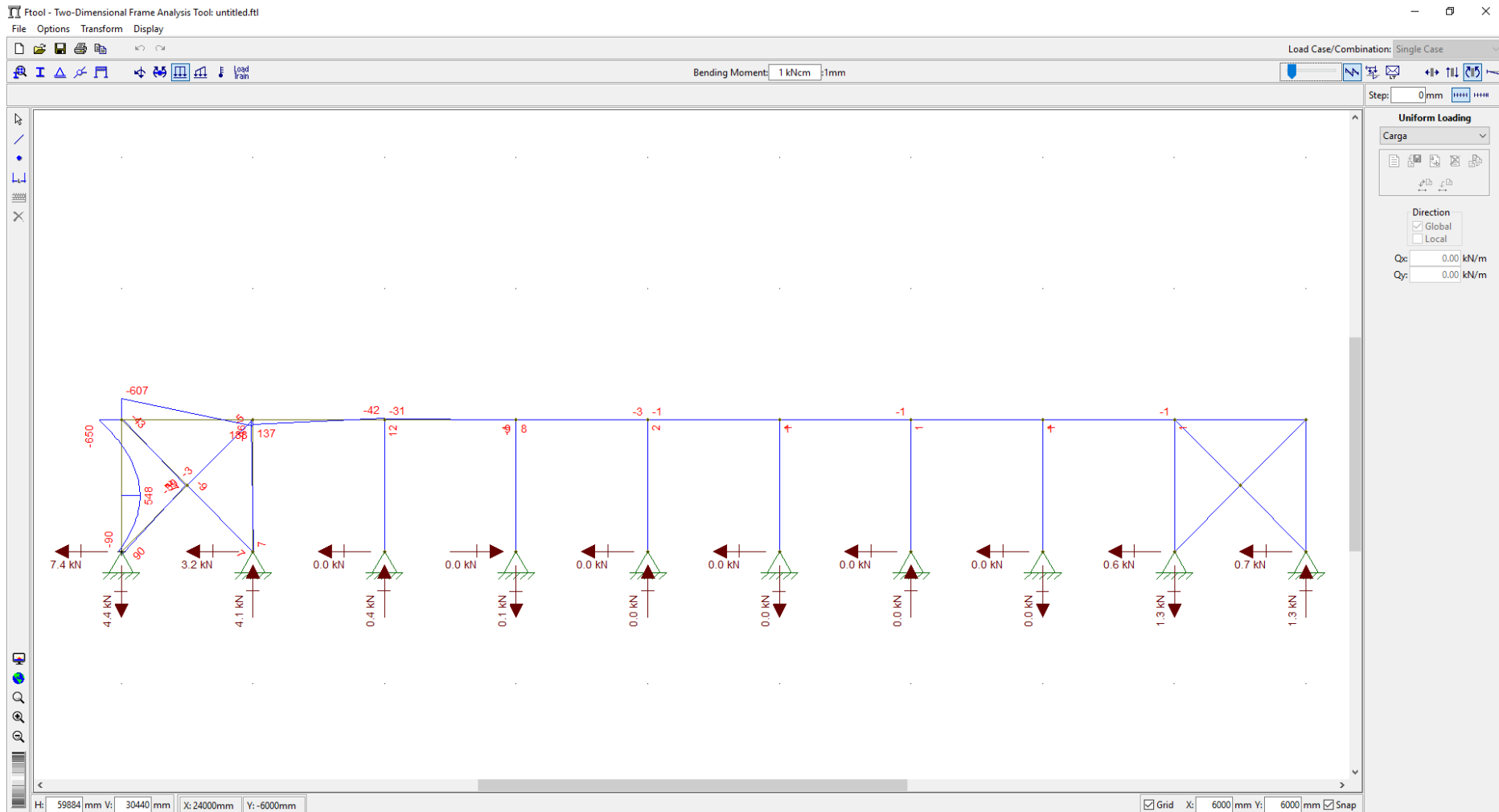


Cálculo dos contraventamentos verticais



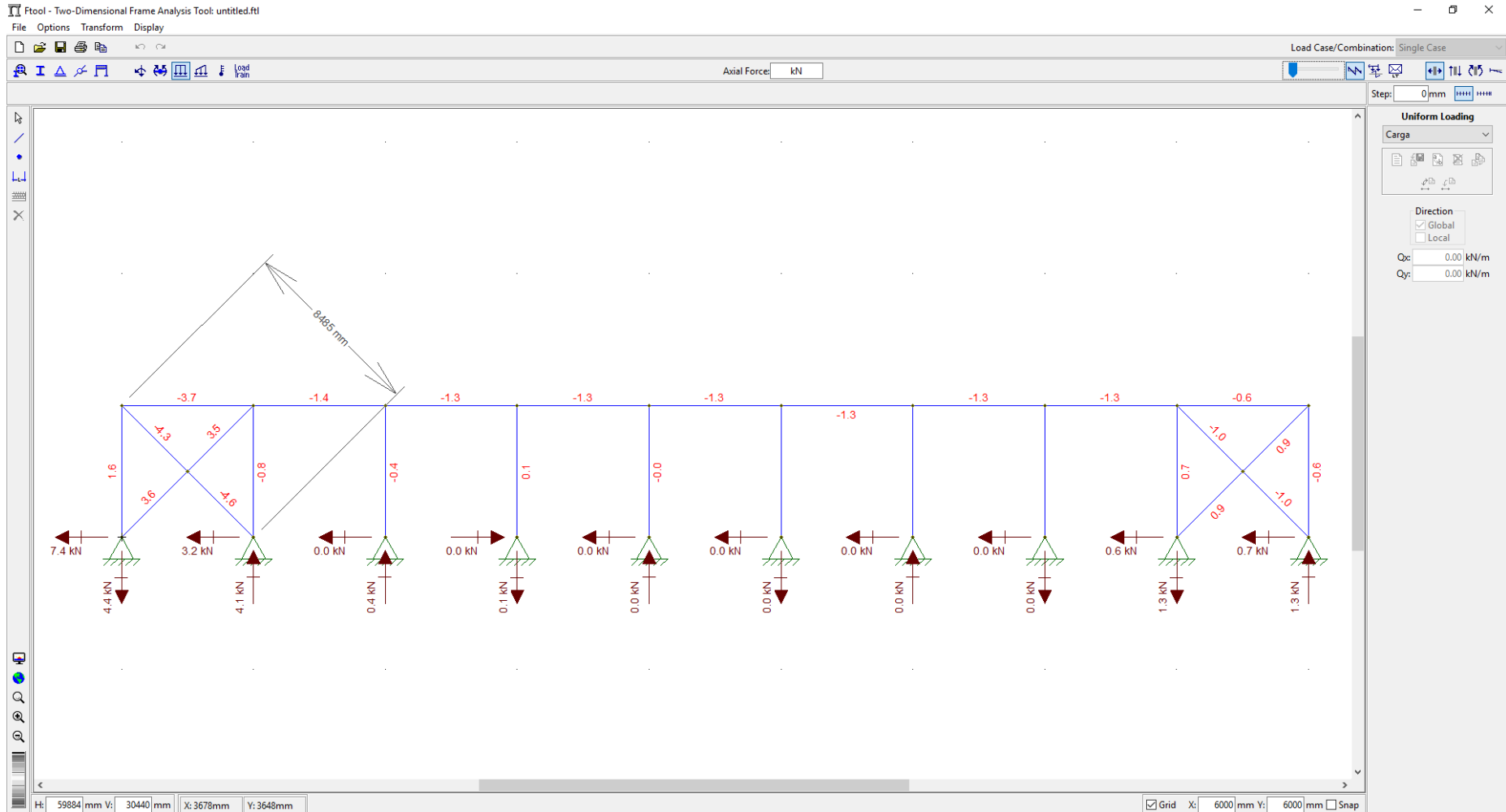
$$ELU: q = 1,4 \cdot 0,57 \cdot 2,5m = 1,99kN/m$$

Cálculo dos contraventamentos verticais



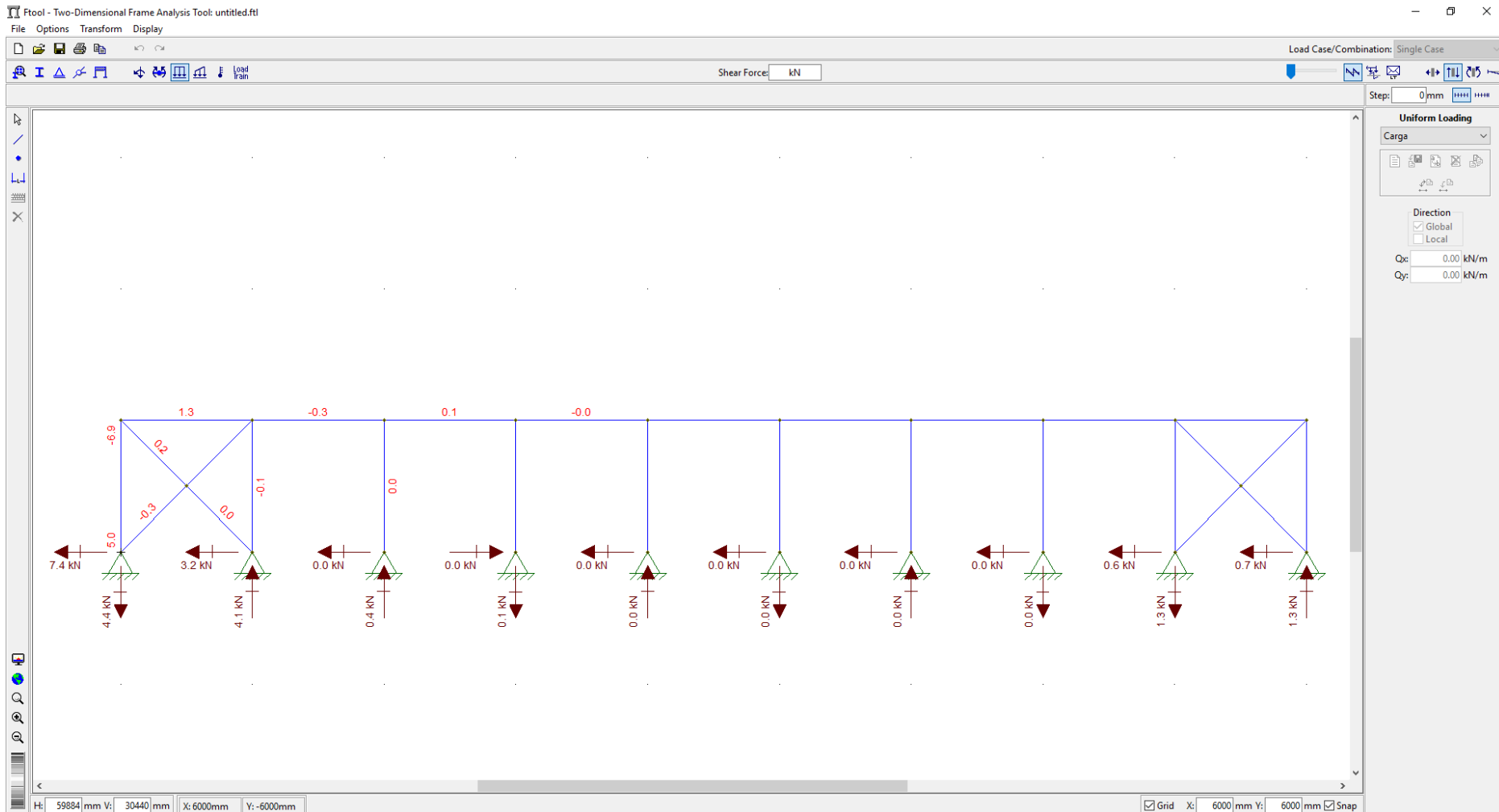
Momentos Fletores

Cálculo dos contraventamentos verticais



Tração/Compressão

Cálculo dos contraventamentos verticais



Cortante

Verificação da Escora do Beiral

Arquivo

Página Inicial

Inserir

Layout da Página

Fórmulas

Dados

Revisão

Exibir

Desenvolvedor

Team

Diga-me o que você deseja fazer

Recortar

Copiar

Pincel de Formatação

Área de Transferência

Fonte

Alinhamento

Número

Estilos

Células

Edição

Normal 2

Virgula 2

Normal

Bom

Incorreto

Neutra

Cálculo

Célula de Ve...

AutoSoma

Preencher

Limpar

Classificar e Filtrar

Localizar e Selecionar

G7

W 200 x 26,6

A

B

C

D

E

F

G

H

I

J

K

L

M

N

O

P

Q

R

S

T

U

V

1

2

3

4

5

6

7

8

9

10

11

12

13

14

15

16

17

18

19

20

21

22

23

24

25

26

27

28

29

30

31

Ativar Planilha

Esforços e Distâncias

Lx (mm)6000

Ly (mm)6000

N(kN)-3,7

Vx(kN)0

Vy(kN)1,3

Mx(kN.cm)607

My(kN.cm)0

kx1

ky1

1 kz1

d (mm)0

Lb (mm)6000

Materia

ASTM A572GR50

Fy (kN/cm²)34,5

Dados para Cálculo de NRd

Qa1,00

Qs1,00

Q1,00

Nex(kN)1467,4

r0(cm)9,3

Ney(kN)185,5

Nez(kN)899,03

λ02,52

χ0,138

Resultado: 96,8%

W 200 x 26,6

d(mm)207

Wx(cm²)252,3

rx(cm)8,73

bf(mm)133

Wy(cm²)49,6

ry(cm)3,1

d'(mm)170

Zx(cm³)282,3

Área(cm²)34,2

tw(mm)5,8

Zy(cm³)76,3

ho/tw29,3

tf(mm)8,4

Ix(cm4)2611

b/tf7,9

h(mm)190,2

Iy(cm4)330

Peso (kg/m)26,6

Limite: 36,3 Compacta

Limite: 13,7 25,1 Compacta

1. Verificação da Esbeltez do perfil

Limite Real Status %

200 69 OK 34,4% λx

200 194 OK 96,8% λy

2. Resistência à tração

Nrd(kN) Nsd(kN) Status % Coef. S

N.A 0 N.A 0,0% 1,1

3. Resistência à Compressão

Nrd(kN) Nsd(kN) Status % Coef. S

148 3,7 OK 2,5% 1,1

4. Resistência à Flexão eixo X-X

Mrd(kN.cm) Msd(kN.cm) Status % Coef. S

3471 607 OK 17,5% 1,1

Listar Perfis que atendem

Perfil

Peso

%

W 250 x 25,3

25,30

82,50%

W 200 x 26,6

26,60

71,61%

W 310 x 28,3

28,30

66,66%

W 250 x 32,7

32,70

47,54%

W 150 x 29,8 (H)

29,80

72,87%

W 200 x 31,3

31,30

58,21%

W 250 x 32,7

32,70

47,54%

W 310 x 32,7

32,70

54,29%

W 360 x 32,9

32,90

44,08%

W 200 x 35,9 (H)

35,90

48,47%

W 150 x 37,1 (H)

37,10

56,69%

W 250 x 38,5

38,50

38,52%

W 310 x 38,7

38,70

32,69%

W 410 x 38,8

38,80

65,99%

W 360 x 39,0

39,00

34,95%

W 200 x 41,7 (H)

41,70

40,61%

W 360 x 44,0

44,00

26,11%

W 310 x 44,5

44,50

27,95%

W 250 x 44,8

44,80

32,42%

W 200 x 46,1 (H)

46,10

35,48%

W 410 x 46,1

46,10

29,66%

W 360 x 51,0

51,00

22,61%

W 200 x 52,0 (H)

52,00

30,60%

W 310 x 52,0

52,00

23,40%

Perfis I-H Laminados

Calcular Lista

Tabela de Perfis

Aços

Plan5

Pronto

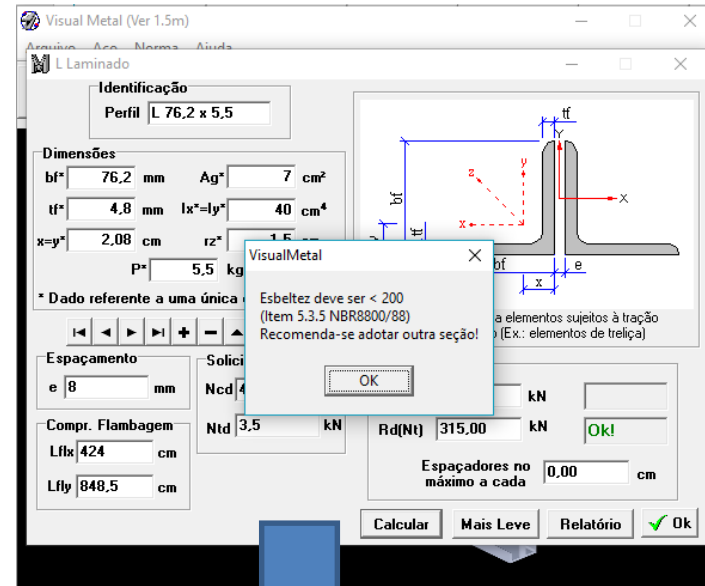
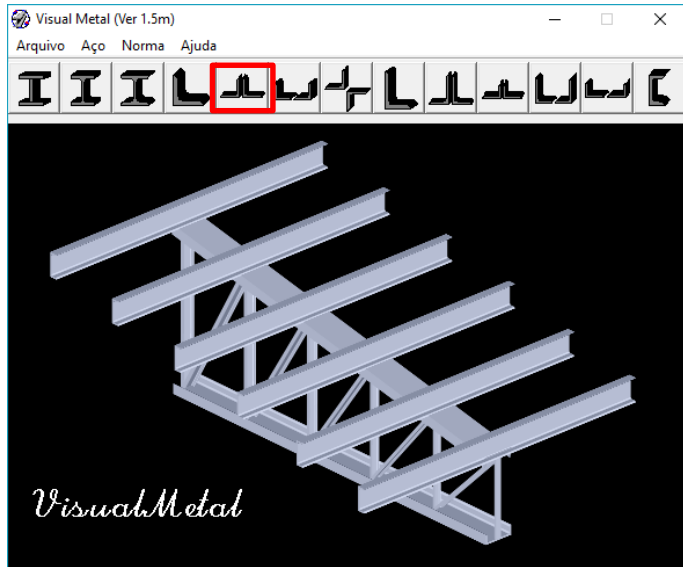
115%

Apesar de passar com folga, o perfil W200X26,6 é o mais leve que atende à condição de esbeltez à compressão em y <200

Para manter os cálculo de acordo com a norma, manteremos esse perfil

Cálculo dos contraventamentos verticais (VISUAL METAL)

2L76,2X4,76 não atende à esbeltez



De fato:

$$\lambda_x = kx \cdot \frac{L_x}{r_x} = \frac{1.424}{2,39} = 177 < 200 \text{ OK}$$

$$\lambda_y = ky \cdot \frac{L_y}{r_y} = \frac{1.848,5}{3,43} = 247 > 200 \text{ NÃO OK}$$

Temos duas opções:

Aumentar o distanciamento entre as cantoneiras para incrementar o r_y ou pedir para o programa calcular o perfil mais leve que atenda à esbeltez

Cálculo dos contraventamentos verticais (VISUAL METAL)

Par de cantoneiras que atende à esbelteza na chapa de 8mm

Laminado

Identificação
Perfil **L 101,6 x 9,8**

Dimensões
 $bf^* = 101,6$ mm $Ag^* = 12,5$ cm²
 $tf^* = 6,4$ mm $Ix^*=Iy^* = 125$ cm⁴
 $x=y^* = 2,77$ cm $rz^* = 2,01$ cm
 $P^* = 9,8$ kgf/m

* Dado referente a uma única cantoneira

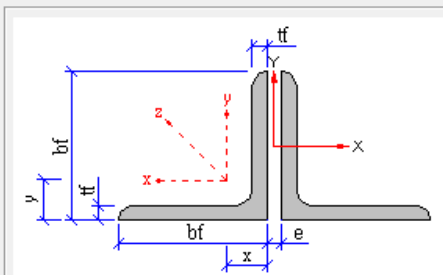
Espaçamento
 $e = 8$ mm

Compr. Flambagem
 $Lflx = 424$ cm
 $Lfly = 848,5$ cm

Solicitações
 $Ncd = 4,3$ kN
 $Ntd = 3,5$ kN

Resultados
 $Rd(Nc) = -102,47$ kN **Ok!**
 $Rd(Nt) = 562,50$ kN **Ok!**
 Espaçadores no máximo a cada $482,40$ cm

Calcular Mais Leve Relatório **Ok**



Perfil indicado para elementos sujeitos à tração ou compressão [Ex.: elementos de treliça]

Ou então distanciar as chapas em 40mm

Laminado

Identificação
Perfil **L 76,2 x 5,5**

Dimensões
 $bf^* = 76,2$ mm $Ag^* = 7$ cm²
 $tf^* = 4,8$ mm $Ix^*=Iy^* = 40$ cm⁴
 $x=y^* = 2,08$ cm $rz^* = 1,5$ cm
 $P^* = 5,5$ kgf/m

* Dado referente a uma única cantoneira

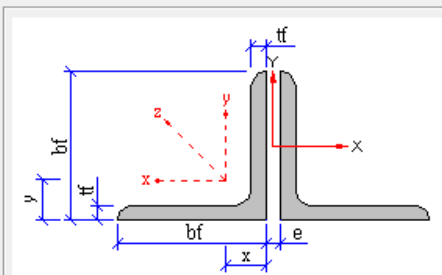
Espaçamento
 $e = 40$ mm

Compr. Flambagem
 $Lflx = 424$ cm
 $Lfly = 848,5$ cm

Solicitações
 $Ncd = 4,3$ kN
 $Ntd = 3,5$ kN

Resultados
 $Rd(Nc) = -63,01$ kN **Ok!**
 $Rd(Nt) = 315,00$ kN **Ok!**
 Espaçadores no máximo a cada $360,00$ cm

Calcular Mais Leve Relatório **Ok**



Perfil indicado para elementos sujeitos à tração ou compressão [Ex.: elementos de treliça]

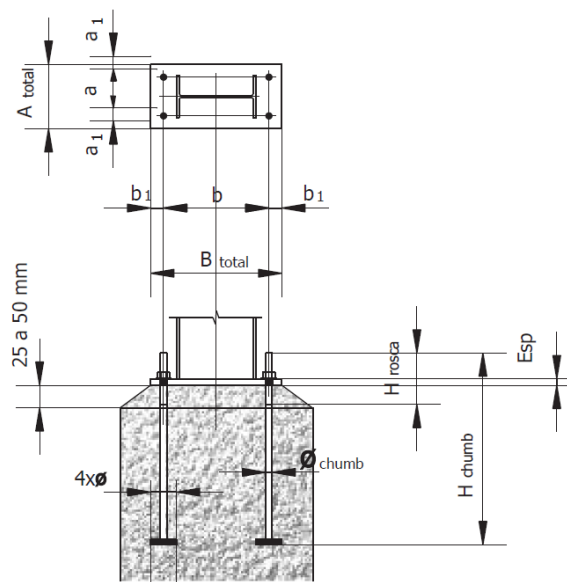
As duas são viáveis, mas devido à facilidade construtiva e a baixa quantidade de peças necessárias para fazer o contraventamento vertical, selecionaremos 2L101,6X6,4mm mesmo que represente maior quantidade de aço (290 kg a mais no peso total da obra)

Bases dos pilares (Através do manual de ligações)

6.6 - Detalhe das Bases

Dimensões das Bases:

PERFIS	A _{total} (mm)	a (mm)	a ₁ (mm)	B _{total} (mm)	b (mm)	b ₁ (mm)	Esp (mm)	Ø _{chumb} (mm)	H _{chumb} (mm)	H _{rosa} (mm)
W 200 x 26,6	350	190	80	500	375	63	32	4 x 25	750	175
W 250 x 32,7	350	190	80	500	375	63	32	4 x 25	750	175
W 250 x 38,5	350	190	80	500	375	63	32	4 x 25	750	175
W 360 x 44,6	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 360 x 51,0	300	150	75	650	550	50	38	4 x 32	750	175
W 360 x 79,0	300	150	75	650	550	50	38	4 x 32	750	175
W 410 x 38,8	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 410 x 46,1	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 410 x 53,0	300	150	75	650	540	55	38	4 x 32	750	175
W 410 x 60,0	300	180	60	700	574	63	45	4 x 38	850	225
W 410 x 67,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 410 x 75,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 460 x 52,0	300	180	60	700	574	63	45	4 x 38	650	225
W 460 x 60,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 68,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 74,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 82,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 460 x 89,0	300	180	60	750	624	63	45	4 x 38	850	225
W 530 x 66,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 530 x 72,0	360	2 x 120	60	750	624	63	45	6 x 38	850	225
W 530 x 74,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 82,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 85,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 92,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 530 x 101,0	500	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 610 x 101,0	460	2 x 130	100	854	704	75	51	6 x 45	1.100	280
W 610 x 113,0	540	2 x 150	120	902	728	87	63	6 x 51	1.500	320
W 610 x 125,0	540	2 x 150	120	902	728	87	63	6 x 51	1.500	320
W 610 x 140,0	540	2 x 150	120	902	728	87	63	6 x 51	1.500	320
W 610 x 155,0	600	2 x 150	150	950	776	87	63	6 x 51	1.500	400
W 610 x 174,0	600	2 x 150	150	950	776	87	63	6 x 51	1.500	400



Bases dos pilares Frontais: Por cálculo

6.6 - Detalhe das Bases

Primeiramente devemos saber qual o f_{ck} do concreto das fundações.

Vamos assumir concreto C20 para esse exemplo (Resistência nominal à compressão = 20kN/cm^2)

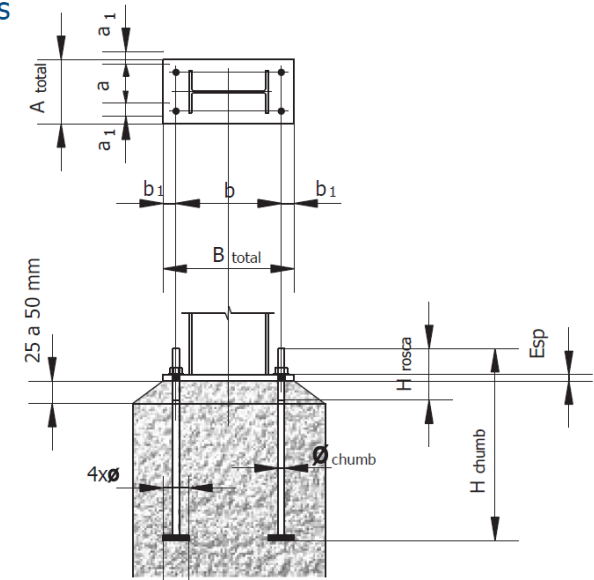
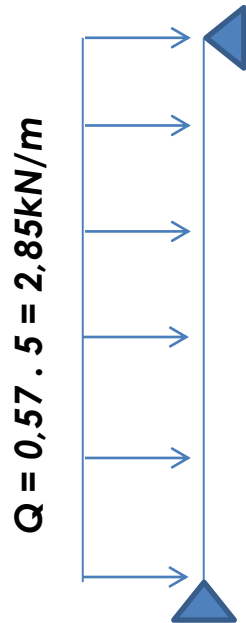


Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

CÁLCULO DOS PILARES FRONTAIS



Cálculo da flecha

$$1 - (CV) \rightarrow f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{6250}{300} = 20,83mm$$

$$I_x = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot f_{max}} = \frac{5 \cdot 0,0285 \cdot 625^4}{384 \cdot 20500 \cdot 2,083} = 1326cm^4$$

Cálculo do Msd (Combinação PP+1,4V0)

$$M_{x,Sd} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{1,4 \cdot 0,0285 \cdot 625^2}{8} = 1948,24kN \cdot cm$$

$$\text{Estimativa de } Zx: M_{x,Rd} = \frac{Zx \cdot Fy}{1,1} \quad Zx = 1948,24 \cdot \frac{1,1}{34,5} = 62,08 kN \cdot cm$$

$$\text{Selecionar perfil Semi compacto a FLT} = \frac{Lb}{ry} < 100$$

$$\text{Selecionar perfil Semi compacto a FLT} = \frac{250}{ry} < 100 \rightarrow ry > 2,5cm$$

Cálculo do da compressão no pilar

$$N_{Sd} = (0,11 + 0,05) \cdot 5m \cdot 6,25m + 0,266 \cdot 6,25 = 6,593 kN$$



Peso estimado do pilar. Deve ser ajustado somente se for necessário

Bases dos pilares Frontais: Por cálculo

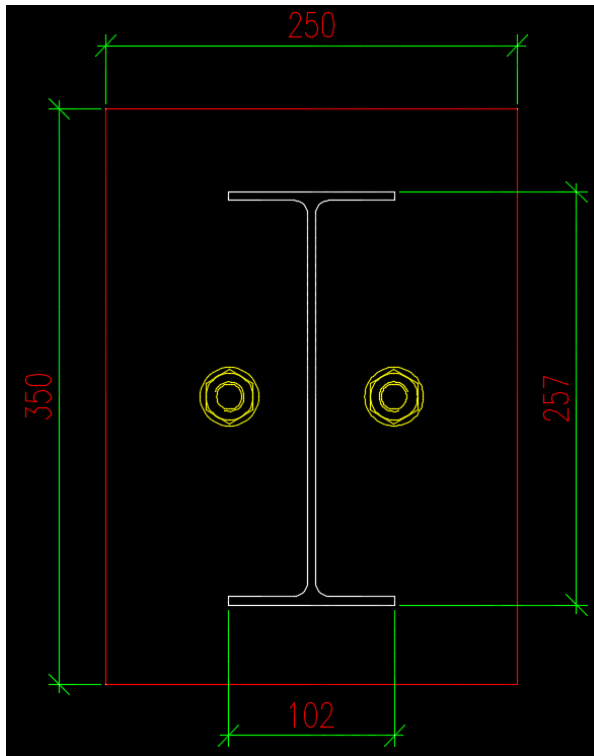
Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Adotando uma chapa de 350mm X 250mm temos $A_{pb} = 875\text{cm}^2$

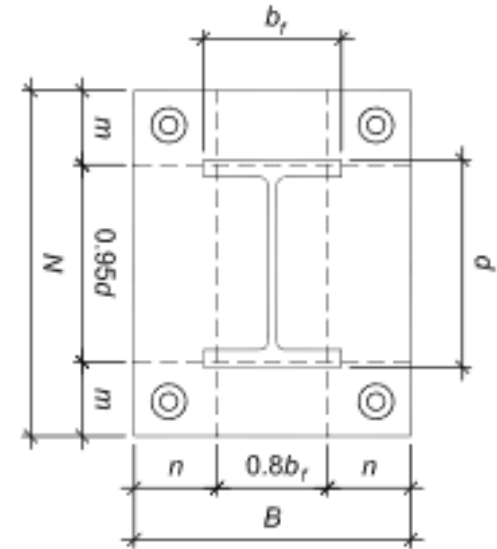
$$\sigma_{Adm,c} = \frac{20}{1,4} = 14,28 \text{ kN/cm}^2 \qquad \sigma_c = \frac{N_{sd}}{A_{pb}} = \frac{1,4 \cdot 6,59}{875} = 0,01 < 14,28 \text{ kN/cm}^2$$

Bases dos pilares Frontais: Por cálculo



$$n' = \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4}$$

$$t = 1,83 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{F_y}}$$



Fonte: Steel Design Guide 2ND edition
Base Plate and Anchor Rod Design Pag. 15

$$n' = \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4} \rightarrow \frac{\sqrt{25,7 \cdot 10,2}}{4} = 4,01 \text{ cm}$$

$$m = \frac{35 - 0,95d}{2} = \frac{35 - 0,95 \cdot 25,7}{2} = 5,29 \text{ cm}$$

$$n = \frac{25 - 0,8bf}{2} = \frac{25 - 0,8 \cdot 10,2}{2} = 8,42 \text{ cm}$$

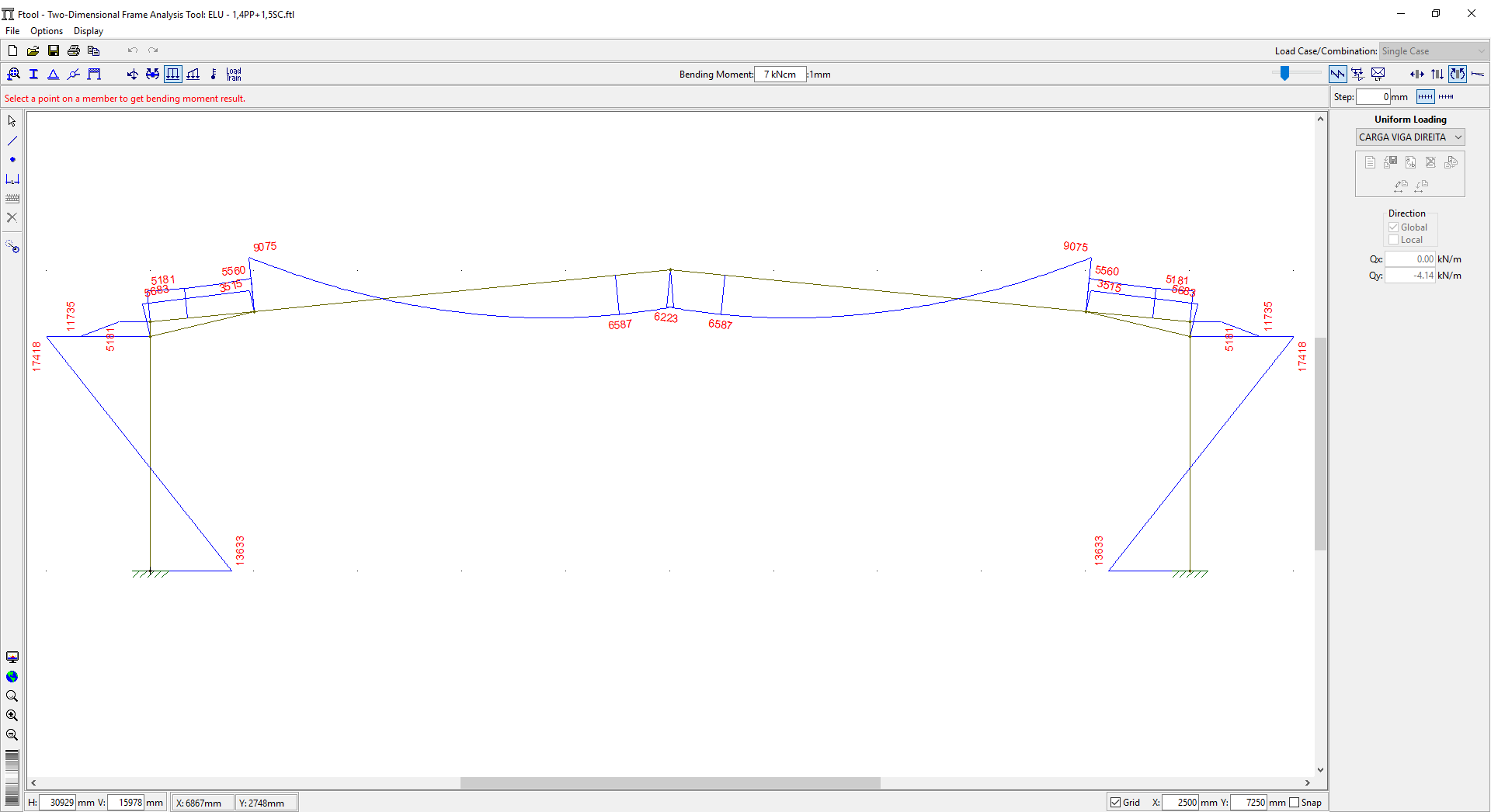
l é o maior entre m , n e n'

$$t = 1,83 \cdot l \cdot \sqrt{\frac{\sigma_c}{F_y}} \rightarrow 1,83 \cdot 8,42 \cdot \sqrt{\frac{0,01}{25}} = 3 \text{ mm}$$

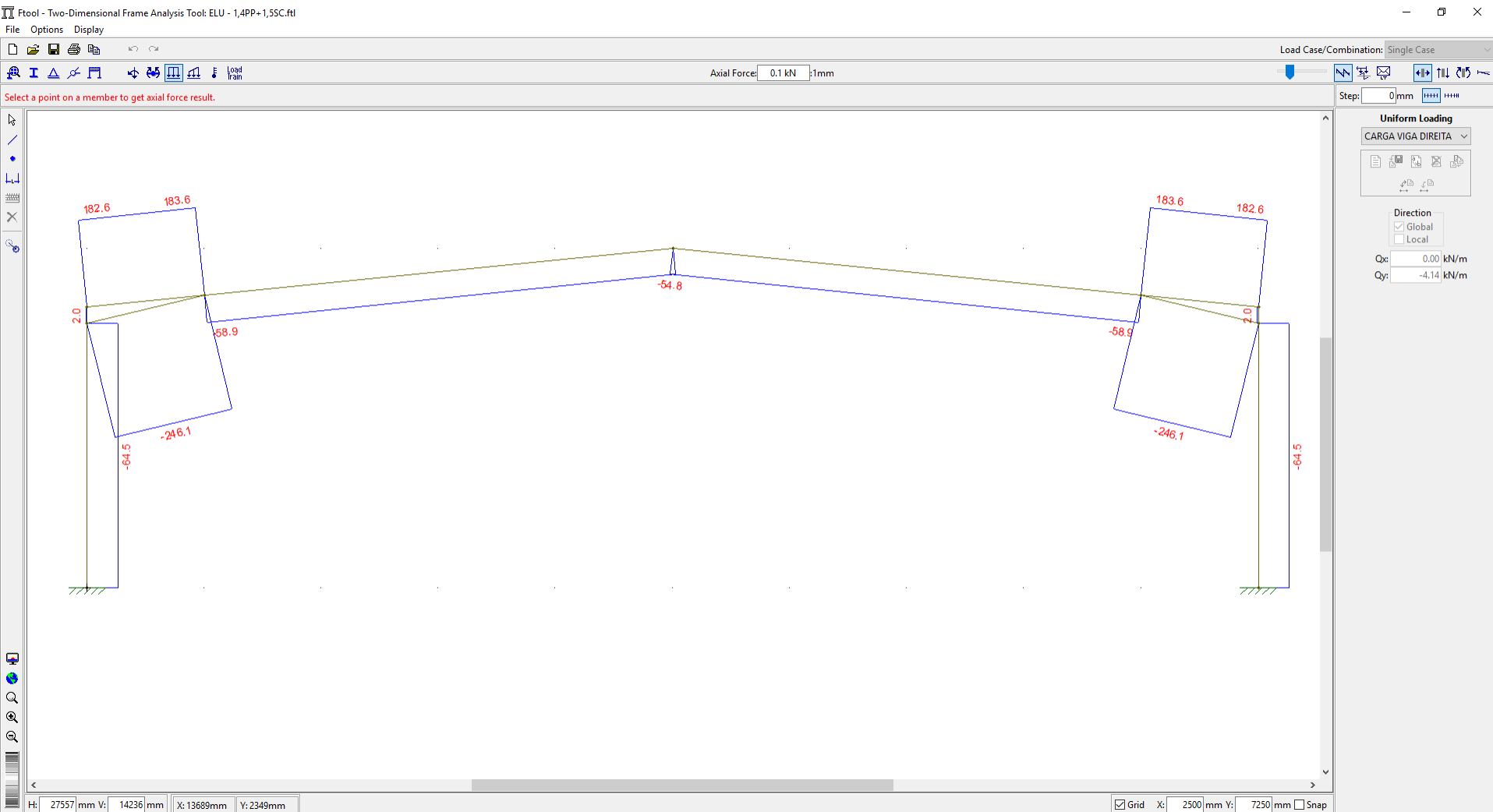
Recomendação mínima para bases de pilares: 16mm
(Bellei, 2005)

Adotar 16mm

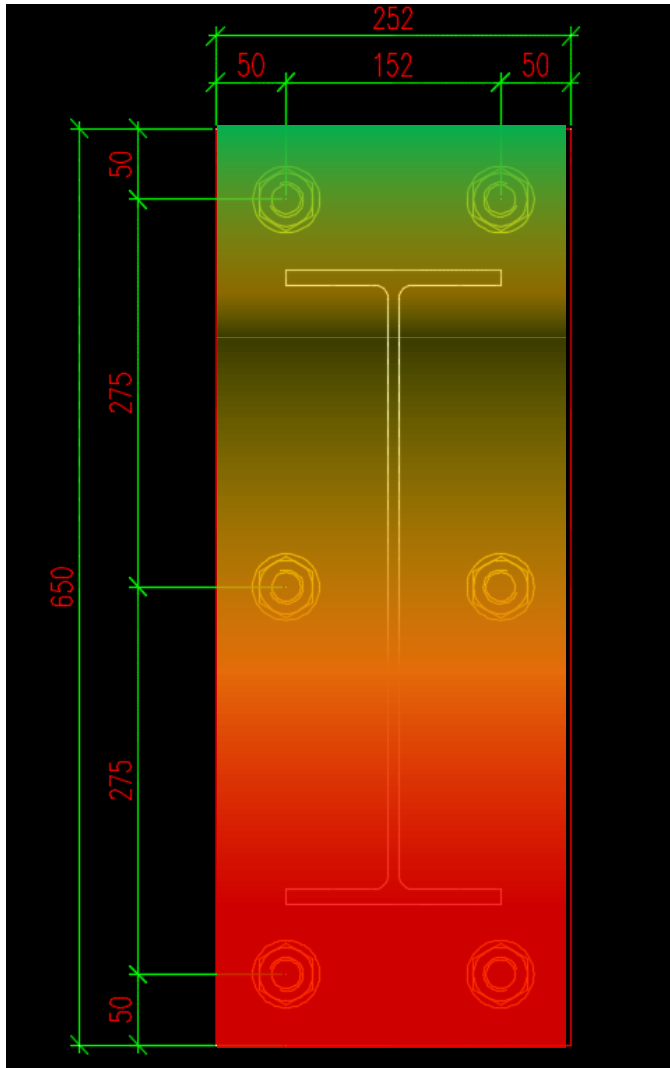
1,4PP+1,5SC – Momentos Fletores



1,4PP+1,5SC – Forças axiais



Bases dos pilares Laterais: Por cálculo



$$M_{sd} = 13633 \text{ kN.cm}$$

$$f_c - \text{máx} = \frac{N}{A_p} + \frac{M}{W} = \frac{N_{sd}}{A.B} + \frac{6.M_{sd}}{B.A^2}$$

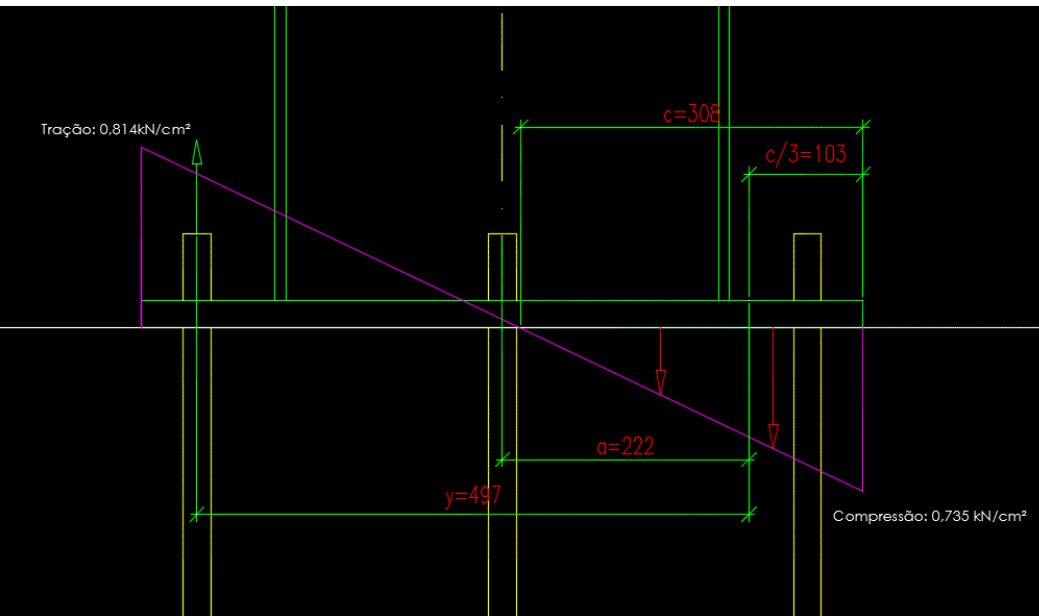
$$f_c - \text{máx} = \frac{64,5}{65.25,2} + \frac{6.13633}{25,2.65^2} = 0,814 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_t - \text{máx} = \frac{N}{A_p} - \frac{M}{W} = \frac{N_{sd}}{B.A} - \frac{6.M_{sd}}{B.A^2}$$

$$f_t - \text{máx} = \frac{64,5}{65.25,2} - \frac{6.13633}{25,2.65^2} = -0,735 \text{ kN/cm}^2$$

Método de dimensionamento idêntico ao utilizado por Bellei,
Edifícios industriais em aço 5ª Edição , 2005

Bases dos pilares Laterais: Por cálculo



$$T = (M - N \cdot a) / y$$

$$T = \frac{13633 - 64,5 \cdot 22,2}{49,7} = 245,5 \text{ kN}$$

Como são 2 chumbadores tracionados
 $\rightarrow T = 122,74 \text{ kN}$

$$\text{Carga nominal} = 122,74 / 1,4 = 87,5 \text{ kN}$$

Resistência à tração

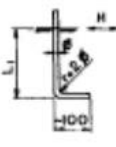
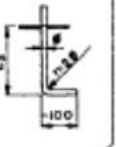
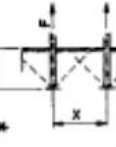
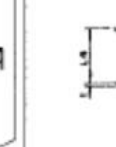
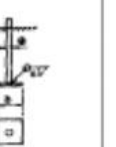
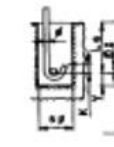
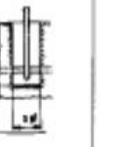
$$F_{rd} = \frac{0,75 \cdot A_b \cdot F_{ub}}{1,35} \rightarrow A_b = \frac{1,35 \cdot 122,74}{0,75 \cdot 40} = 5,52 \text{ cm}^2 \rightarrow \pi \cdot \frac{D^2}{4} = 5,52 \rightarrow D = 2,65 \text{ cm} \rightarrow \text{adotar } 31,25 \text{ mm} (1 \frac{1}{4})$$

Para barras
 rosqueadas deve
 atender também

$$F_{rd} = \frac{A_b \cdot F_{yb}}{1,10} \rightarrow A_b = \frac{1,1 \cdot 122,74}{25} = 5,40 < 5,52 \text{ OK}$$

Bases dos pilares Laterais: Por cálculo

Tabela 12.5 - Força admissível e comprimento de arrancamento dos chumbadores

Chumbadores a cortante		Chumbadores a arrancamento																								
		fixos										com nichos														
																										
Ø ext.	Área	H (adm)	F (adm)	altura mínima do cone de arrancamento	tipo CAL	tipo CAC	tipo CAR	tipo CAG	tipo CAM																	
	cm²	tf	L1	tf	L2	L3	L4	q	t. b	L5	t. b	t _h	L6	Ø2	Y	K	L7	t	N	K						
19	2,84	2,6	330																							
22	3,80	3,5	330																							
25	5,06	4,5	380	6,1	450	800	600	10	19 x 100				600	38	125	60										
32	7,92	7,1	380	9,5	450	1000	600	10	19 x 100				600	44	150	75										
38	11,40	10,3	380	13,7	600	1250	600	12	25 x 120				700	50	180	85										
44	15,20	13,7		18,2	600	1250	800	12	32 x 150				800	57	210	100										
50	19,60	17,6		23,5	750	1700	800	16	32 x 150	800	19 x 200	8 x 150	800	70	240	115	800	32	160	100						
57	25,60			31	900					950	25 x 230	8 x 170					950	38	180	120						
64	31,70			38	900					950	25 x 250	8 x 200					950	38	18	130						
70	38,30			46	1000					1100	32 x 280	8 x 220					1100	50	210	150						
76	45,60			55	1100					1200	32 x 300	8 x 240					1200	50	210	150						
89	62,20			74	1300					1400	38 x 360	10 x 270					1400	64	270	170						
102	81,00			97	1400					1500	38 x 400	10 x 300					1500	76	300	170						

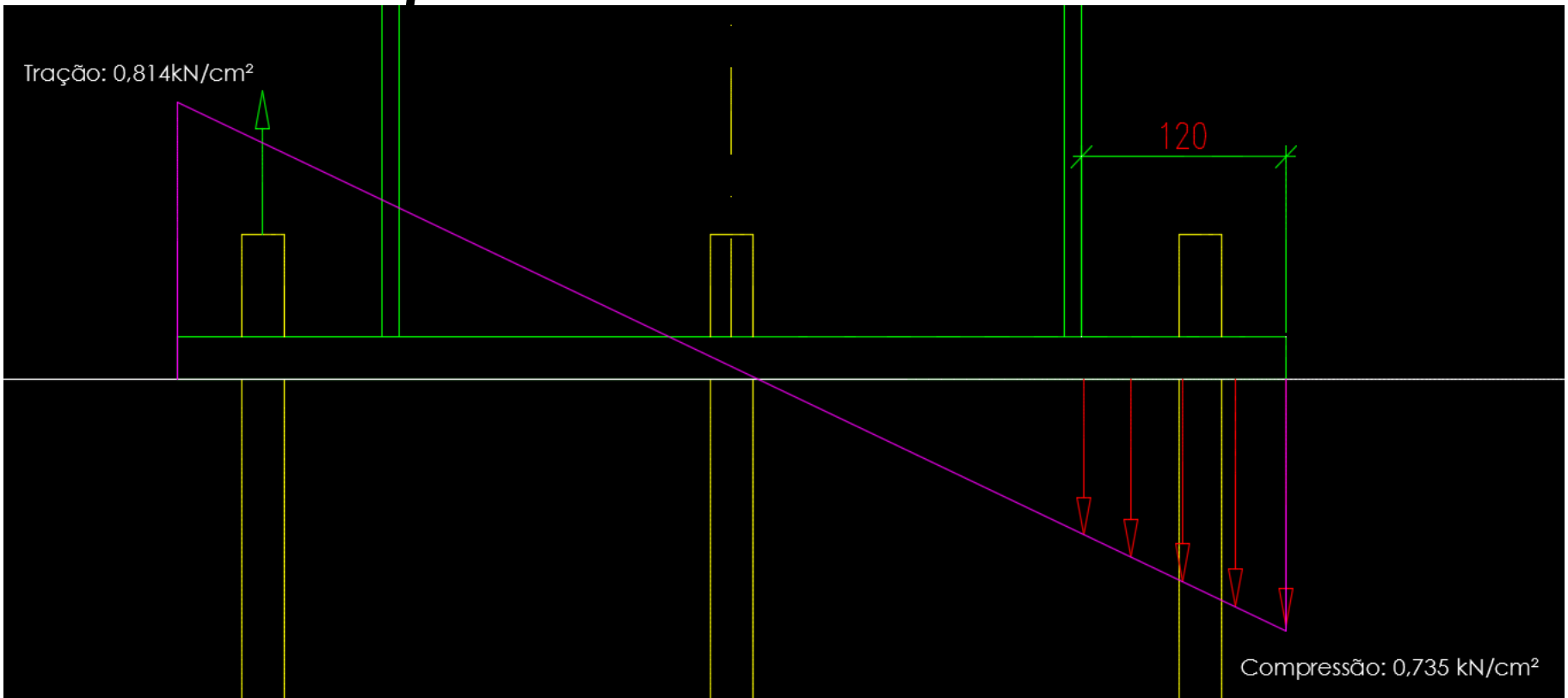
1) Aço SAE 1020 - Fv = 0,9 tf/cm², Ft = 1,2 tf/cm²

2) Dimensões em mm

3) A resistência dos cones de arrancamento foram reduzidas de 50% para compensar as perdas de áreas nas extremidades das fundações

4) Para chumbadores sujeitos a esforços de tração e cisalhamento, fazer a verificação pela fórmula $F = \sqrt{R^2 + 3F_v^2}$

Bases dos pilares Laterais: Por cálculo



$$M_{sd} = \frac{0,735 \cdot 12^2}{2} = 52,92 \text{ kN.cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{rd} \cdot 1,1}{F_y}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 52,92 \cdot 1,1}{25}} = 3,73 \text{ cm} \approx 38 \text{ mm}$$

Contraventamentos Horizontais

Ftool - Two-Dimensional Frame Analysis Tool: Contrav.ftl

File Options Transform Display

Deformed Factor: 0.0

Load Case/Combination: Single Case

Step: 0/mm

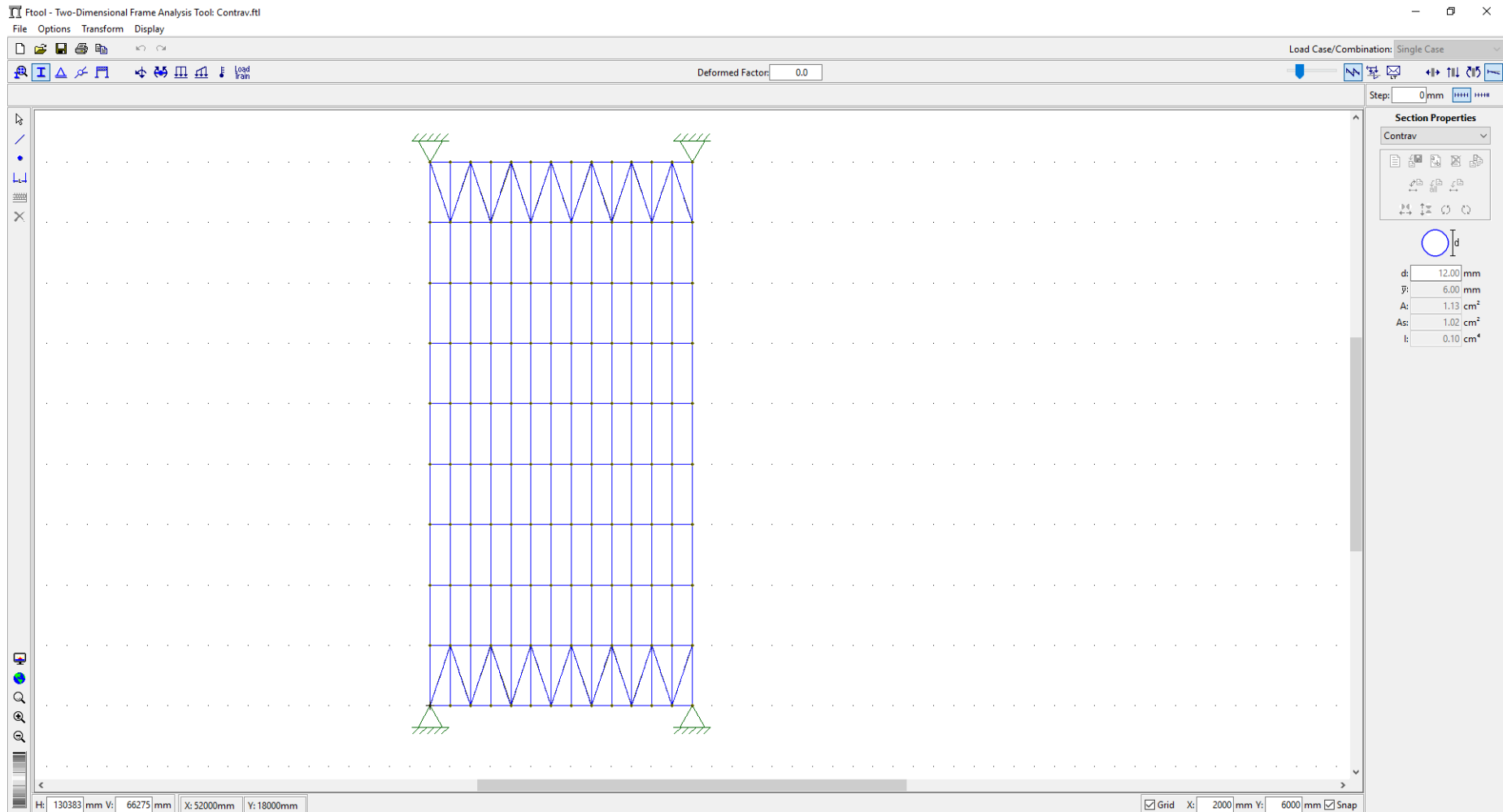
Section Properties

Contrav

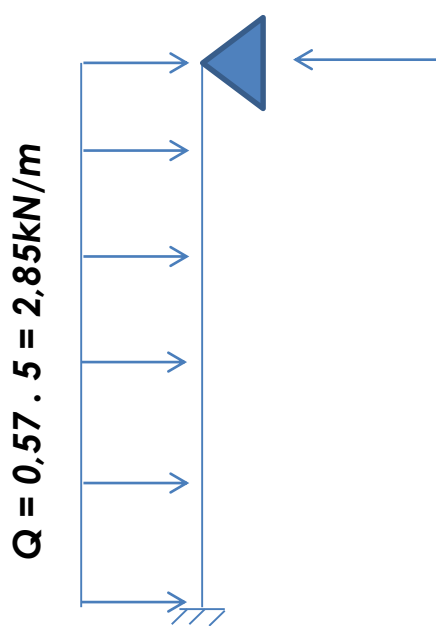
dt: 12.00 mm
y: 6.00 mm
A: 1.13 cm²
As: 1.02 cm²
I: 0.10 cm⁴

H: 130383 mm V: 66275 mm X: 52000 mm Y: 18000 mm

☒ Grid X: 2000 mm Y: 6000 mm ☒ Snap



Contraventamentos Horizontais



The diagram shows a vertical member fixed at the bottom and free at the top. It is subjected to a series of five horizontal loads acting to the right. The total load is given as $Q = 0,57 \cdot 5 = 2,85 \text{ kN/m}$. At the top of the member, there is a blue triangular reaction force acting to the left, representing the horizontal brace force. An arrow points from the reaction force equation to this triangle.

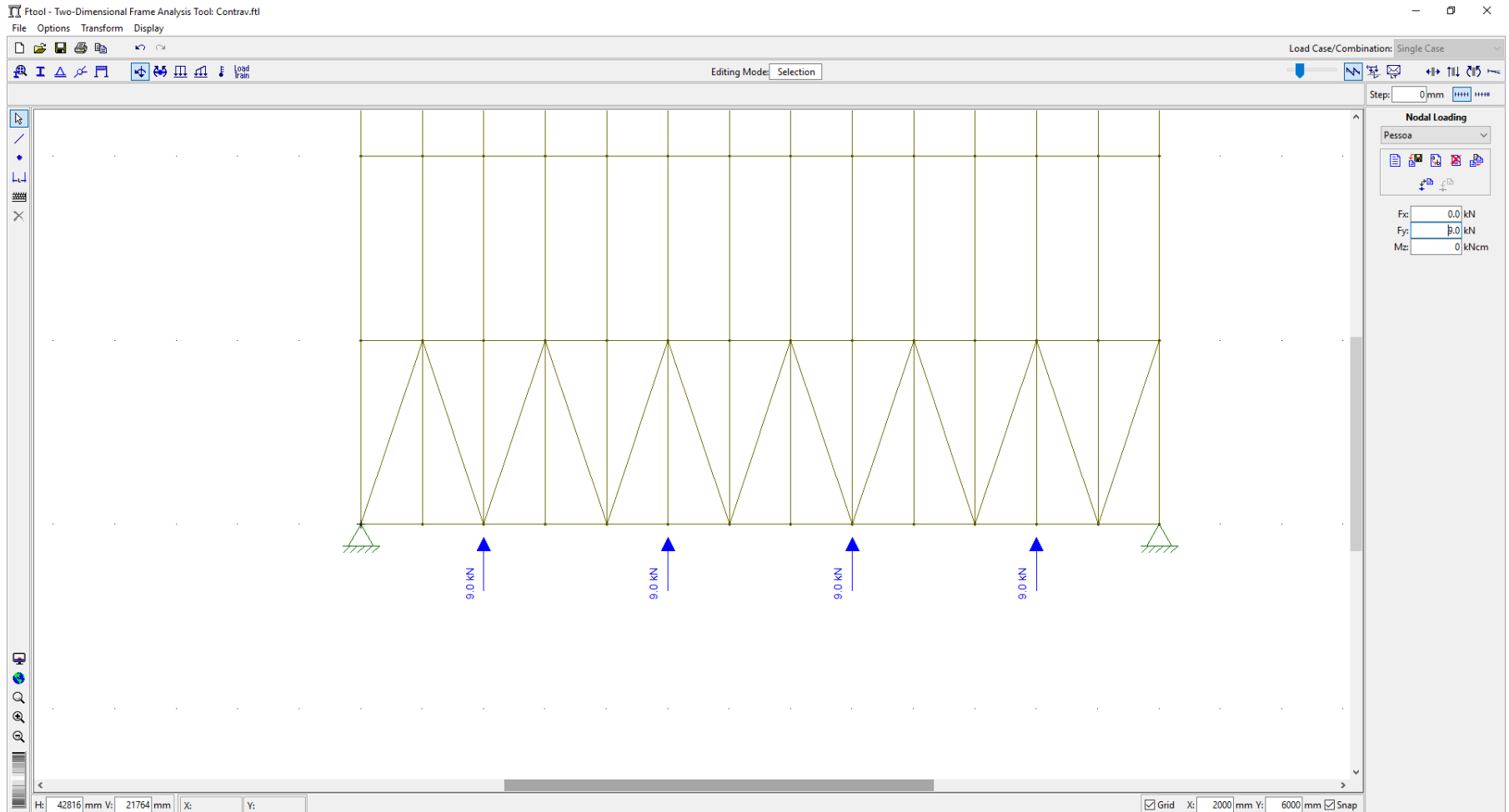
ELS

$$R = 3 \cdot q \cdot \frac{L}{8} = \frac{3 \cdot 0,0285 \cdot 600}{8} = 6,41 \text{ kN}$$

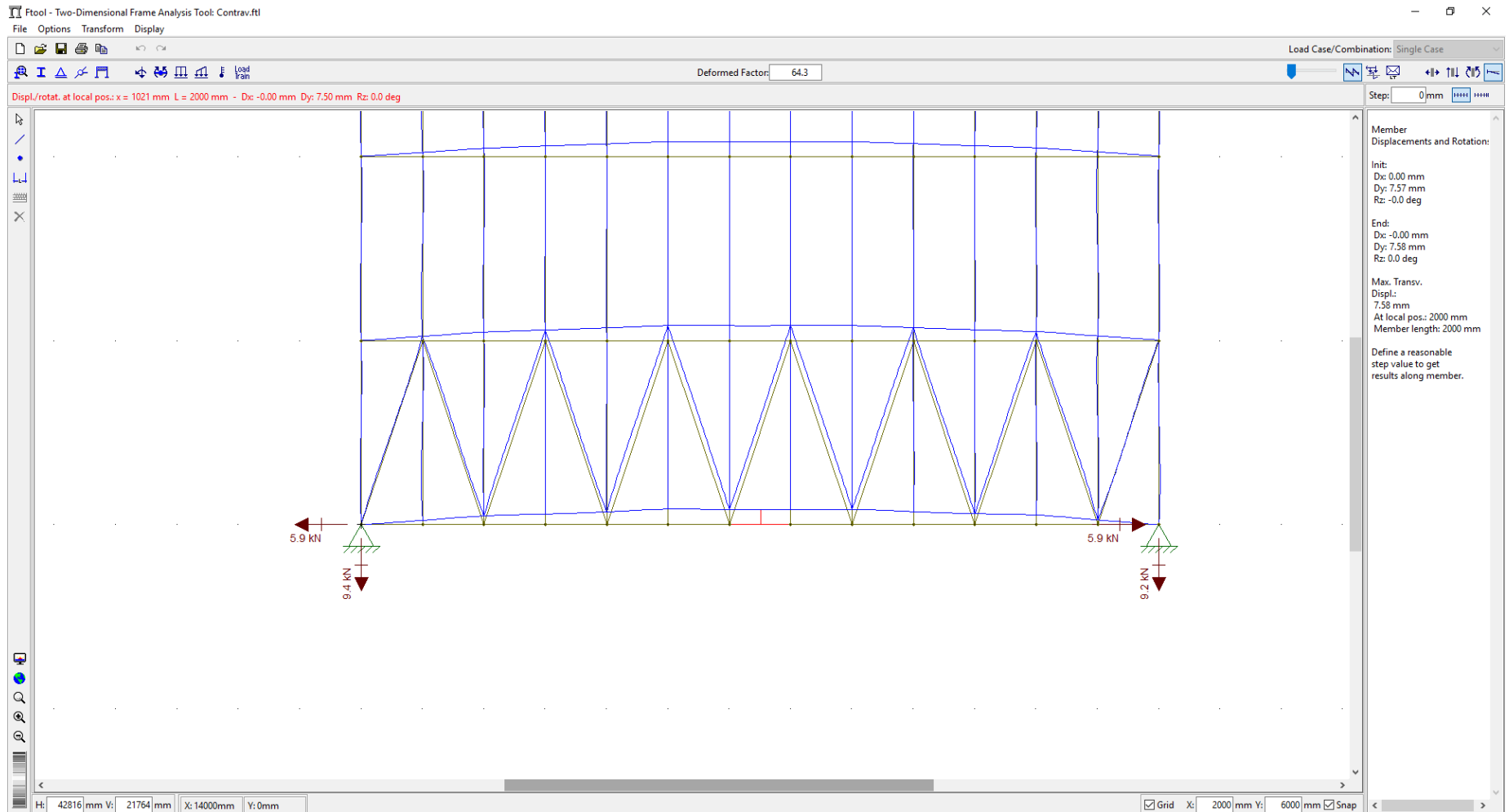
ELU

$$R = 3 \cdot q \cdot \frac{L}{8} = \frac{3 \cdot (1,4) \cdot 0,0285 \cdot 600}{8} = 8,97 \text{ kN}$$

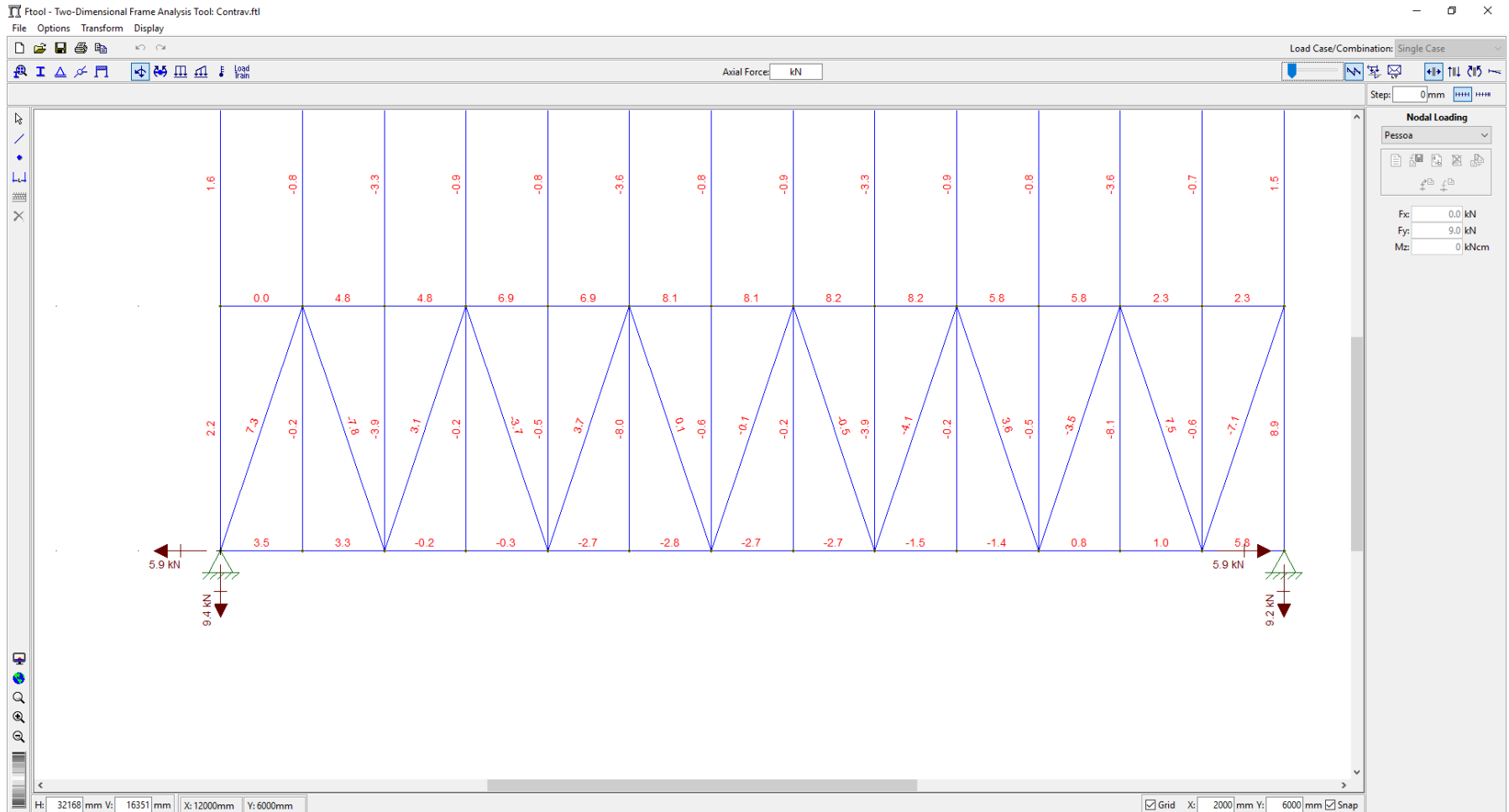
Contraventamentos Horizontais



Contraventamentos Horizontais



Contraventamentos Horizontais



Contraventamentos Horizontais

Cálculo da barra redonda: Somente à tração

Escoamento da seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot F_y}{1,1}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{\pi \cdot \left(\frac{1,2^2}{4}\right) \cdot 25}{1,1}$$

$$N_{t,Rd} = 25,70 \text{ kN} > 7,3 \text{ kN} \quad \text{OK Aprovado}$$

Lista de Materiais

Aplicação	Perfil	Material	Quant	U.M	Peso Unit.	Peso Total	Peso/m²	%
Viga da Cobertura	W360X39,0	ASTM A572GR50	23	Barras 12m	468	10764	7,97	30,62%
Pilares dos pórticos	W410X53	ASTM A572GR50	10	Barras 12m	636	6360	4,71	18,09%
Terças da Cobertura	Ue 150X60X20X3,00	CF-24	126	Barras 6m	40,98	5163,48	3,82	14,69%
Terças do fechamento Lateral	Ue 150X60X20X3,00	CF-24	116	Barras 6m	40,98	4753,68	3,52	13,52%
Escora do Beiral	W200X26,6	ASTM A572GR50	9	Barras 12m	319,2	2872,8	2,13	8,17%
Contraventamentos Verticais	L101X6,4	A36	24	Barras 6m	61,25	1470	1,09	4,18%
Pilares Frontais	W250X25,3	ASTM A572GR50	4	Barras 12m	303,6	1214,4	0,90	3,45%
Correntes da Cobertura	L 38,1X1/8	A36	62	Barras 6m	10,98	680,76	0,50	1,94%
Travamentos da viga (Mesa inferior)	L 38,1X1/8	A36	48	Barras 6m	10,98	527,04	0,39	1,50%
Chapas de Base pilares pórtico	Chapa 650X252X38mm	A36	20	Peças	45	900	0,67	2,56%
Contraventamentos Horizontais	Barra Red. 12mm	A36	60	Barras 6m	6	360	0,27	1,02%
Chapas de Base Pilares Frontais	Chapa 350X250X16mm	A36	8	Peças	10,99	87,92	0,07	0,25%
TOTAL						35154,08	26,04	100,00%

Quanto cobrar nesse projeto?

Sugestão 1:

Por peso: entre 2,5% e 3,5% do valor da obra

$$35.154 \text{ kg} \times (3,60 + 5,50) = \text{R\$}319.901,40$$

$$2,5\% = \text{R\$}7997,00$$

$$3,5\% = \text{R\$} 11.196,55$$

Quanto cobrar nesse projeto?

Sugestão 2 :

Por estimativa de horas: entre R\$120 e R\$ 160,00
a hora técnica

Tempo estimado

Reuniões: 8h

Cálculo: 16h

Detalhamento: 24h

Visitas técnicas: 16h

TOTAL: 64h técnicas

X R\$ 120,00/h = R\$ 7680,00

X 160,00/h = R\$ 10240,00

Tarefa:

Dimensione um galpão em alma cheia

Vão Livre : 40m

Comprimento: 60m

Distanciamento entre pórticos: 6m

Altura dos pilares: 9m

Localização: Belo Horizonte – MG

Telhas Trapezoidais Simples #0,50

Aberturas frontais: 25m^2

Aberturas No fundo: 25m^2

Terreno Plano