



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Curso de Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

**AÇÕES E DIMENSIONAMENTO DOS
ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UM EDIFÍCIO
COMERCIAL EM AÇO**

Professor: Ricardo Hallal Fakury

Aluno: Daniela Alves da Fonseca Villalta

Agosto/2012

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	6
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	6
4	DESENVOLVIMENTO	6
5	CONCLUSÃO	7
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	9
7	ANEXO	10

1 INTRODUÇÃO

A construção com estruturas metálicas no Brasil teve impulso somente na década de 50, após a criação da Companhia Siderúrgica Nacional com sua fábrica de estruturas metálicas montada.

As grandes obras no Brasil em estruturas metálicas eram produzidas com peças importadas na Europa – como foi o caso da cobertura da Estação da Luz, em São Paulo, e a ponte Hercílio Luz, em Florianópolis.

As estruturas eram montadas por processo de rebitagem, que se baseava no conceito de que, diferentemente de uma solda malfeita, um rebite, mesmo malcravado, poderia suportar um esforço considerável. Devido a essa opção, a construção metálica necessitava de um número grande de operário no canteiro. Com o tempo o processo de soldagem foi sendo dominada, possibilitando a fabricação de estruturas mais simples, diminuindo a mão de obra.

As usinas siderúrgicas foram sendo modernizadas, e com o processo de soldagem por arco submerso tornou-se possível a composição de perfis soldados e a execução de juntas de extensão, assim a produtividade e a qualidade cresceram.

Na década de 1980, o Brasil já deixava de ser importador de aço e assumia a condição de exportador do produto. Hoje os mais utilizados nas estruturas metálicas são o aço carbono de baixa liga ASTM A 36, a partir do qual são produzidos os aços ASTM A 572, de alta resistência mecânica, e os aços patináveis ASTM A 588.

Diante do contexto, admite-se que problemas técnicos não constituem mais entrave para o uso das estruturas metálicas em edificações no Brasil. Os custos finais estão mais competitivos e começam a chegar do exterior, painéis de fechamento industrializados e outros sistemas capazes de explorar o potencial das estruturas metálicas. Enfim, o aço pode entrar em uma nova era na construção civil brasileira.

Abaixo seguem algumas possíveis vantagens da estrutura metálica:

- **Menor tempo de execução:** A estrutura metálica é projetada para fabricação industrial e seriada, de preferência, levando a um menor tempo de fabricação e montagem.
- **Maior confiabilidade:** O material é único e homogêneo, com limites de escoamento e ruptura e módulo de elasticidade bem definidos, além de ser uma estrutura fabricada e montada por profissionais qualificados.
- **Maior limpeza de obra:** Não agrega volume aos entulhos, pois não precisa de escoramento e fôrmas.
- **Maior facilidade de transporte e manuseio:** Em função da maior resistência do material, as peças de aço são menores, com menor peso relativo, facilitando assim o carregamento, transporte e manipulação.
- **Maior facilidade de ampliação:** Na maioria das vezes não interfere nas outras atividades pois as peças são menores e fabricadas fora do local da obra.
- **Maior facilidade de montagem:** Sendo a estrutura de aço feita em regime de fabricação industrial, a equipe montadora já recebe as peças nos tamanhos definidos, com as extremidades preparadas para soldagem ou aparafusamento durante a montagem feita de forma rápida e eficiente, com mão de obra qualificada e equipamentos leves.
- **Facilidade de desmontagem e reaproveitamento:** A estrutura de aço tem a seu crédito o valor residual que não é perdido com a execução da obra, pois ela pode ser desmontada e transferida para outro local sem maiores problemas
- **Facilidade de vencer grandes vãos:** A maior resistência do aço conduz à melhoria das condições para vencer grandes vãos, com menores dimensões das peças e menores pesos.

- ***Precisão das dimensões dos componentes estruturais:*** Como a fabricação obedece a rigorosas especificações dimensionais, pode-se encomendar todos os acessórios antecipadamente, sejam portas, janelas, basculantes e outros. Os gastos são menores com alvenarias e argamassas. No caso de prédios, após a montagem da estrutura, ela está totalmente nivelada e aprumada, o que serve de guia para as demais etapas.
- ***Maior facilidade de reforço:*** Quando houver necessidade de aumento de carga, a estrutura pode ser facilmente reforçada, em alguns casos com a colocação apenas de uma chapa numa viga ou coluna.
- ***Resistência à corrosão:*** O aço apresenta excelente resistência à corrosão atmosférica desde que determinados cuidados sejam tomados. Para melhorar ainda mais a resistência do aço à corrosão, protege-se a estrutura com pintura e/ou galvanização; pode-se ainda trabalhar com aços de alta resistência à corrosão atmosférica, que são capazes de durar quatro vezes mais que os aços comuns.

Dentre as desvantagens do Aço pode-se citar:

- O aço exige conservação maior que as estruturas de concreto armado;
- Exige grau maior de especialização da mão-de-obra de montagem no canteiro de obras e eleva o gasto com equipamentos, normalmente alugados ou amortizados pela obra específica;
- A estrutura de aço exige uma proteção contra incêndio que aumenta seu preço. Essa proteção não é, normalmente, exigida em estruturas de concreto armado;
- Atualmente no Brasil, a estrutura de aço, em geral, ainda é mais cara que a de concreto armado para o mesmo fim, principalmente pelos motivos acima citados. Esta característica se fortalece nas construções residenciais ou para escritórios até cerca de 40 andares e pontes de pequenos vãos;

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver a aplicação das ações permanentes, sobrecargas e vento nas estruturas, bem como dimensionar as peças constituintes da edificação proposta.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

Ftool – Two – Dimensional Frame Analysis Tool – Educational Version 2.12

4 DESENVOLVIMENTO

Para o dimensionamento apresentado, uma parte dos cálculos dos esforços na estrutura foi feita utilizando o software Ftool e o restante foi feito manualmente e ou auxiliados por planilhas. O dimensionamento dos perfis, bem como o lançamento dos carregamentos pode ser visualizado no anexo.

5 CONCLUSÃO

Acredita-se que um dos principais entraves para o crescimento da construção em aço no Brasil ainda é uma questão cultural, já que naturalmente há uma resistência a tudo que é diferente do tradicional.

Dados do CBCA apontam que a média anual de crescimento da participação das estruturas de aço no país tem sido de 6,5% desde 1999, tendo chegado a 18% em 2008.

Entretanto, para a utilização de determinado tipo de estrutura, é preciso analisar as necessidades específicas de cada obra. Em um empreendimento que não precisa de velocidade de execução, o aço dificilmente se torna competitivo, pois é a diminuição no cronograma e a conseqüente redução de custos diretos e indiretos que fazem a diferença na conta final.

Enfim, a escolha do material é sempre uma incógnita e cada sistema tem um uso apropriado.



fonte: <http://www.cbca-iabr.org.br/copa2014/capacidade-industrial.php>



Fonte: www.lemifer.com.br

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

1 - NBR-8800 / 2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios.

2 - NBR-6120 / 1980 – Cargas para o cálculo de Estruturas de Edificações.

3 - NBR-6123 / 1988 – Forças devidas ao vento em Edificações.

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

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

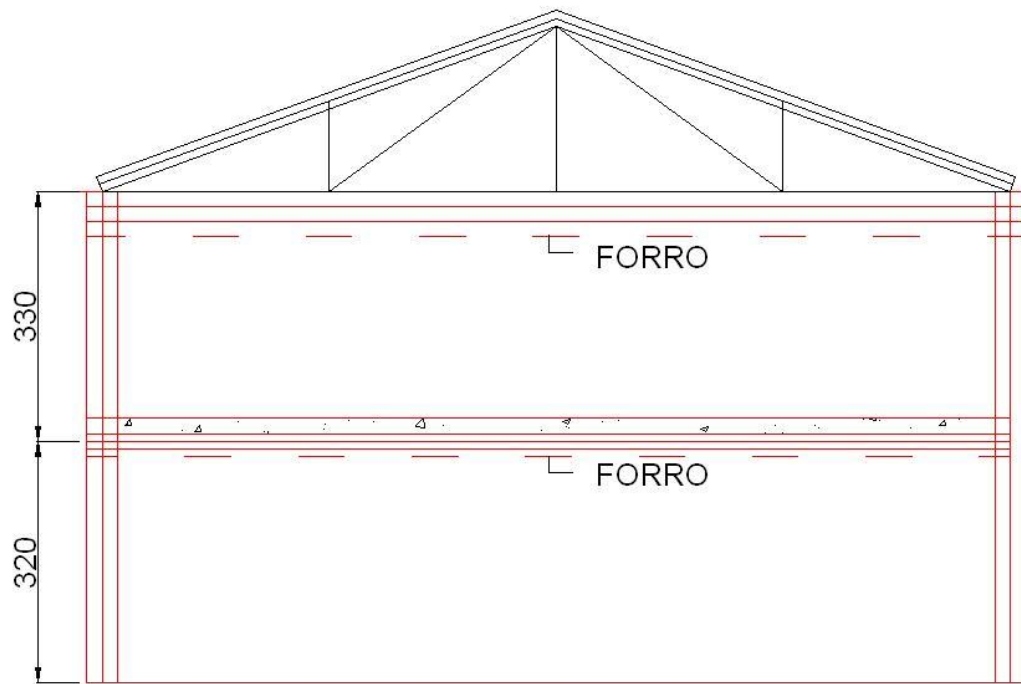
6 - Apostila – Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço – versão 3 - Professor Ricardo Hallal Fakury

7 - <http://metalica.com.br/vantagens-da-construcao-em-aco>

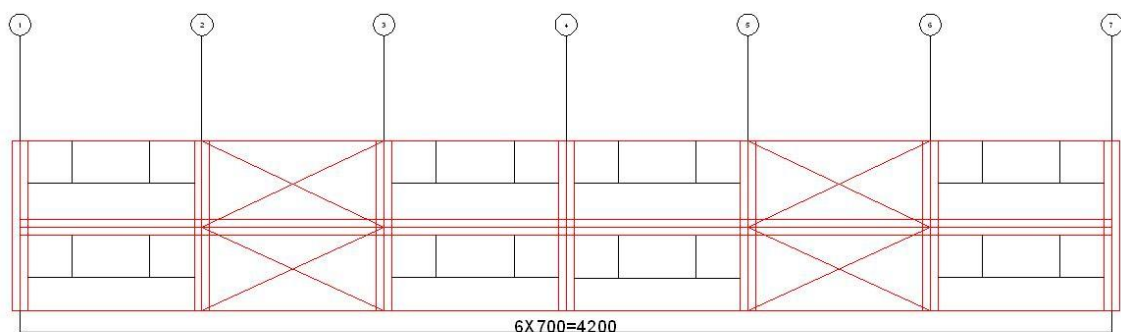
7 ANEXO

Projeto de um Edifício Comercial de dois pavimentos para escritório

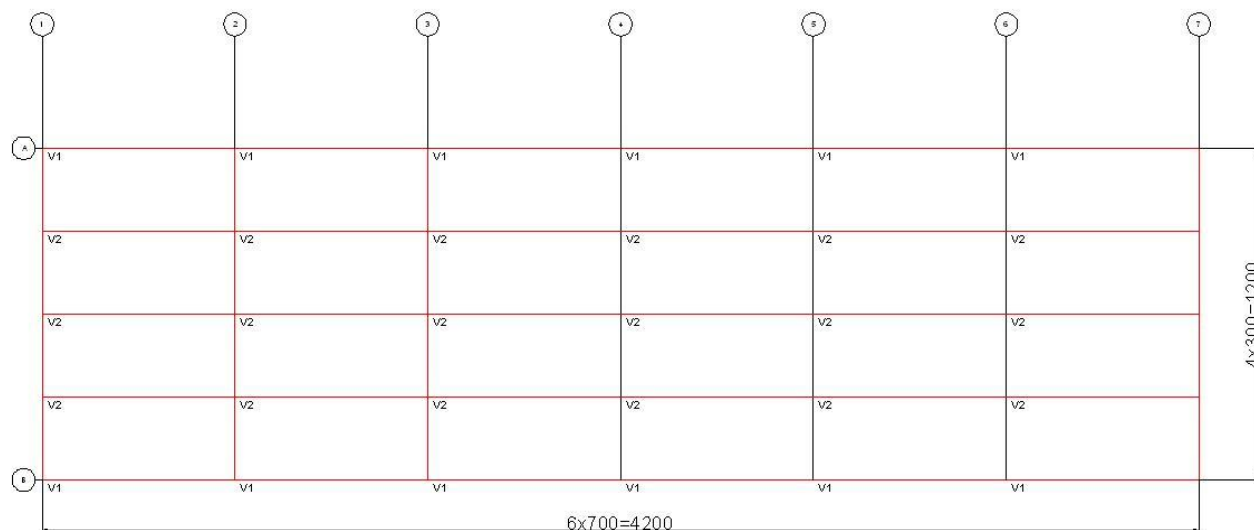
Para informações sobre carregamento, ver apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Projeto de Estruturas de Aço I – Ações nas Estruturas – Trabalho Prático - Professor Ricardo Hallal Fakury



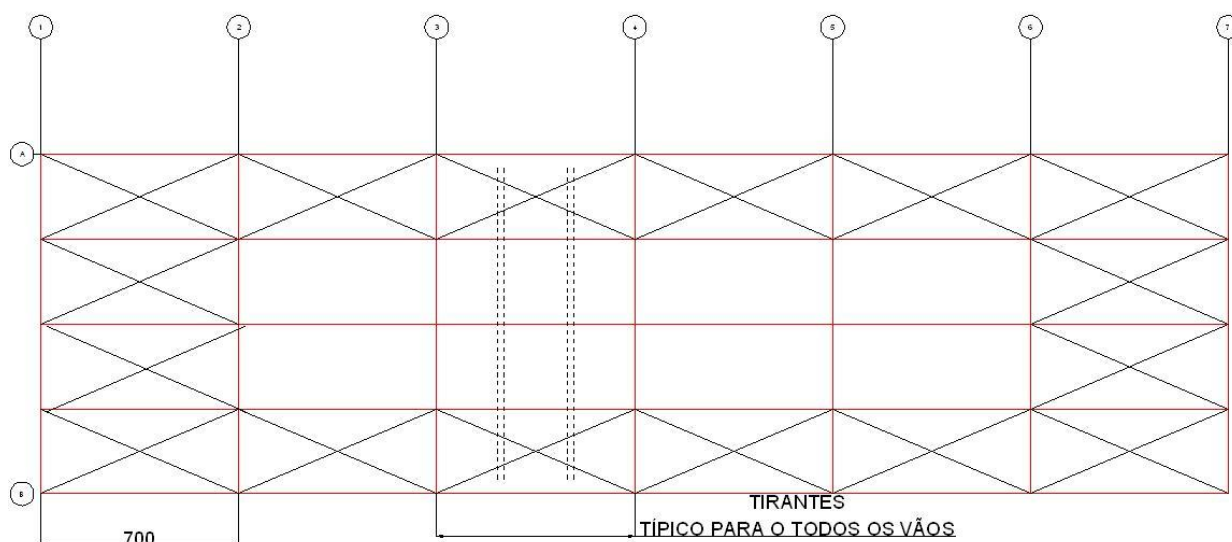
SEÇÃO TRANSVERSAL



FACHADAS LATERAIS



Y PISO DO 2º PAVIMENTO

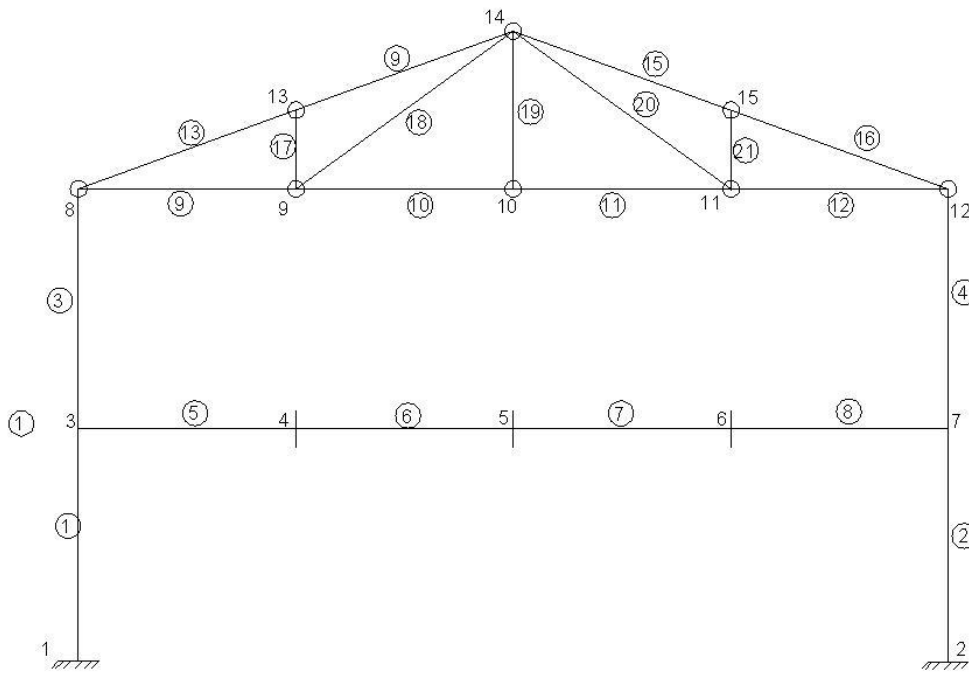


Y COBERTURA

1) Verificar se as disposições dispostas sobre os pórticos internos estão totalmente corretas, mantendo todas as hipóteses estipuladas, inclusive aquelas referentes às estimativas de pesos próprios das barras.

a) Ações Atuantes nos Pórticos Internos

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



a1) Carga permanente

- no piso do 2º pavimento:

Estrutura (vigamento metálico) = 0,37kN/m²

Forro = 0,20kN/m²

Laje: 0,1x25 = 2,50kN/m²

Revestimento Laje = 0,50kN/m²

Total = =3,57kN/m²

Paredes e janelas sobre V1: entre eixos 2-3 e 5-6 : 2 x 3,3 = 6,6 kN/m

Entre demais eixos: 2 x 3,3/2 + 0,2 x 3,3/2 = 3,63kN/m

- na cobertura

Telhas = 0,07kN/m²

Estrutura (tesoura treliçada, terças e

Mãos francesas = 0,17kN/m²

Forro = 0,20kN/m²

Total = =0,44kN/m²

- resumo

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

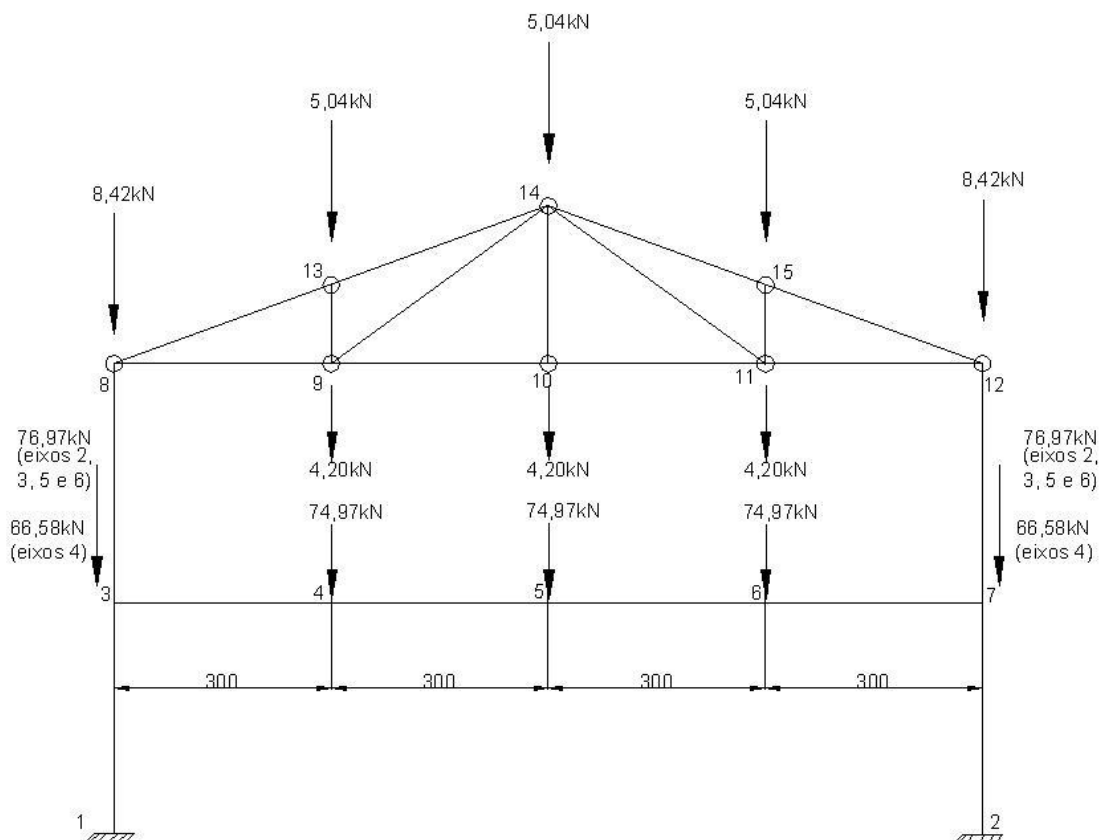
Carga nos nós 9, 10 e 11 (forro da cobertura) = $0,20 \times 7 \times 3,0 = 4,20\text{kN}$

Carga nos nós 13, 14 e 15 (estrutura e telhas da cobertura) = $(0,07+0,17) \times 7 \times 3 = 5,04\text{kN}$

Carga nos nós 3 e 7 (reações da vigas V1+ pilar):

- Eixos 2, 3, 5 e 6 : $3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + (6,6 + 3,63) \times 7/2 = 76,97\text{kN}$
- Eixos 4: $3,57 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + 3,63 \times 7 = 66,58\text{kN}$

Carga nos nós 4,5 e 6 (reações das vigas V2) : $3,57 \times 7 \times 3,0 = 74,90\text{kN}$



a2) Sobrecarga:

- no piso do 2º Pavimento:

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

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

- resumo:

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

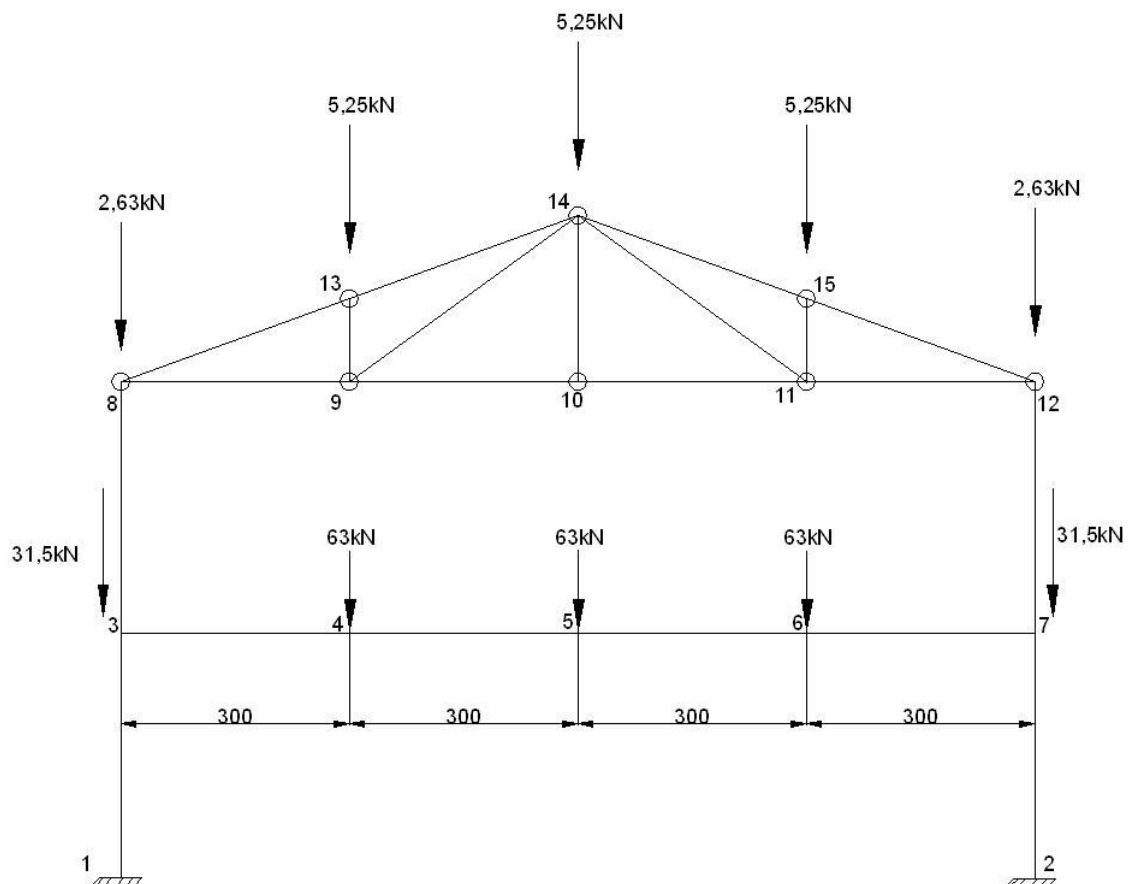
Carga nos nós 4,5 e 6 (reações das vigas V2) : $(2,0+1,0) \times 7 \times 3,0 = 63,0\text{kN}$

- na cobertura:

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

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

Carga nos nós 13, 14 e 15 : $0,25 \times 7 \times 3 = 5,25\text{kN}$



a3) Vento transversal

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

$S_1 = 1,0$ (terreno plano)

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

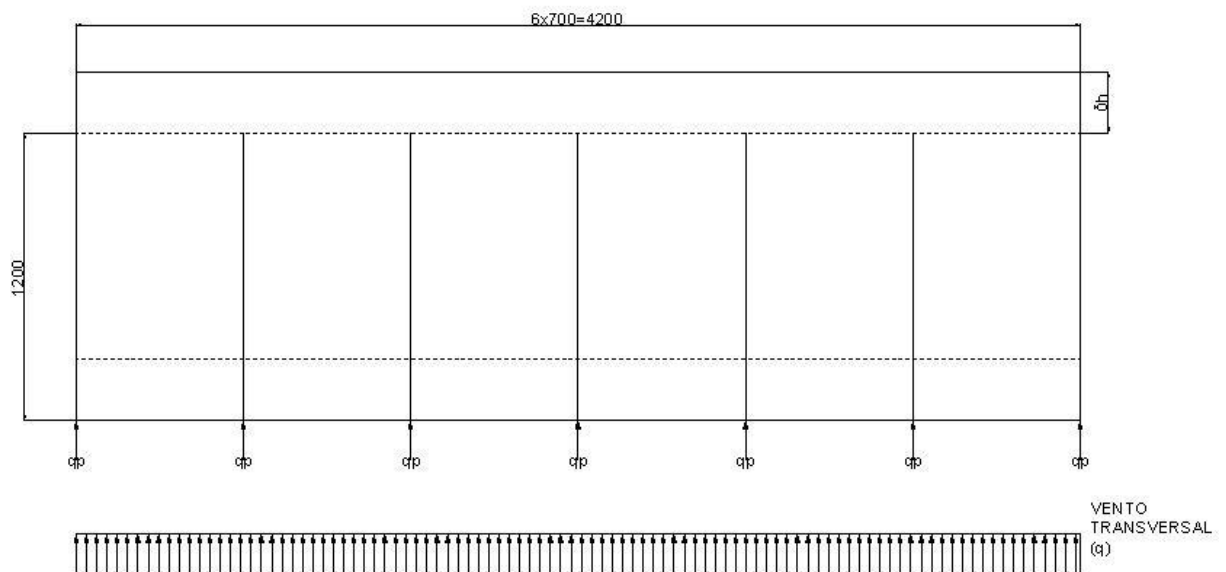
$S_3 = 1,0$ (Grupo 2)

Velocidade Característica V_k e pressão dinâmica q :

Altura h	$V_k = S1 \times S2 \times S3 \times V_o$	$Q = 0,613(V_k)^2 / 10^3$
$h \leq 5m$	26,60m/s	0,43kN/m ²
$5m < h \leq 10m$	29,05m/s	0,52kN/m ²

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

- $h \leq 5m$ - $q_p = 0,43 \times 42/7 = 2,58kN/m$
- $5m < h \leq 10m$ - $q_p = 0,52 \times 42/7 = 3,12kN/m$



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

- paredes:

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

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

Para $\alpha = 90$ graus, tem-se:

- Parede a barlavento: $C_e = +0,7$
- Parede a sotavento: $C_e = -0,6$

- telhado:

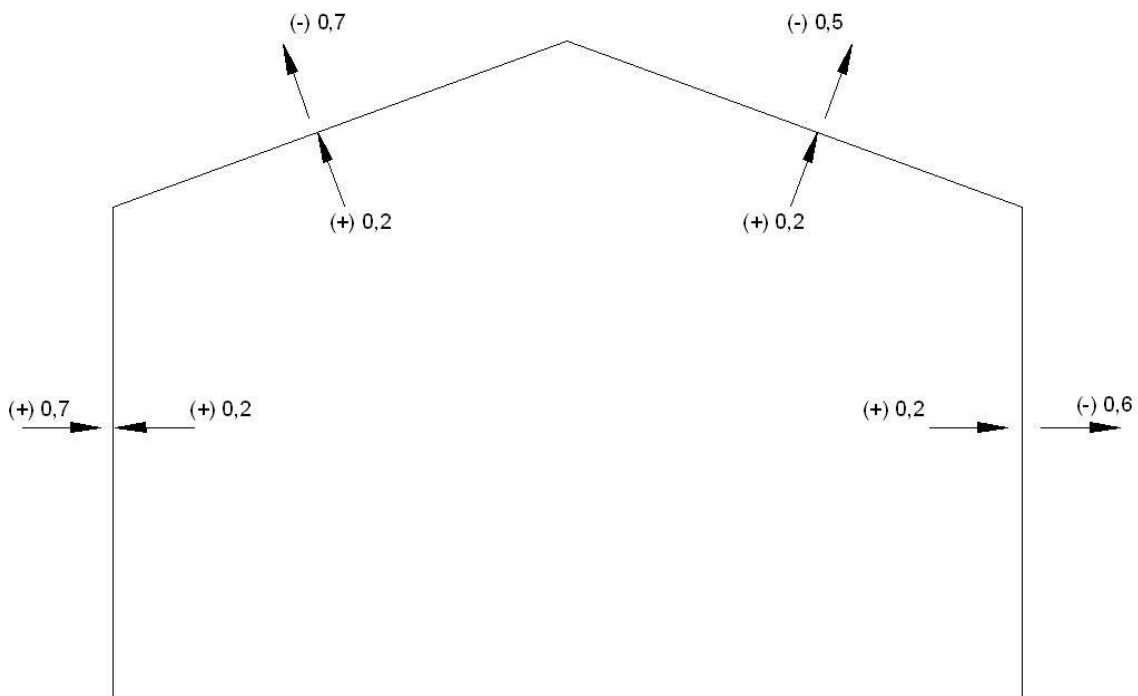
$$1/2 < h/b = 6,5/12 = 0,54 < 3/2$$

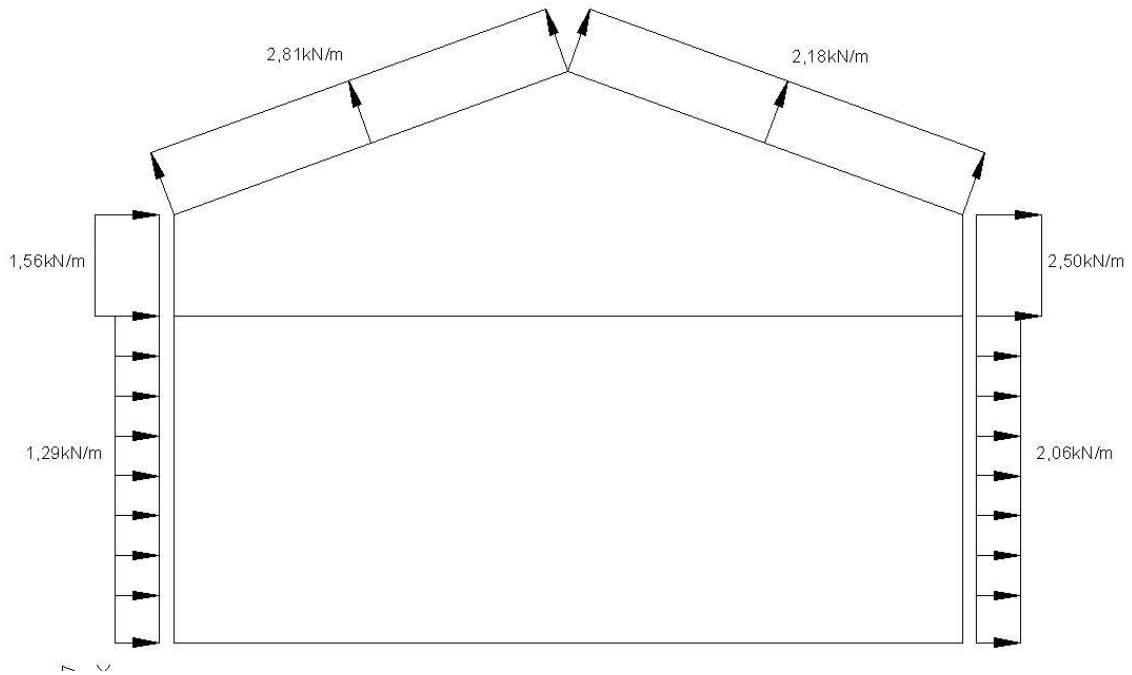
Para $\alpha = 90$ graus, e $\theta = 20$ graus, tem-se:

- Parte do telhado a barlavento: $C_e = -0,7$
- Parte do telhado a sotavento: $C_e = -0,5$

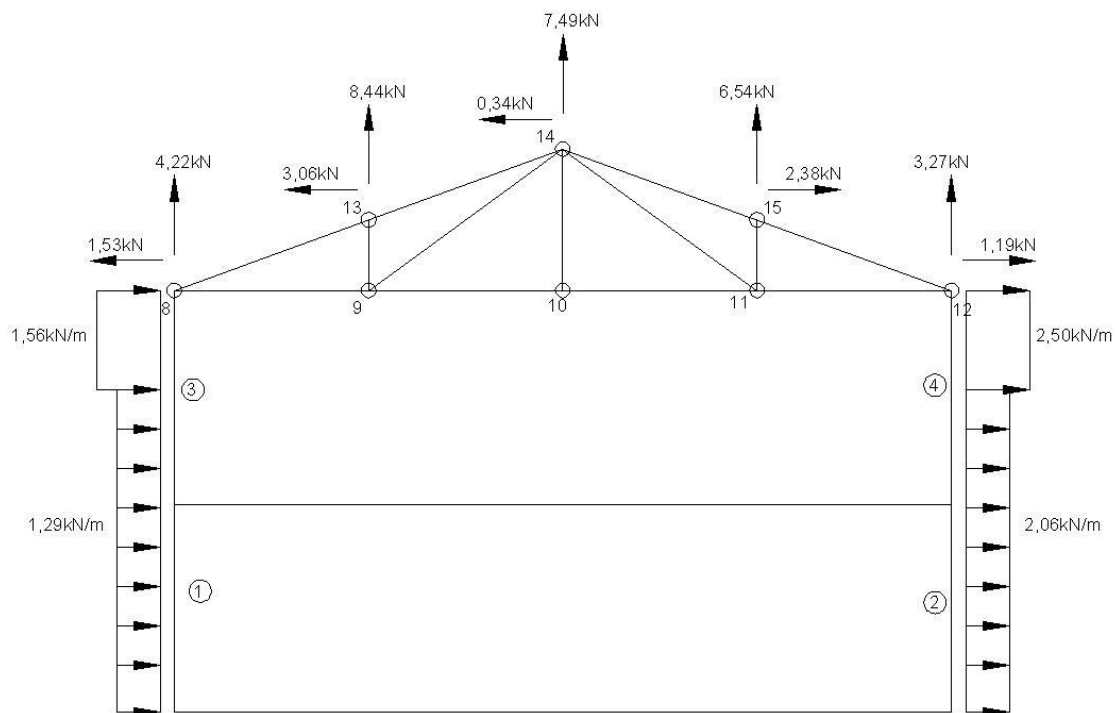
Para obtenção do coeficiente de pressão interno, pode-se considerar a duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e as duas fachadas transversais impermeáveis. Como se está avaliando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis, de acordo com o item 3.4.5, tem-se que: $C_{pi} = +0,2$.

A seguir, são mostrados os coeficientes e as ações finais devidas ao vento nos pórticos internos, obtidas pelo produto C_{qp} , com $C = C_e - C_{pi}$.

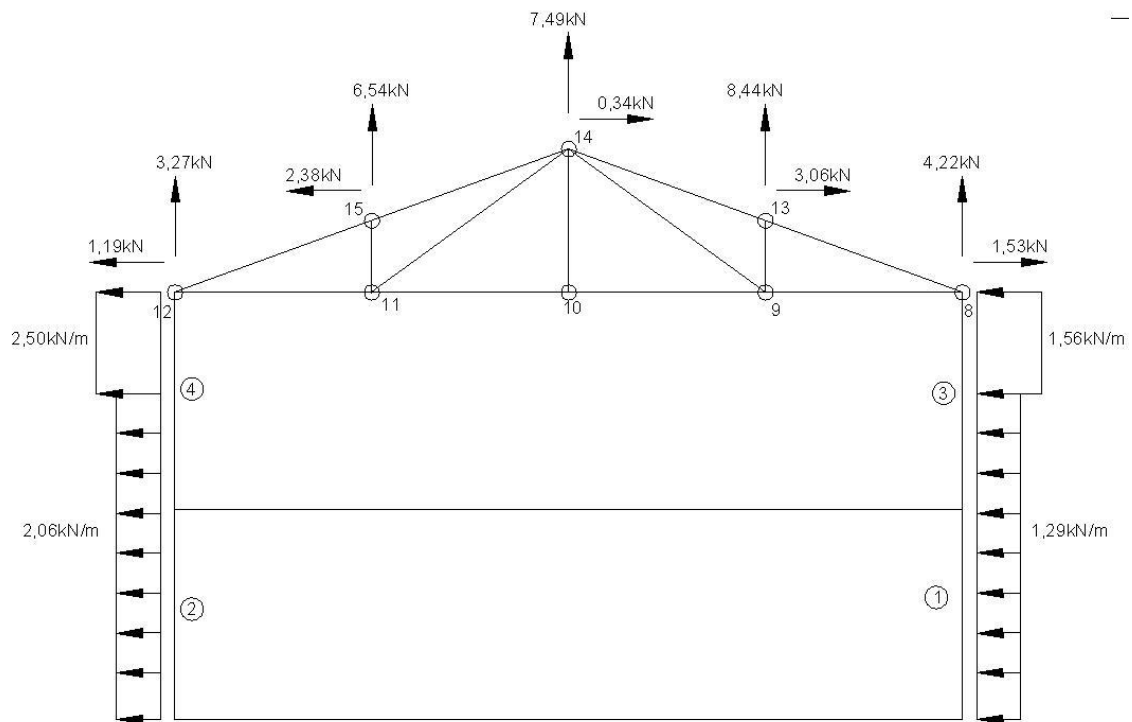




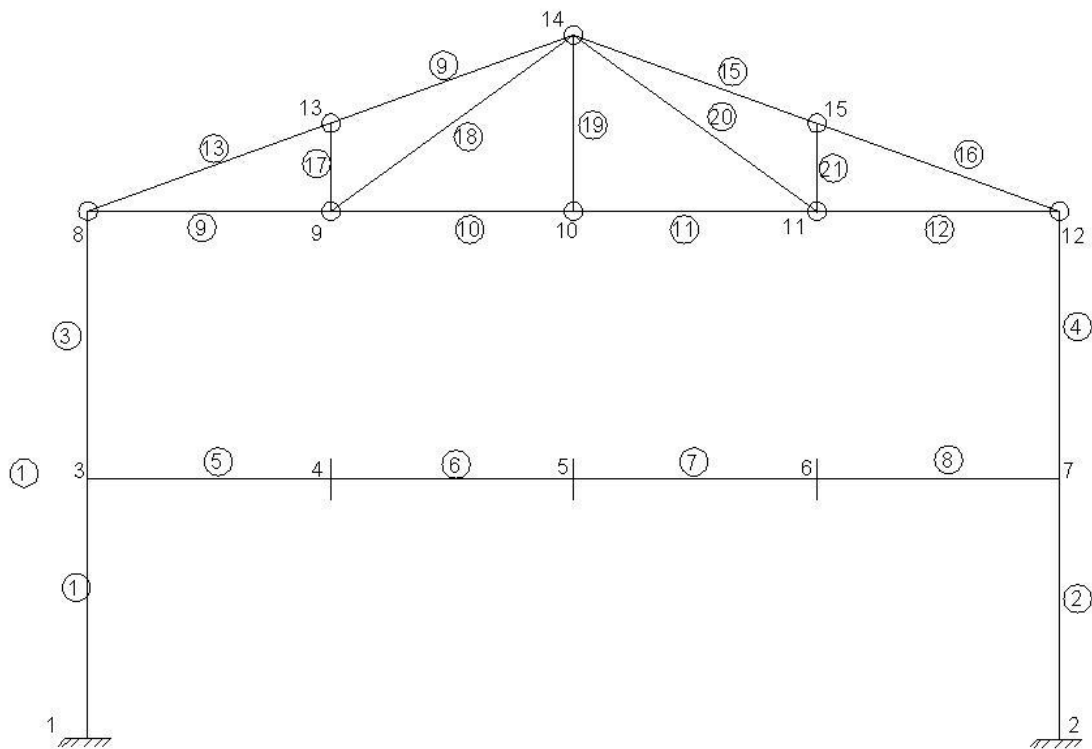
Lembrando que o vento considerado tem sentido da esquerda para direita nos pórticos, tomando-se as forças na cobertura aplicada nos nós da treliça e decompondo-as na direção vertical e horizontal, para facilitar a análise estrutural, obtém-se finalmente o carregamento mostrado a seguir:



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



2)Pré- dimensionamento das barras que compõem os pórticos internos, sabendo-se que:



Pilares (barras 1 a 4) – devem possuir perfil laminado do tipo H da GERDAU AÇOMINAS com altura de 250mm ou 310mm, em aço ASTM A572-Grau 50;

Perfil adotado = W 310x107

Viga do Pórtico (barras 5 a 8) deve possuir perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 com altura entre 550mm e 650mm – Aço USI CIVIL 300

Perfil adotado = VS 600x95

As cordas inferiores (barras 9 a 12) e superior 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 76,2mm em aço ASTM A36;

Perfil adotado = L 63,50x6,35

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 44,45mm e 63,5mm em aço ASTM A36

Perfil adotado = L 50,8x6,35

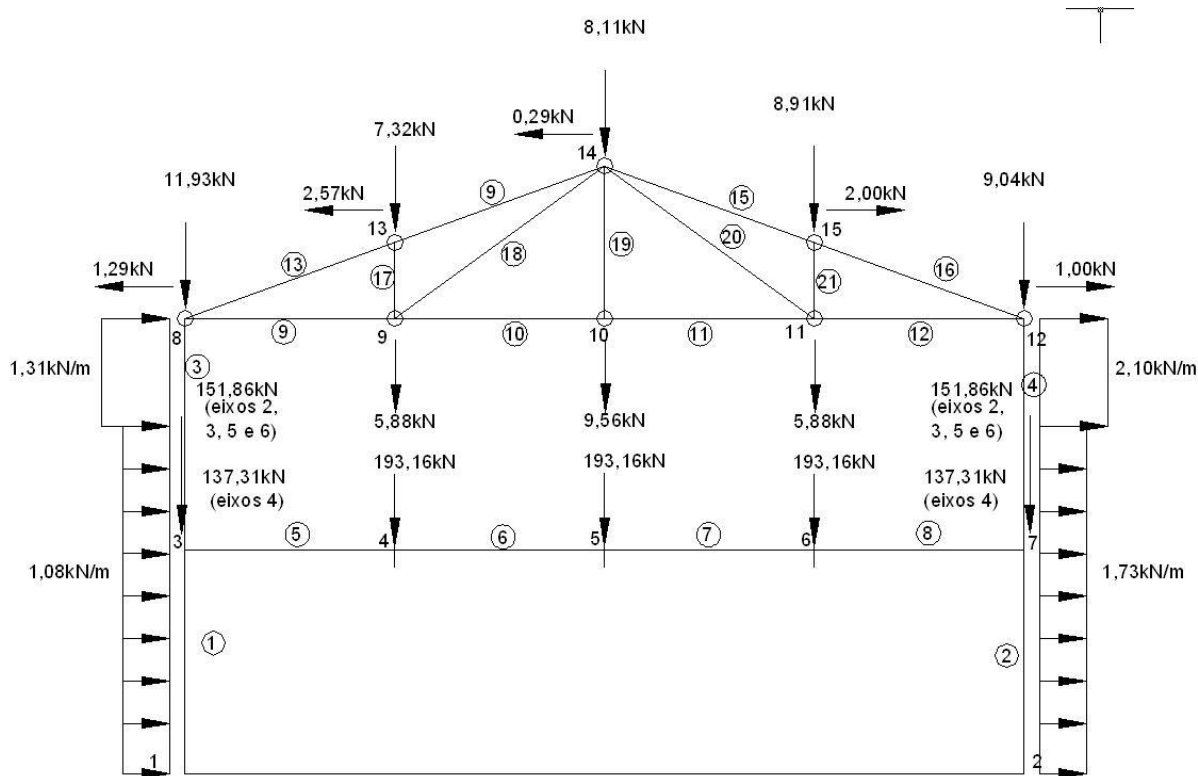
3)Obter uma combinação última de ação possível, visando a análise estrutural pelo procedimento unificado do subitem 5.5.2.3 da Apostila do curso. Adotar ações agrupadas, conforme o subitem 4.3.2.3.2 da Apostila do Curso, levando-se em conta os fatores de combinação.

A variável principal considerada foi a sobrecarga.

Para combinação ver tabela abaixo e croqui com carregamentos nodais e esforços de vento nas barras dos pilares.

Nós	Carga Permanente	Carga Permanente	Sobrecarga	Vento		carga vertical	carga vertical	Carga horizontal	coeficiente carga permanente	1,4
	Eixo 4	Eixos 2, 3, 5, 6		FX	FY	Eixo 4	Eixos 2, 3, 5, 6	FX (VENTO)		
1							0	0	coeficiente sobrecarga	1,4
							0	0	coeficiente vento	1,4
2							0	0	coeficiente redução vento	0,6
							0	0		
3	-66,58	-76,97	-31,5			-137,312	-151,858	0		
4	-74,97	-74,97	-63			-193,158	-193,158	0		
5	-74,97	-74,97	-63			-193,158	-193,158	0		
6	-74,97	-74,97	-63			-193,158	-193,158	0		
7	-66,58	-76,97	-31,5			-137,312	-151,858	0		
8	-8,42	-8,42	-2,63	-1,53	4,22	-11,9252	-11,9252	-1,2852		
9	-4,2	-4,2				-5,88	-5,88	0		
10	-4,2	-4,2	-2,63			-9,562	-9,562	0		
11	-4,2	-4,2				-5,88	-5,88	0		
12	-8,42	-8,42		1,19	3,27	-9,0412	-9,0412	0,9996		
13	-5,04	-5,04	-5,25	-3,06	8,44	-7,3164	-7,3164	-2,5704		
14	-5,04	-5,04	-5,25	-0,34	7,49	-8,1144	-8,1144	-0,2856		
15	-5,04	-5,04	-5,25	2,38	6,54	-8,9124	-8,9124	1,9992		
16						0	0	0		
17						0	0	0		
18						0	0	0		
19						0	0	0		
20						0	0	0		
21						0	0	0		
barra 1				1,29		1,0836	1,0836			
barra 3				1,56		1,3104	1,3104			
barra 2				2,5		2,1	2,1			
barra 4				2,06		1,7304	1,7304			

Esforços de vento nas barras.

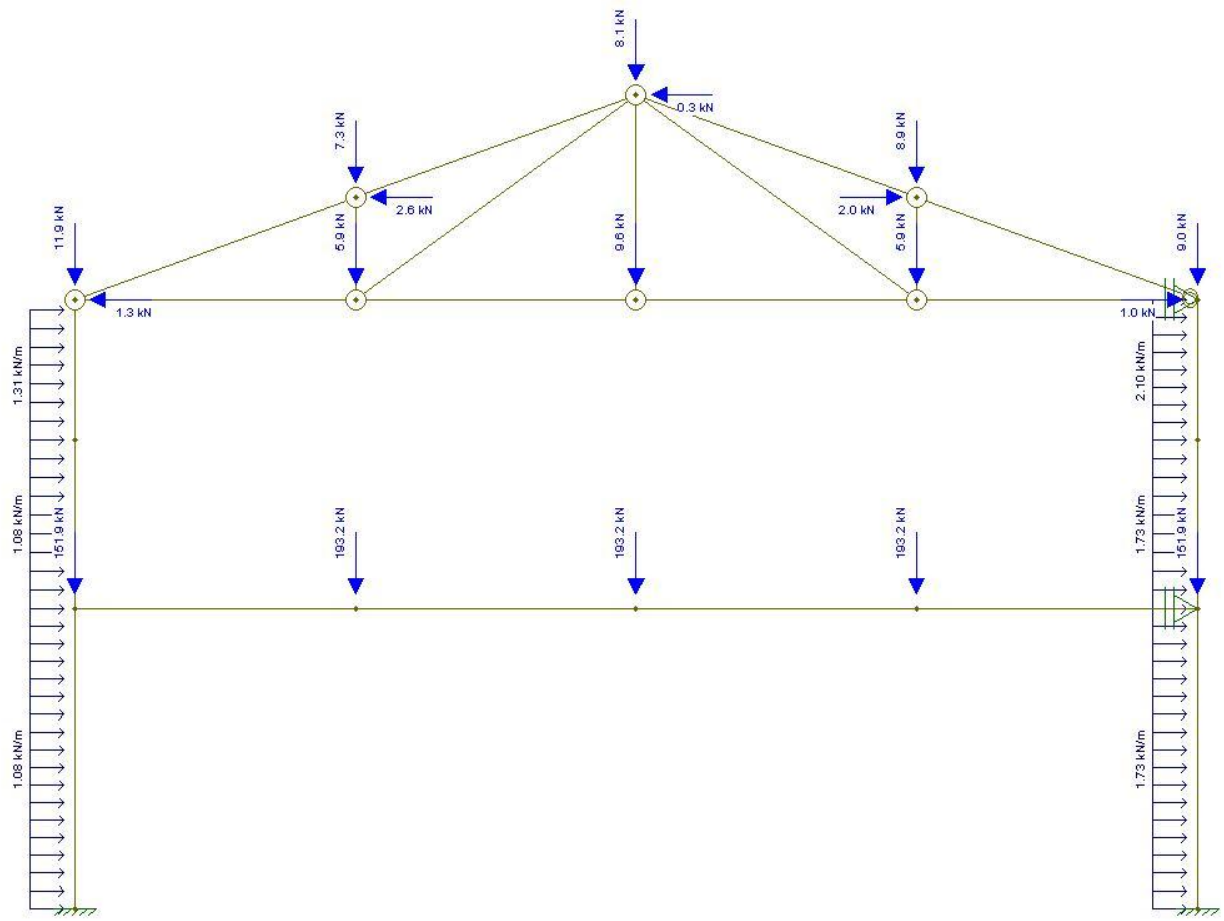


Esforços atuantes nos pórticos internos

4) Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para a combinação última definida no item 3, usando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), e obter, para as 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.

O programa utilizado foi o Ftool com as seguintes considerações:

- Eixos 3, 5 e 6 como os mais carregados.
- $E=160000\text{MPa}$, devido às imperfeições iniciais de material.
- Não foram consideradas imperfeições iniciais, devido a atuação de vento na estrutura.
- Estrutura decomposta em nt (no translation) e lt (lateral translation).
- Estrutura considerada como de pequena ou média deslocabilidade (a ser confirmado no final dos cálculos, desde que o valor de B2 encontrado seja menor que 1,55).



Os Esforços obtidos considerando a estrutura nt foram:

ESTRUTURA NT

Diagrama Esforço Normal

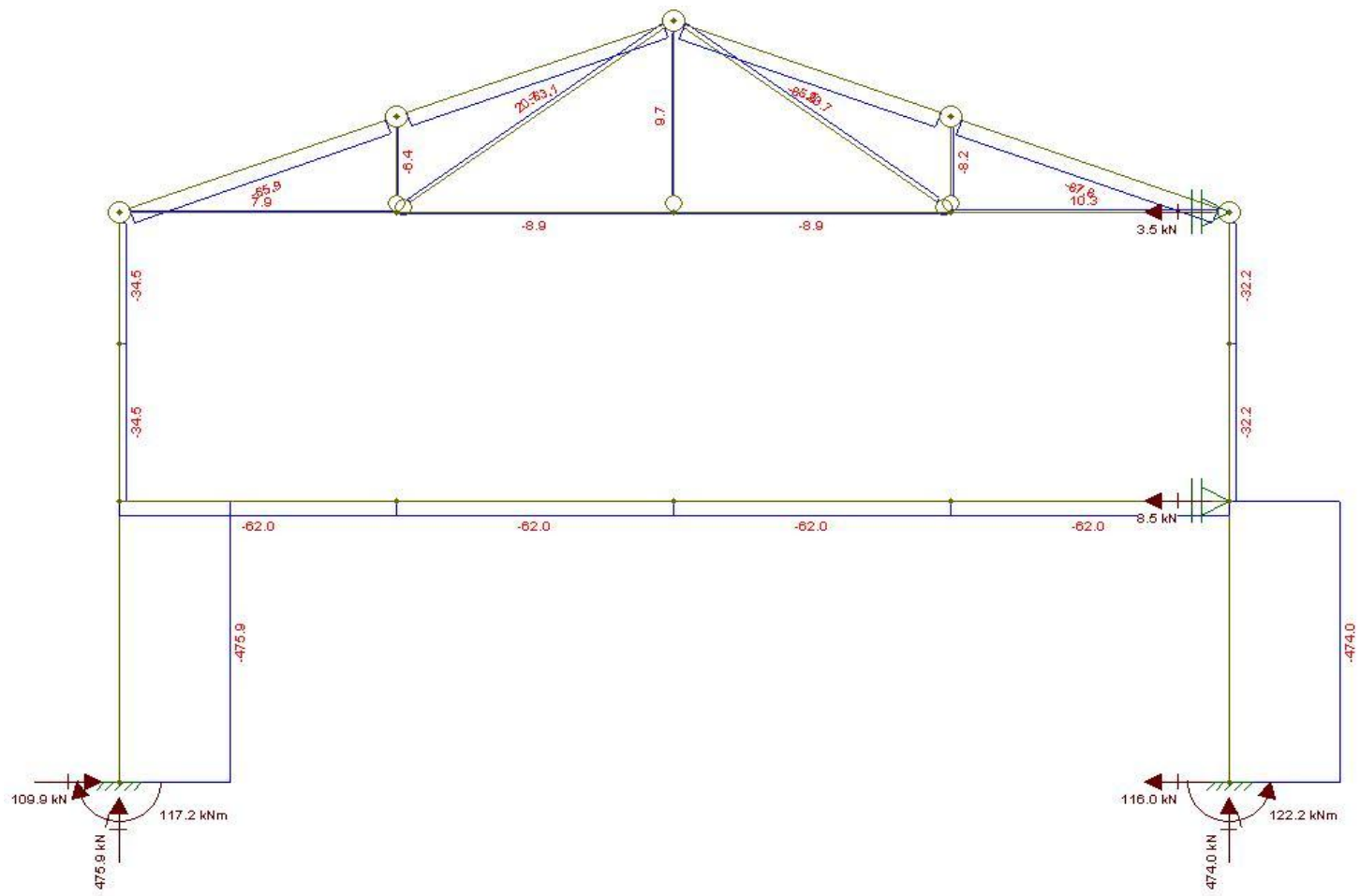


Diagrama Esforço Cortante

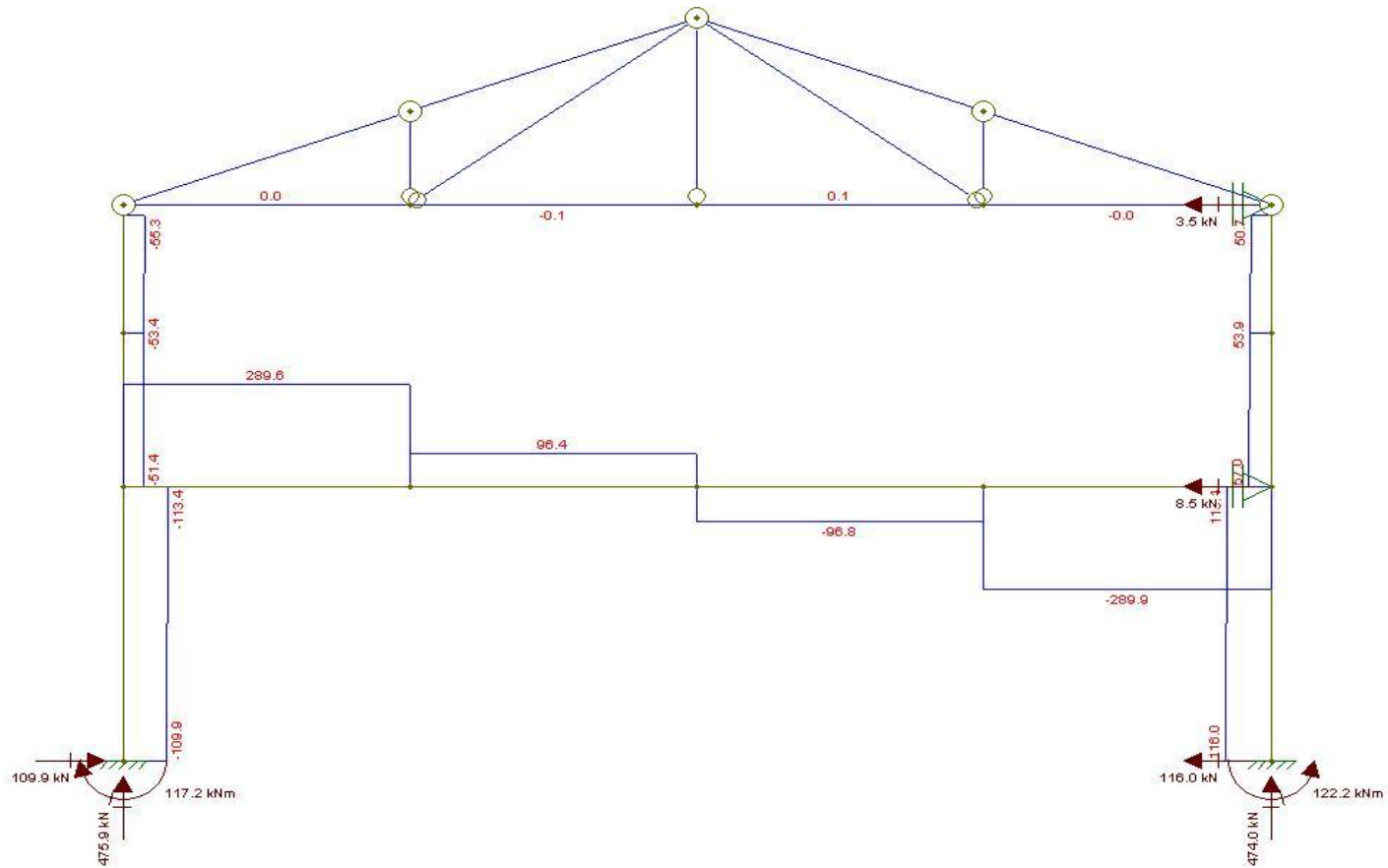
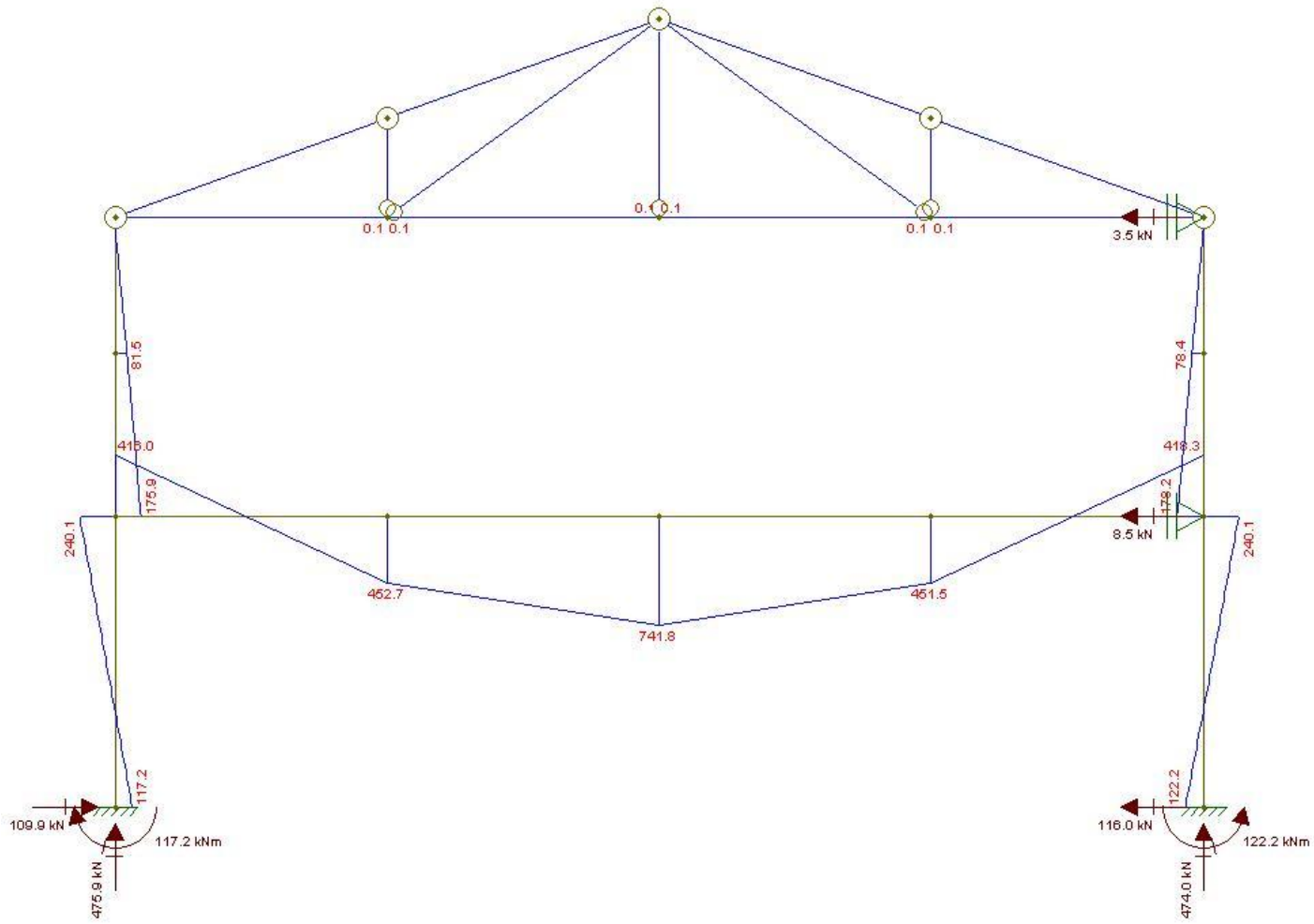
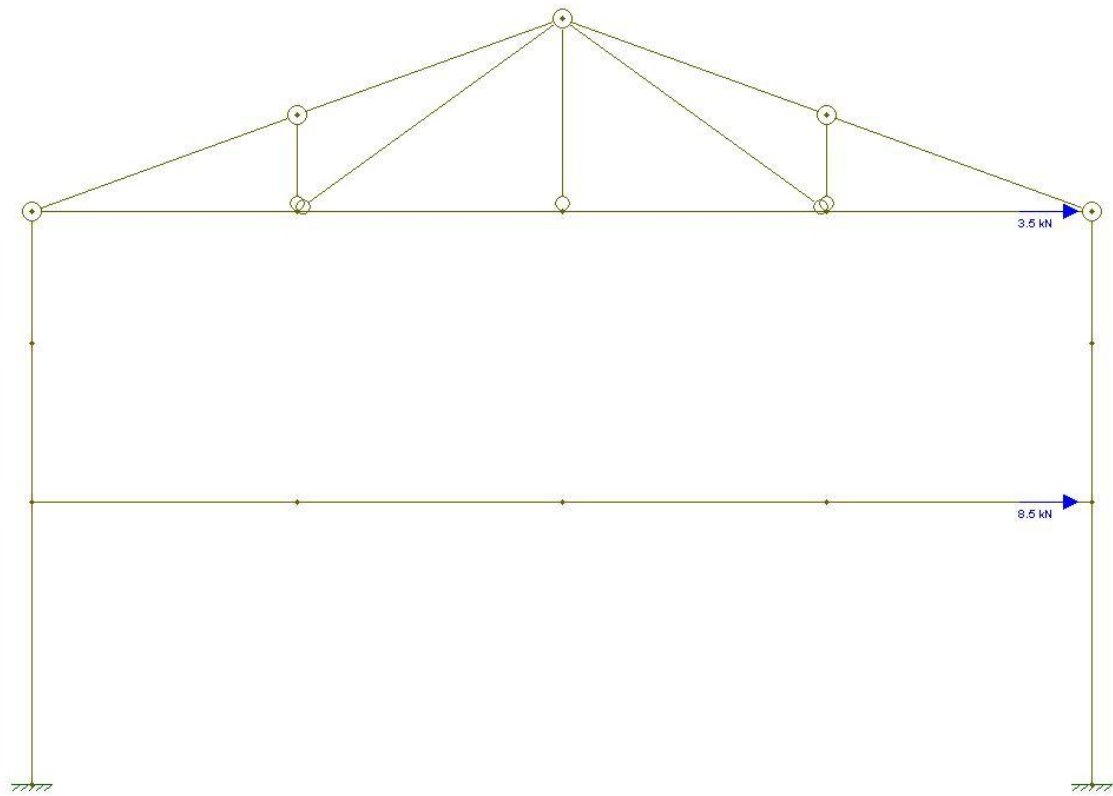


Diagrama Momento Fletor



ESTRUTURA LT



Os diagramas obtidos considerando a estrutura lt foram:

Diagrama Esforço Normal

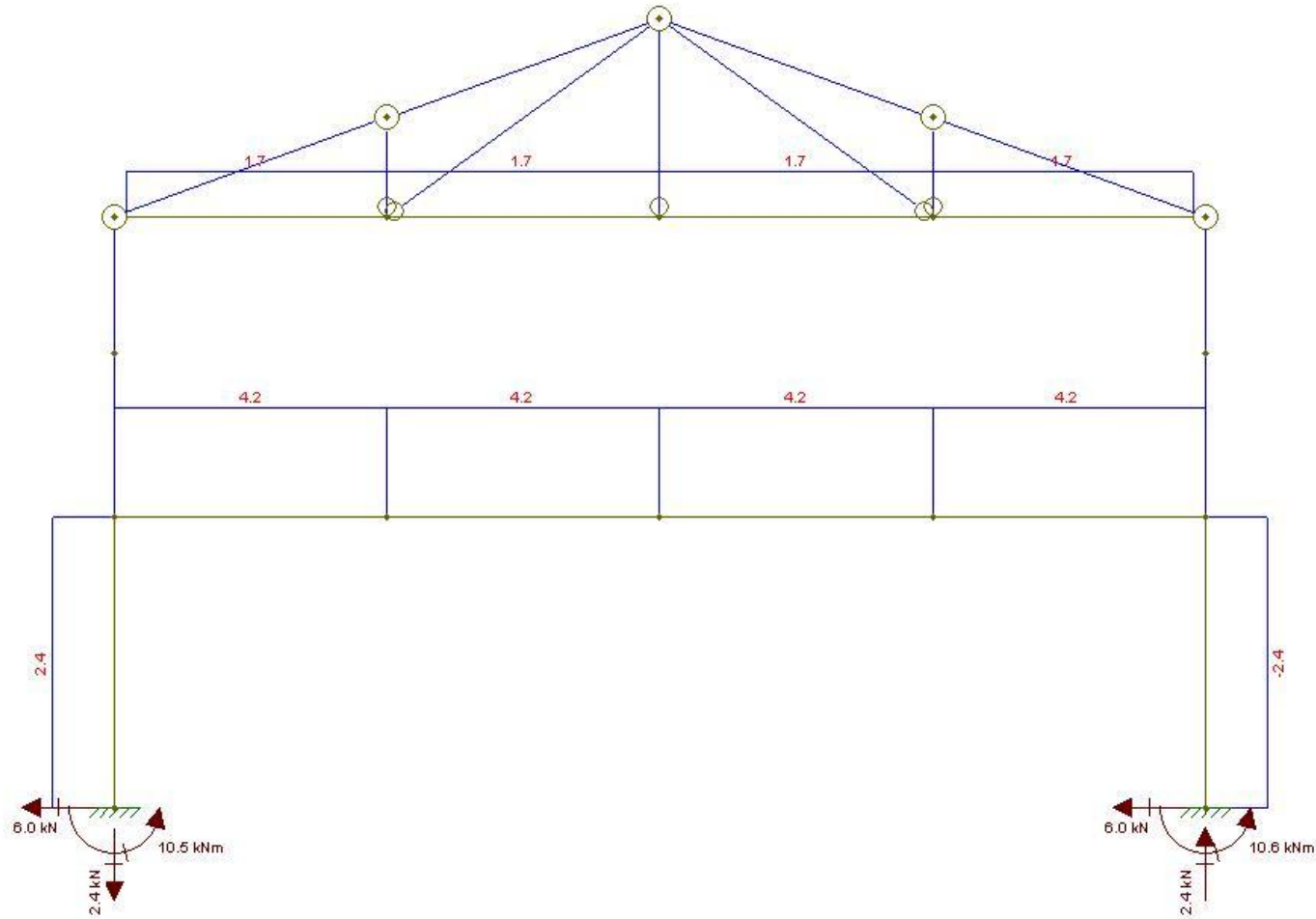


Diagrama Esforço Cortante

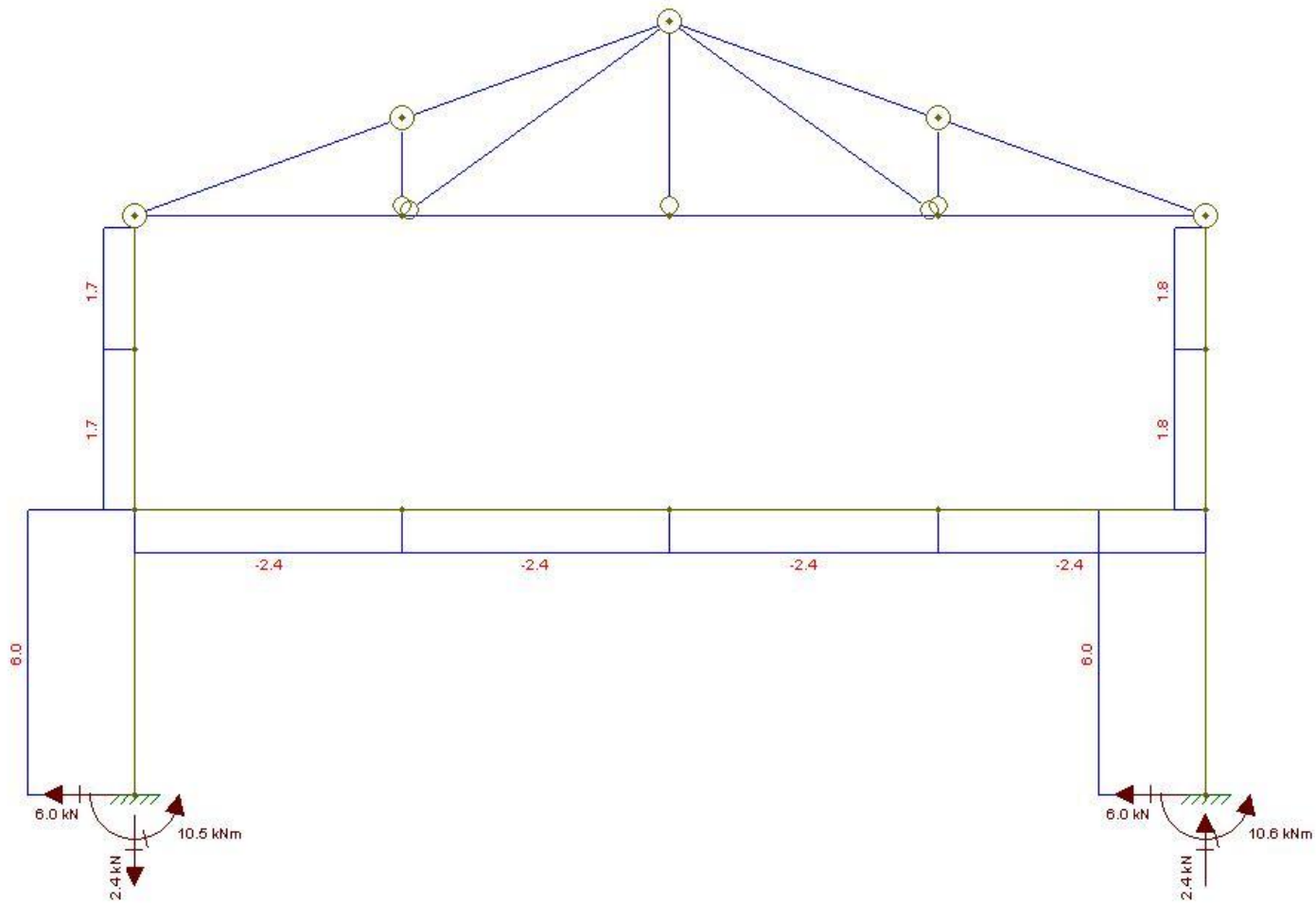
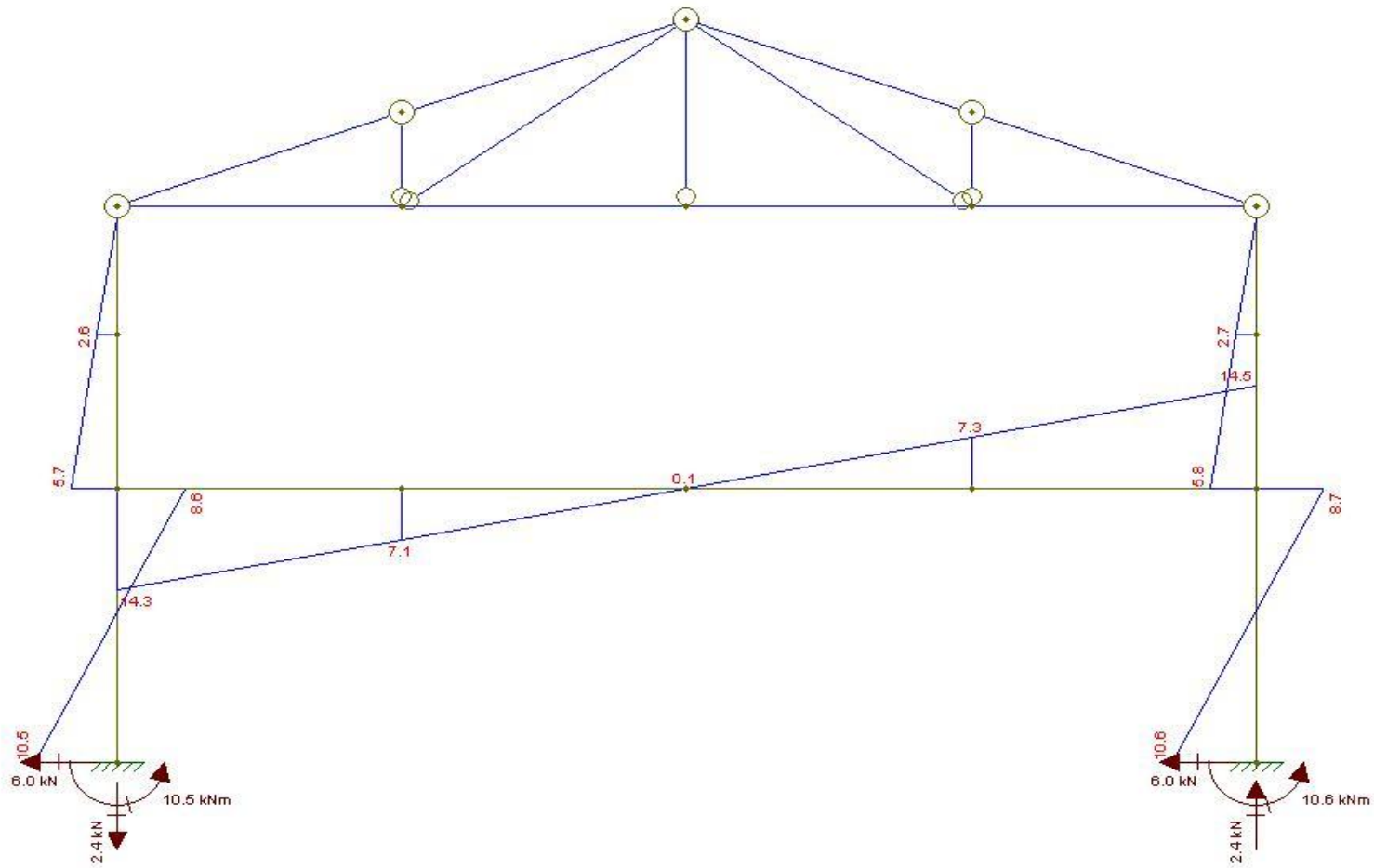


Diagrama Momento Fletor



Formulário

$$B1 = Cm / (1 - (Nsd1 / Ne))$$

$$Cm = 0,6 - 0,4x(M1 / M2)$$

$$Ne = \pi^2 x 0,8 (ExI) / (L2)$$

BARRAS	Cm	Nsd1	Ne	B1	B1 adotado	M1	M2	cm considerado devido forças transversais
1 (pilar)	0,404748	-473,50	38304,86	0,987789582	1	117,2	240,1	1
2 (pilar)	0,396418	-476,40	38304,86	0,987715716	1	122,2	240,1	1
3 (pilar)	0,6	-34,50	36018,53	0,999043076	1	0	175,9	1
4(pilar)	0,6	-32,20	36018,53	0,999106814	1	0	178,2	1
5,6,7 e 8 (viga)		-57,80	8487,969	0,993236419	1	0	0	1

Rs= 0,85 pórtico rígido

Andar	delta i	delta H= delta i- delta i-1	h	Nsd	Hsd	B2
1	0,165	0,165	320	883,4	12	1,046744653
2	0,406	0,241	330	66,64	3,5	1,016630848

Andar	B2 adotado
1	1,03
2	1,03

Cálculo dos Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	$N_{sd} = N_{nt} + B_2 \times N_{lt}$	$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$	$M_{sd} = B_1 \times M_{nt} + B_2 \times M_{lt}$
1	-473,428	-107,4	-231,242
2	-476,472	116,4	-231,242
3	-34,5	-49,7	-175,9
4	-32,2	58,8	-178,2
5	-57,674	-292,3	741,8

- Estrutura considerada como de pequena deslocabilidade , já que o valor de B_2 encontrado foi menor que 1,10.

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 ligação soldada por apenas uma das abas, utilizando, se necessário chapas espaçadoras. Usar cantoneira dupla em aço ASTM A36. Considerar estados limites últimos e de serviço.

Esforços de tração atuantes:

Barra	Esforço
9	7,9
12	10,3
18	20,7
19	9,7
20	23,7

A barra 20 possui maior esforço de tração e por simplificação será utilizada no dimensionamento:

Perfil = L 50,8x6,35

Aço ASTM A36 – $f_y=25\text{kN/cm}^2$

$f_u=40\text{kN/cm}^2$

Força axial de tração de cálculo = 23,7KN

Propriedades da Cantoneira

$b= 50,8\text{mm}$

$t= 6,35\text{mm}$

$A_g= 2 \times 6,06 = 12,12 \text{ cm}^2$

$x_g= 15\text{mm}$

$y_g= 15\text{mm}$

$I_{x1}= 2 \times 14,60 = 29,2 \text{ cm}^3$

$I_{y1}= 2 \times [14,60 + 6,06 \times (1,5 + (0,63/2))^2] = 69,13\text{cm}^4$

$$r_x = 1,55 \text{ cm}$$

$$r_y = (I_y/A_g)^{0,5} = (69,13/12,12)^{0,5} = 2,39 \text{ cm}$$

$$\text{Comprimento da barra} = 3,71 \text{ m} = 371 \text{ cm}$$

5.1) Escoamento da Seção Bruta

$$N_{trd} = \frac{2 \times A_g \times f_y}{1,10} =$$

$$N_{trd} = \frac{12,12 \times 25}{1,10} = 275,45 \text{ KN} > N_{tsd} \quad \text{ok!}$$

5.2) Ruptura da Seção Líquida

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

$$A_e = C_t \times A_n =$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} =$$

e_c = excentricidade da ligação – distância do centro geométrico da seção da barra (G) ao plano de cisalhamento da ligação = $y_g = 1,50$

l_c = comprimento efetivo da ligação = $7,5 \text{ cm}$

$$A_n = 2 \times A_g = 12,12 \text{ cm}^2$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} =$$

$$C_t = 1 - \frac{1,50}{7,5} = 0,80$$

$$A_e = 0,80 \times 12,12 = 9,70 \text{ cm}^2 =$$

$$N_{trd} = \frac{9,70 \times 40}{1,35} = 287,41 \text{ KN} > N_{tsd} = \text{ok}$$

5.3) Esbeltez

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r_{\min}} =$$

$$\lambda_{\max} = \frac{371}{1,55} = 239,4 < 300 \quad \text{oK}$$

7) Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de compressão de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras se necessárias. Usar cantoneiras duplas e considerar estados limites últimos e de serviço.

Esforços de compressão atuantes:

Barra	Esforço
10	-8,9
11	-8,9
13	-65,9
14	-63,1
15	-65,5
16	-67,6
17	-6,4
21	-8,2

A barra 16 possui maior esforço de tração e por simplificação será utilizada no dimensionamento:

Perfil adotado = L 63,50x6,35

Aço ASTM A36 – $f_y=25\text{kN/cm}^2$

$f_u=40\text{kN/cm}^2$

Força axial de compressão de cálculo = 67,6 KN

Propriedades da Cantoneira

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

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

$$I_y = 2[29 + 7,67x(1,83 + (0,635/2))^2] = 128,58 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,96 \text{ cm} \quad ; \quad r_y = \sqrt{\frac{128,58}{15,34}} = 8,38 \text{ cm}$$

7.1) Flambagem Local:

$$\frac{b}{t} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \rightarrow \frac{b}{t} = \frac{6,350}{0,635} = 10$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73 \rightarrow \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}$$

$$Q_s = 1,0$$

Elementos AL : $Q_a = 1,0$ então,

$$Q = Q_a \cdot Q_s \rightarrow Q = 1,0$$

7.2) Instabilidade global:

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI}{(K_x L_x)^2} \quad \text{obs.: Para barras birrotuladas } K=1$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 20000,58}{(319)^2} = 112,51 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{319}{1,96} = 162,76 < 200 \text{ OK}$$

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

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \cdot [1 - (Y_0/r_0)^2]} \cdot \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{4 \cdot N_{ey} \cdot N_{ez} \cdot [1 - (Y_0/r_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})} \right)} \right]$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \rightarrow \frac{\pi^2 20000 \cdot 128,58}{(319)^2} = 249,41 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G \cdot J \right] \rightarrow C_w = 0, \text{ similar à seção T}$$

$$J = \frac{1}{3} \cdot \sum b \cdot t^3 \rightarrow J = \frac{1}{3} \cdot 2[6,35 \cdot 0,635^3 + (6,35 - 0,635) \cdot 0,635^3] = 2,059 \text{ cm}^4$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} \quad ; \quad x_0 = 0 \quad ; \quad y_0 = 1,83 - 0,635/2 = 1,5125 \text{ cm}$$

$$r_0 = \sqrt{1,96^2 + 8,38^2 + 0^2 + 1,5125^2}$$

$$r_0 = 8,73 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{8,73^2} \cdot [0 + 7700 \times 2,059] = 208,03 \text{ KN}$$

$$N_{eyz} = \frac{249,41 + 208,03}{2 \cdot [0,9699]} \cdot \left[1 - \sqrt{\left(1 - \frac{4 \times 249,41 \times 208,03 \times [0,9699]}{(249,41 + 208,03)^2} \right)} \right]$$

$$N_{eyz} = 189,82$$

$$\lambda_{yz} = \pi \cdot \sqrt{\frac{E \cdot A_g}{N_{eyz}}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{20000 \times 15,34}{189,82}} = 126,30 < 200 \text{ OK}$$

Valores de N_e , λ_0 , χ :

$$N_e = N_{ex} = 112,51 \text{ KN} \quad (\text{menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz})$$

$$\lambda_0 = \pi \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot F_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 15,34 \times 25}{112,51}} = 1,84$$

Pela tabela 7.1 da referência d item 2.

$$\chi = 0,259$$

7.3)Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo:

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{al}} = \frac{0,259 \times 1,0 \times 15,34 \times 25}{1,10} = 90,3 \text{ KN}$$

Força Axial Atuante:

$$N_{atuante} = 67,6 \text{ KN} < 90,3 \text{ KN} \quad \text{OK}$$

7.4) Chapas Espaçadoras:

$$\frac{l}{r_{\min}} \leq \left(\frac{Kx L}{r_{\text{máximo da barra composta}}} \right) \times 0,5 =$$

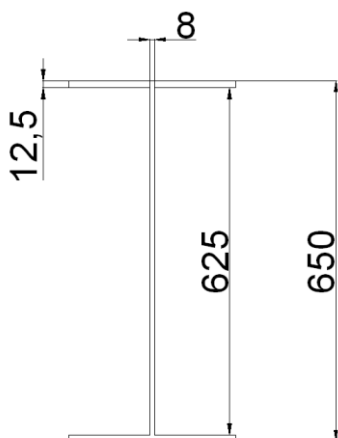
$$\frac{l}{1,24} \leq \left(\frac{319}{1,96} \right) \times 0,5 = 100,90 \text{ cm}$$

É necessário, portanto colocar 3 chapas espaçadoras, distanciadas de 79,8 cm, ao longo do comprimento da barra composta.

Essa solução atende também a condição de se usar pelo menos duas chapas espaçadoras.

8) Dimensionar 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.

Perfil utilizado – VS 650x98 (diferente do adotado na 2ª parte do trabalho, já que o momento resistente foi inferior ao solicitante)



Propriedades

$$A_g = 107,5 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 5628 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 92487 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 375 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned}
 W_x &= 2842 \text{ cm}^3 & r_y &= 6,71 \text{ cm} \\
 R_x &= 27,20 \text{ cm} & Z_y &= 573 \text{ cm}^4 \\
 Z_x &= 3172 \text{ cm}^4 & J &= 49,9 & C_w &= 5715088
 \end{aligned}$$

8.1) Verificação ao Momento Fletor

8.1.1) Flambagem Local Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{300/2}{12,5} = 12$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{30}} = 9,81$$

$\lambda > \lambda_p$ – calcular λ_r

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta_r)/k_c}} =$$

$$f_y - \delta_r = 0,70 \times f_y = 0,7 \times 30 = 21 \text{ KN/cm}^2$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{625/8}} = 0,45$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \delta_r)/k_c}} = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{20000}{21/0,45}} = 20,70$$

$$\lambda_p = 9,81 < \lambda = 12 < \lambda_r = 20,70$$

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

$$M_r = (f_y - \delta_r) \cdot W_x = 21 \times 2842 = 59682 \text{ KN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 3172 \times 30 = 95160 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rk} = 95160 - (95160 - 59682) \cdot \frac{12 - 9,81}{20,7 - 9,81} = 88025 \text{ KN.cm}$$

8.1.2) Flambagem Local Alma(FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{625}{8} = 78,125$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \times \sqrt{\frac{20000}{30}} = 97,08$$

$$\lambda < \lambda_p - M_{rk} = M_{pl} = 95160 \text{ KN.cm}$$

Resumo

$M_{rk} = 88025 \text{ KN.cm}$ (menor valor de FLM E FLA)

$$M_{rk} < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 2842 \times 30 = 127890 \text{ KN.cm}$$

$$88025 < 127890 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 741,8 \text{ KN.m} = 74180 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} < \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{88025,3}{1,1} = 80023 \text{ KN.cm} \quad - \text{ok}$$

8.1.3) Flambagem Lateral com Torção(FLT)

Comprimento destravado = 12m – mesa superior contida lateralmente pela laje

$$\lambda = \frac{L}{r_y} = \frac{1200}{6,71} = 178,83$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{30}} = 45,44$$

$\lambda > \lambda_p$ – calcular λ_r

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot B1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot B1^2}{I_y}}} = \frac{1,38 \cdot \sqrt{5628 \times 49,9}}{6,71 \times 49,9 \times 0,0598} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 5715088 \times 0,0598^2}{5628}}}$$

$$B1 = \frac{59682}{20000 \times 49,9} = 0,0598$$

$$\lambda_r = 120,87$$

$\lambda > \lambda_r$ – calcular $M_{cr} < M_{pl}$

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L b^2} \times \left(\sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot (1 + 0,039 \cdot J \cdot \frac{L b^2}{C_w})} \right) =$$

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

$$C_b = 3,0 - \frac{2 \cdot x(-401,7)}{3x(-432,8)} - \frac{8x(741,8)}{3x(-432,8 - 401,7)} = 4,76$$

$$M_{cr} = \frac{4,76x \pi^2 x 20000x 5628}{1200^2} \times \left(\sqrt{\frac{5715088}{5628} \cdot (1 + 0,039 \times 49,9 \times \frac{1200^2}{5715088})} \right) =$$

$$M_{cr} = 142858,7 \text{ KN.cm} > M_{pl} = 95160 \text{ KN.cm}$$

$$\text{Usar } M_{rk} = M_{pl} = 95160 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{95160}{1,1} = 86509,09 \text{ KN.cm}$$

$$M_{\text{máx}} = 418,3 \text{ KN.m} = 41830 \text{ KN.cm} < M_{rd} \quad \text{OK!}$$

8.2) Verificação à Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{625}{8} = 78,125$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10x \sqrt{\frac{5x20000}{30}} = 63,51$$

$\lambda > \lambda_p$ – calcular λ_r

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,37x \sqrt{\frac{5x20000}{30}} = 79,10$$

$\lambda < \lambda_r$

$$V = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl}$$

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

$$V_{pl} = 0,60 \times (62,5 \times 0,8) \times 30 = 900 \text{ KN}$$

$$V_{rk} = \frac{63,51}{78,125} \cdot 900 = 731,64 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 289,9 < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{731,64}{1,10} = 665,12 \text{ OK!}$$

Não é necessária a utilização de enrijecedores nos apoios e onde se tem cargas concentradas, já que todo o carregamento é aplicado diretamente sobre a alma do perfil.

8.3) Verificação do Estado limite de Serviço

$$\text{Flecha máxima admissível} = L/350 = 1200/350 = 3,42 \text{ cm}$$

Considerando o carregamento nominal e através da flecha fornecida pelo FTOOL, tem-se:

$$\text{Flecha provocada pela carga permanente} = 28,4 \text{ mm}$$

$$\text{Flecha provocada pela sobrecarga} = 23,9 \text{ mm}$$

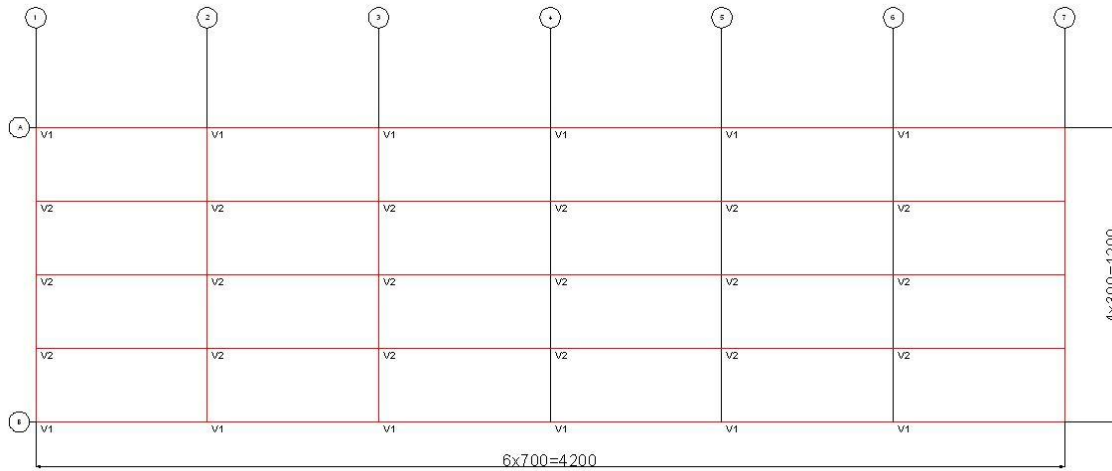
$$\text{Flecha provocada pelo vento} = 0,0973 \text{ mm}$$

Utilizando a combinação rara de serviço e tomando a sobrecarga como variável principal tem-se:

$$\text{Flecha total} = 28,4 + 23,9 + 0,3 \times (0,0973) = 52,33 \text{ mm} = 5,233 \text{ cm} > \text{flecha admissível.}$$

$$\text{Aplicar contra flecha} = 5,23 - 3,42 = 1,81 = 63,7\% \text{ da carga permanente}$$

9) Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do 2º pavimento, usando perfis I laminados da Gerdau Aço Minas em Aço ASTM – A 572 – Grau 50. Considerar estados limites últimos e de serviço.



√ PISO DO 2º PAVIMENTO

Viga 1 - vão = 7m

Carga permanente = $3,57 \text{ KN/m}^2$

Paredes e janelas = $6,6 \text{ KN/m}$

sobrecarga = $3,0 \text{ KN/m}^2$

Combinação de cargas

Fator de combinação = 1,4 para permanentes e sobrecarga

Carga permanente = $3,57 \text{ KN/m}^2 \times 1,4 = 5,0 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = 7,5 \text{ KN/m}$

Paredes e janelas = $6,6 \text{ KN/m} \times 1,4 = 9,24 \text{ KN/m}$

sobrecarga = $3,0 \text{ KN/m}^2 \times 1,4 = 4,2 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = 6,3 \text{ KN/m}$

TOTAL = $7,5 + 9,24 + 6,3 = 23,04 \text{ KN/m}$

Carregamento

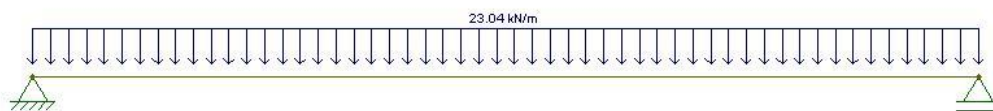


Diagrama de Esforço Normal



Diagrama de Esforço Cortante

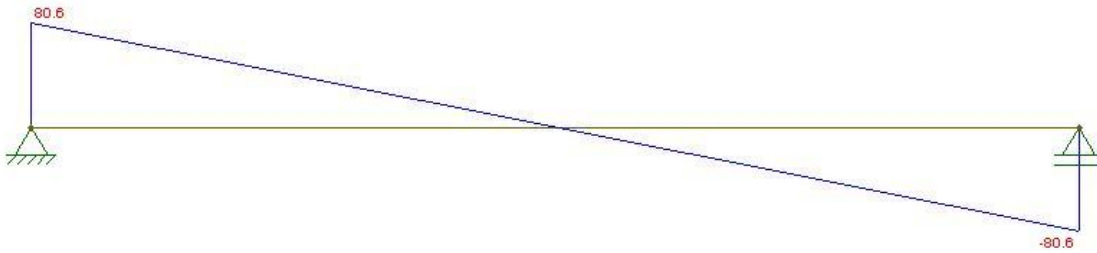
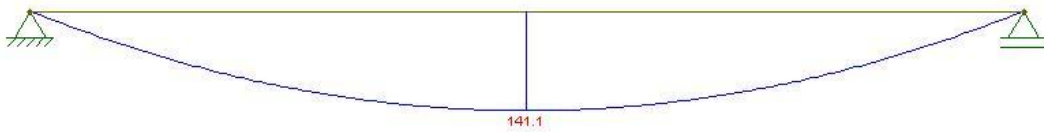
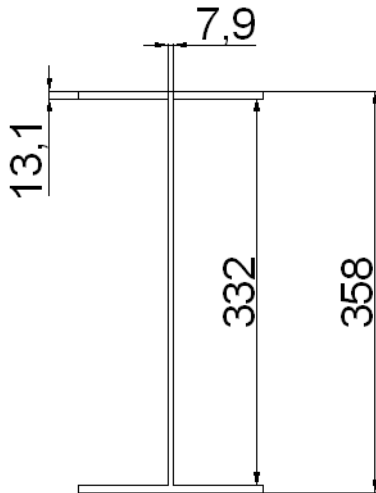


Diagrama de Momento



Momento máximo= 141,1 KN.m = 14110 KN.cm



Perfil utilizado – W360X57,8

Propriedades

$A_g = 72,5 \text{ cm}^2$ $I_y = 1113 \text{ cm}^4$
 $I_x = 16143 \text{ cm}^4$ $W_y = 2129,4 \text{ cm}^3$
 $W_x = 901,8 \text{ cm}^3$ $r_y = 3,92 \text{ cm}$
 $R_x = 14,92 \text{ cm}$ $Z_y = 199,8 \text{ cm}^4$
 $Z_x = 1014,8 \text{ cm}^4$ $J = 34,45 \text{ cm}^4$ $C_w = 330394 \text{ cm}^6$

9.1) Verificação ao Momento Fletor

9.1.1) Flambagem Local Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{172/2}{6,7} = 6,56$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1014,8 \times 34,5 = 35010,6 \text{ KN.cm}$$

9.1.2) Flambagem Local Alma(FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{332}{13,1} = 42,03$$

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

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 35010,6 \text{ KN.cm}$$

Resumo

$$M_{rk} = 35010,6 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rk} < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 1014,8 \times 34,5 = 52515,9 \text{ KN.cm}$$

$$35010,6 < 52515,9 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 141,1 \text{ KN.m} = 14110 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} < \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{35010,6}{1,1} = 31827,8 \text{ KN.cm} \quad - \text{ok}$$

9.1.3 Flambagem Lateral com Torção(FLT)

Comprimento destravado = 0

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{0}{3,92} = 0$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76x \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

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

$$M_{sd} < \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{35010,6}{1,1} = 31827,8 \text{ KN.cm} \quad - \text{ok}$$

9.2) Verificação à Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{332}{7,9} = 42,03$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10x \sqrt{\frac{5x20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda < \lambda_p - V_{rk} = V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,6 \times (33,2 \times 0,79) \times 34,5 = 542,92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 80,6 < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{542,92}{1,10} = 493,56 \text{ OK!}$$

9.4) Flecha

Considerando os valores de carregamentos nominais para a carga permanente e sobrecarga tem-se:

$$\begin{aligned} \text{Permanente} &= 3,57 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = 5,36 \text{ KN/m} \\ &6,6 \text{ KN/m} = \text{paredes e janelas} \end{aligned}$$

$$\text{sobrecarga} = 3,00 \text{ KN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = 4,5 \text{ KN/m}$$

$$\delta_{\text{permanente}} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 11,96 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 20000 \cdot 16143} = 1,15 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{sobrecarga}} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 6,6 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 20000 \cdot 16143} = 0,43 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha total} = 1,15 + 0,43 = 1,58 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha admissível} = L/350 = 700/350 = 2,0 \text{ cm} > 1,58 \quad \text{OK!}$$

Viga 2 - vão = 7m

$$\text{Carga permanente} = 3,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{sobrecarga} = 3,0 \text{ KN/m}^2$$

Combinação de cargas

Fator de combinação= 1,4 para permanentes e sobrecarga

Carga permanente= $3,57\text{KN/m}^2 \times 1,4 = 5,0 \text{ KN/ m}^2 \times 3\text{m} = 15\text{KN/m}$

sobrecarga= $3,0 \text{ KN/m}^2 \times 1,4 = 4,2 \text{ KN/ m}^2 \times 3\text{m} = 12,6 \text{ KN/M}$

TOTAL = $15 + 12,6 = 27,6 \text{ KN/m}$

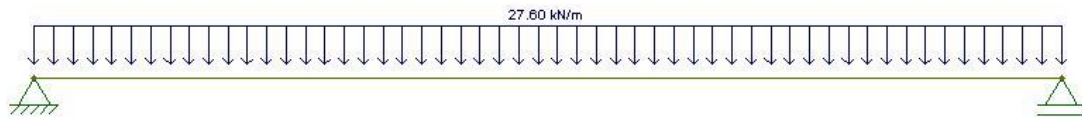


Diagrama de Esforço Normal



Diagrama de Esforço Cortante

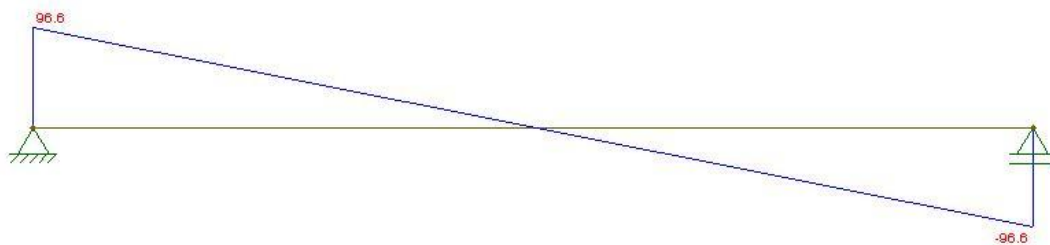
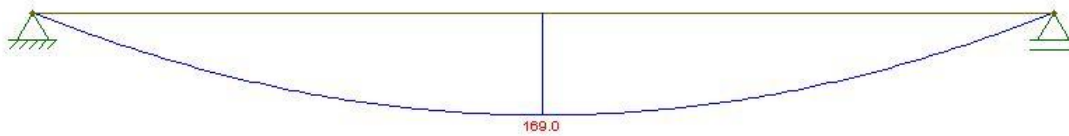


Diagrama de Momento



Momento máximo= 169 KN.m = 16900 KN.cm

Por simplicidade, devido a ordem de grandeza dos momentos fletores, o perfil a ser utilizado será o mesmo adotado para a viga 1.

9.5) Verificação ao Momento Fletor

9.5.1) Resumo

$$M_{rk} = 35010,6 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rk} < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 1014,8 \times 34,5 = 52515,9 \text{ KN.cm}$$

$$35010,6 < 52515,9 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 169 \text{ KN.m} = 16900 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} < \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{35010,6}{1,1} = 31827,8 \text{ KN.cm} \quad - \text{ ok}$$

9.5.2) Flambagem Lateral com Torção(FLT)

Comprimento destravado = 0

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{0}{3,92} = 0$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,37$$

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

$$M_{sd} < \frac{M_{rk}}{1,1} = \frac{35010,6}{1,1} = 31827,8 \text{ KN.cm} \quad - \text{ok}$$

9.6) Verificação à Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{332}{7,9} = 42,03$$

Considerado viga sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda < \lambda_p - V_{rk} = V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,6 \times (33,2 \times 0,79) \times 34,5 = 542,92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 96,6 < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{542,92}{1,10} = 493,56 \text{ OK!}$$

9.7) Flecha

Considerando os valores de carregamentos nominais para a carga permanente e sobrecarga tem-se:

$$\text{Permanente} = 3,57 \text{ KN/m}^2 \times 3\text{m} = 10,71 \text{ KN/m}$$

$$\text{sobrecarga} = 3,00 \text{ KN/m}^2 \times 3\text{m} = 9 \text{ KN/m}$$

$$\delta_{\text{permanente}} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 10,71 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 20000 \cdot 16143} = 1,03 \text{ cm}$$

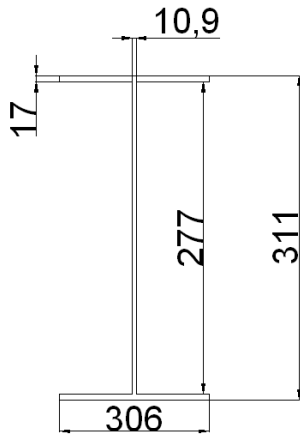
$$\delta_{\text{sobrecarga}} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 9,00 \cdot 10^{-2} \times 700^4}{384 \times 20000 \cdot 16143} = 0,87 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha total} = 1,03 + 0,87 = 1,90 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha admissível} = L/350 = 700/350 = 2,0 \text{ cm} > 1,90 \quad \text{OK!}$$

10) Dimensionar os pilares internos em perfil H laminado da Gerdau Aço Minas 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.

Perfil adotado = W 310x107



Propriedades

$A_g = 136,4 \text{ cm}^2$ $I_y = 8123 \text{ cm}^4$
 $I_x = 24839 \text{ cm}^4$ $W_y = 530,9 \text{ cm}^3$
 $W_x = 1597,3 \text{ cm}^3$ $r_y = 7,72 \text{ cm}$
 $R_x = 13,49 \text{ cm}$ $Z_y = 806,1 \text{ cm}^4$
 $Z_x = 1768,2 \text{ cm}^4$ $J = 122,86 \text{ cm}^4$ $C_w = 1754271 \text{ cm}^6$

Esforços Solicitantes

$N_{sd} = 473,42 \text{ KN}$

$M_{sd} = 231,24 \text{ KN.m}$

10.1) Verificação da Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo

10.1.1 – Flambagem Local

Mesas:

$$\frac{b}{t} = \frac{306/2}{17} = 9$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48 \rightarrow \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}$$

$$Q_s = 1,0$$

Alma:

$$\frac{b}{t} = \frac{277}{10,9} = 25,41$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87 \rightarrow \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}}$$

$$Q_a = 1,0$$

Fator de redução total:

$$Q = Q_a \cdot Q_s \rightarrow Q = 1,0$$

10.1.2) Instabilidade global:

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI}{(K_x L_x)^2} \quad k=1 \text{ pois foi feita análise de 2ª ordem.}$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 20000,24839}{(320)^2} = 47881,1 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{320}{13,49} = 23,72 < 200 \text{ OK}$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000,8123}{(320)^2} = 15658,36 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{320}{7,72} = 41,45 < 200 \text{ OK}$$

-Força de flambagem por torção pura e Esbeltez correspondente:

Não há necessidade de se calcular, pois o comprimento de flambagem por torção pura é maior do que o da flexão em relação ao eixo de menor inércia.

$$N_e = N_{ey} = 15658,36 \text{ KN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{\pi A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 136,4 \times 34,5}{15658,36}} = 0,54$$

Pela tabela 7.1 da referência 6 - $\chi = 0,885$

Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo:

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{al}} = \frac{0,885 \times 1,0 \times 136,4 \times 34,5}{1,10} = 3786,03 \text{ KN}$$

10.2) Verificação do Momento Fletor Resistente de Cálculo

10.2.1) Flambagem Local Mesa (FLM)

$$\lambda = 9$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1768,2 \times 34,5 = 61002,9 \text{ KN.cm} < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 1597,3 \times 34,5 = 82660,28 \text{ KN.cm}$$

10.2.2) Flambagem Local Alma (FLA)

$$\lambda = 25,41$$

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

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 61002,9 \text{ KN.cm}$$

10.2.3) Flambagem Lateral com Torção (FLT)

Comprimento destravado = 320

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,72} = 41,45$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,47$$

$$\lambda < \lambda_p - M_{rk} = M_{pl} = 61002,9 \text{ KN.cm}$$

Conclusão

$$M_{xrk} = 61002,9 \text{ KN.cm}$$

$$M_{xrd} = \frac{M_{xrk}}{1,1} = \frac{61002,9}{1,1} = 55457,18 \text{ KN. cm}$$

10.3) Efeitos Combinados de N_{crd} e M_{xrd}

$$\frac{N_{csd}}{N_{crd}} = \frac{473,2}{3786,03} = 0,12 < 0,20$$

$$\frac{N_{csd}}{2 \cdot N_{crd}} + \left(\frac{M_{xsd}}{M_{xrd}} + \frac{M_{ysd}}{M_{yrd}} \right) = \frac{473,2}{2 \times 3786,03} + \left(\frac{23124}{55457,18} + \frac{0}{0} \right) = 0,479 < 1,0$$

10.4) Verificação à Força Cortante

$$V_{sd} = 116,4 \text{ KN}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{277}{10,9} = 25,41$$

Considerado barra sem enrijecedores transversais $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \times \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda < \lambda_p - V_{rk} = V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,6 \times (27,7 \times 1,09) \times 34,5 = 624,99 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 116,4 < V_{rd} = \frac{V_{rk}}{1,1} = \frac{624,99}{1,10} = 568,2 \quad \text{OK!}$$

10.5) Verificação ao Estado limite de Serviço

O deslocamento máximo admissível no topo dos pilares é de : $\delta < H/400$

Considerando a saída do programa e conseqüentemente o deslocamento resultante no topo dos pilares = 0,241

$$0,241 < 550/400 = 1,37 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Considerando o deslocamento máximo relativo entre os dois pisos resultante do programa = 0,165 e comparando com o máximo admissível = $H/500$

$$0,165 < 320/500 = 0,64 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$