

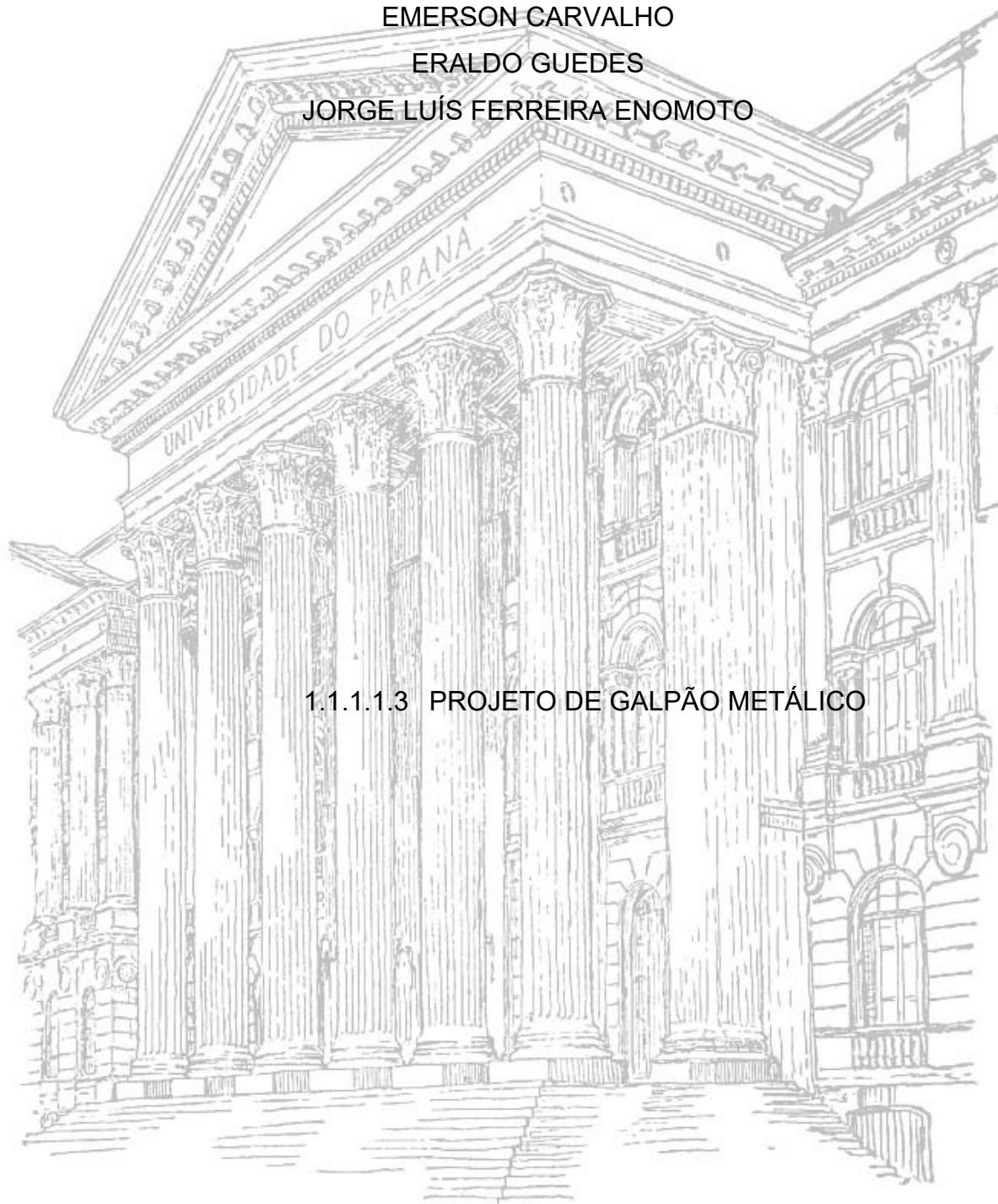
1.1.1.1.1 UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

1.1.1.1.2

EMERSON CARVALHO

ERALDO GUEDES

JORGE LUIS FERREIRA ENOMOTO



1.1.1.1.3 PROJETO DE GALPÃO METÁLICO

1.1.1.1.3.1 CURITIBA

2016

EMERSON CARVALHO

ERALDO GUEDES
JORGE LUÍS FERREIRA ENOMOTO

1.1.1.1.4 PROJETO DE GALPÃO METÁLICO

Trabalho apresentado como requisito parcial à aprovação na disciplina de Estruturas Metálicas – TM-370 do curso de Engenharia Mecânica Noturno da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Augusto Pescador Sardá

CURITIBA
2016

SUMÁRIO

Introdução.....	4
2 Cargas adotadas	5
2.1 Cargas permanentes.....	5
2.2 Cargas acidentais – Sobrecarga	5
2.3 Cargas acidentais – Ventos	6
2.4 Combinações para estados limites	12
3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PÓRTICO.....	15
3.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA A COLUNA.....	16
3.2 Verificação da esbeltez	16
3.2.1 Verificação da capacidade à compressão.....	17
3.3 Verificação da capacidade à flexão.....	20
3.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento	26
3.5 Verificação para a combinação de esforços solicitantes.....	27
4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA AS VIGAS.....	27
4.1.1 Verificação da esbeltez	28
4.2 Verificação da capacidade à compressão.....	28
4.3 Verificação da capacidade à flexão.....	29
4.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento	31
5 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICIAIS E HORIZONTAIS	
31	
6 Terças de cobertura, tirantes, contraventamento e telhas.....	32
7 Ligações coluna-viga	32
Anexos.....	34

INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas são soluções eficientes com grande poder de reaproveitamento. Apresentam material de alta resistência e rapidez na execução.

Considerando-se o pouco uso, em contraponto com os benefícios deste tipo de estrutura, faz-se necessário realizar um estudo aprofundado sobre estrutura em aço.

O objetivo geral deste trabalho é através da nova norma de aço NBR 8800:2008 elaborar uma sequência de cálculo para facilitar no dimensionamento de uma estrutura, principalmente os do pórtico principal.

As premissas iniciais para o galpão desejado são:

- Função: depósito de materiais;
- Terreno afastado da cidade em terreno plano;
- Estrutura em aço;
- Tamanho 50mx15mx5m + 1,5m telhado;
- Tapamento Lateral com telhas metálicas de alumínio;
- Cobertura com telhas metálicas de alumínio;

2 CARGAS ADOTADAS

2.1 CARGAS PERMANENTES

Conforme a bibliografia de Galpões para Usos Gerais (2010) serão considerados os seguintes carregamentos como cargas permanentes.

Telhas = 0,026 kN/m² (www.shockmetais.com.br/produtos/alumínio/telha-tra)

Contraventamentos = 0,05 kN/m²

Terças e Tirantes = 0,10 kN/m²

Vigas e Colunas = 0,20 kN/m²

Total Permanente = 0,376 kN/m²

Para levar em conta a carga total permanente no pórtico, para fins de cálculo, devemos considerá-la como uma carga distribuída. Deve-se utilizar a distância entre pórticos, que é 5m.

$$0,376 \text{ kN/m}^2 * 5 \text{ m} = 1,88 \text{ kN/m}$$

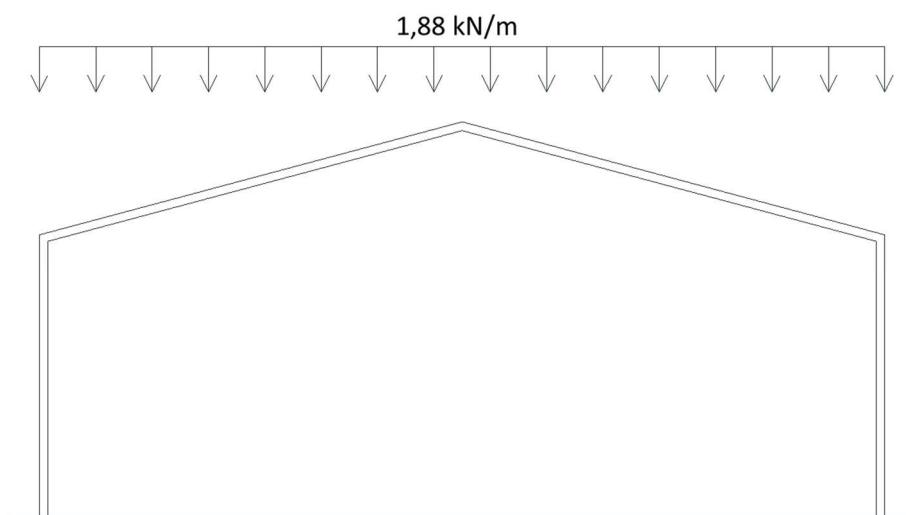


Figura 1 - Cargas Permanentes

2.2 CARGAS ACIDENTAIS – SOBRECARGA

Conforme a NBR 8800:2008 o mínimo a ser considerado é 0,25kN/m². Analisando a carga total acidental (sobrecarga) no pórtico, para fins de cálculo também devemos considerá-la como uma carga distribuída. Deve-se utilizar a distância entre pórticos, que é 5m.

$$0,25kN/m^2 * 5m = 1,25kN/m$$

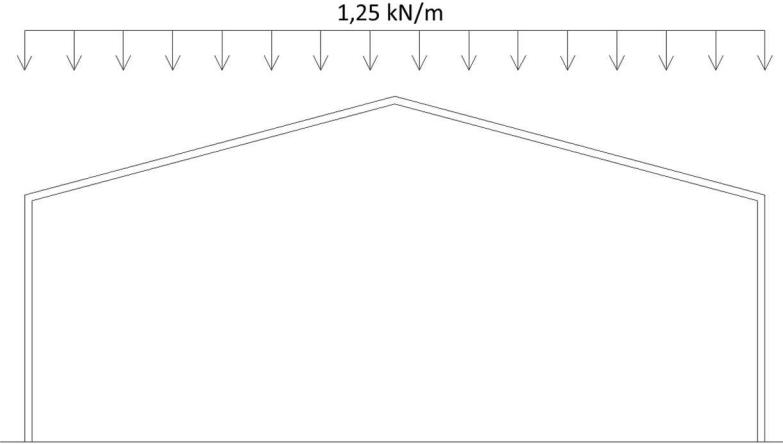


Figura 2 - Cargas Acidentais - Sobrecarga da Estrutura

2.3 CARGAS ACIDENTAIS – VENTOS

Para ser possível conhecer o carregamento de cargas acidentais, passamos por uma série de considerações e cálculos, como segue:

Isopletas do vento: Região Sul do Brasil (Curitiba - Paraná): $v_0 = 45m/s$;

Fator Topográfico: Terreno plano ou fracamente acidentado: $s_1 = 1,00$;

Fator de Rugosidade: Área industrial – Categoria IV e maior dimensão 50,00m – Classe B;

Será considerada nas alturas de 2,5m (metade da altura da coluna) e 6,5m (corresponde a maior altura da edificação).

$$s_{2(2,5m)} = 0,85 * 0,98 \left(\frac{2,5}{10} \right)^{0,125} = 0,70$$

$$s_{2(6,5m)} = 0,85 * 0,98 \left(\frac{6,5}{10} \right)^{0,125} = 0,79$$

Fator estatístico: Área industrial com baixo teor de ocupação – Grupo 3: $s_3 = 0,95$;

As velocidades características para as duas alturas calculadas, tem-se:

$$v_{k(2,5m)} = 45 * 1 * 0,70 * 0,95 = 29,925m/s$$

$$v_{k(6,5m)} = 45 * 1 * 0,79 * 0,95 = 33,773m/s$$

Assim, a pressão de obstrução:

$$q_{(2,5m)} = 0,613 * 29,925^2 = 548,95N/m^2$$

$$q_{(6,5m)} = 0,613 * 33,773^2 = 699,20N/m^2$$

Os coeficientes de pressão externos das paredes (c_{pe}) para uma edificação retangular, encontram-se através das relações:

Relação altura/largura:

$$\frac{h}{b} = \frac{5}{15} = 0,333 \leq \frac{1}{2}$$

Relação comprimento/largura:

$$\frac{a}{b} = \frac{50}{15} = 3,333 \quad 2 \leq 3,333 < 4$$

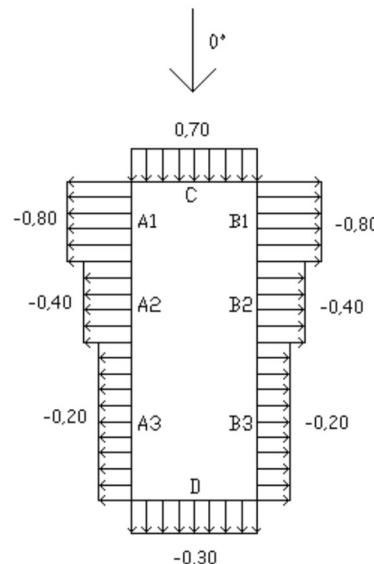


Figura 3 - $C_{pe}=0^\circ\text{C}$

O comprimento de A1 e B1 segue a condição:

$$\frac{b}{3} = \frac{15}{3} = 5m$$

$$\frac{a}{4} = \frac{50}{4} = 12,5m$$

$$2 * h = 2 * 5 = 10m$$

Utiliza-se o maior valor entre a primeira e segunda condição. Caso este valor for maior que a terceira condição, usa-se a terceira. A1 e B1=12,5m.

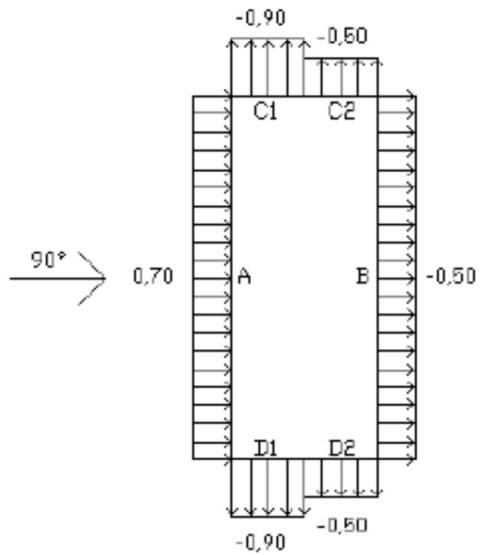


Figura 4 - Cpe para vento = 90°

O comprimento de C1 e D1 segue a condição:

$$2 * h = 2 * 5 = 10m$$

$$\frac{b}{2} = \frac{15}{2} = 7,5m$$

Utiliza-se o menor valor entre a primeira e segunda condição. C1 e D1=7,5m.

Os coeficientes externos de pressão médio é: $h = 5m$.

$$0,2 * b = 0,2 * 15 = 3m$$

Utiliza-se o menor valor entre as condições superiores (3m).

Os coeficientes de pressão externos no telhador (c_{pe}):

Sabe-se que a inclinação do telhado é de 11° e,

$$\frac{h}{b} = \frac{5}{15} = 0,333 \leq \frac{1}{2}$$

Têm-se os seguintes coeficientes:

E -0,80	G -0,80
F -0,60	H -0,60
I -0,20	J -0,20

Figura 5 - Cpe para vento 0°

E -1,16	G -0,40
F -1,16	H -0,40
I -1,16	J -0,40

Figura 6 - Cpe para vento 90°

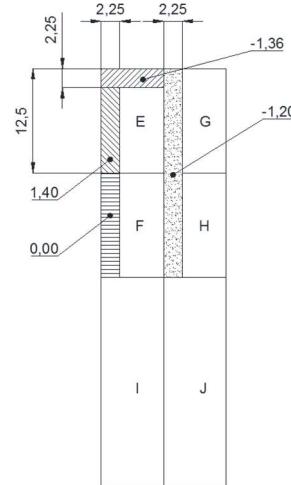


Figura 7 - Cpe de cobertura

O coeficiente de pressão interna (c_{pi}) considera que as paredes do pavilhão tenham duas faces igualmente permeáveis e duas faces igualmente impermeáveis.

Coeficientes adotados: 0,2 e -0,3.

Combinações para telhas, terças e ancoragens:

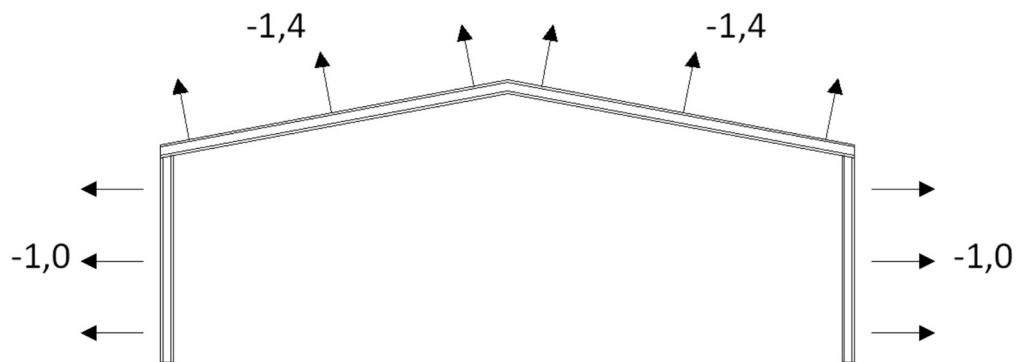


Figura 8 - Cpe médio S1

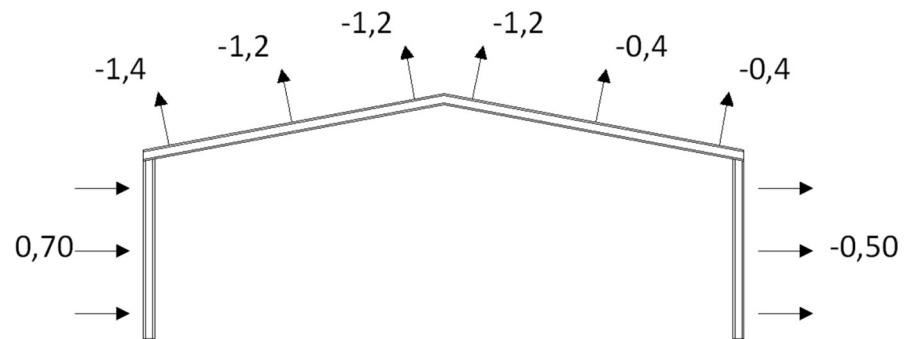


Figura 9 - Cpe médio S2

Combinações para elementos da estrutura principal:

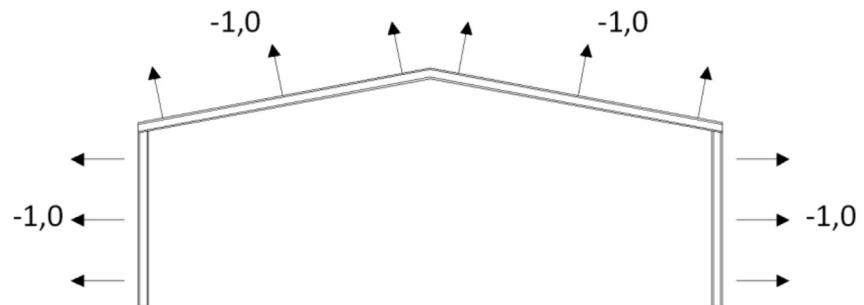


Figura 10 - Caso 1 – Vento 0º e Cpi= +0,2

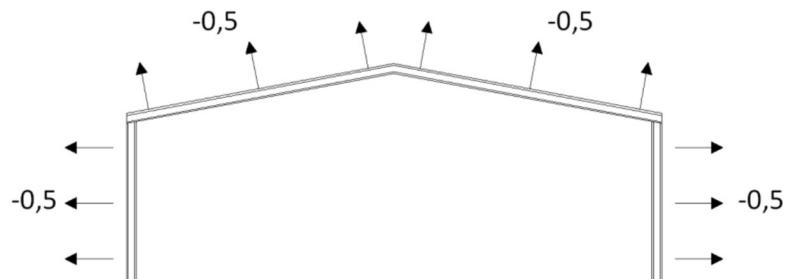


Figura 11 – Caso 2 – Vento 0º e Cpi= -0,3

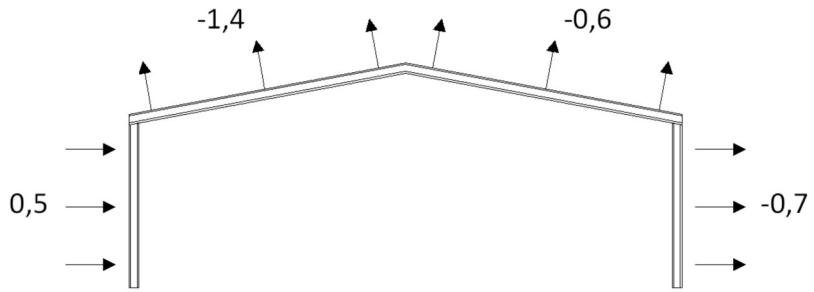


Figura 12 – Caso 3 – Vento 90º e Cpi=+0,2

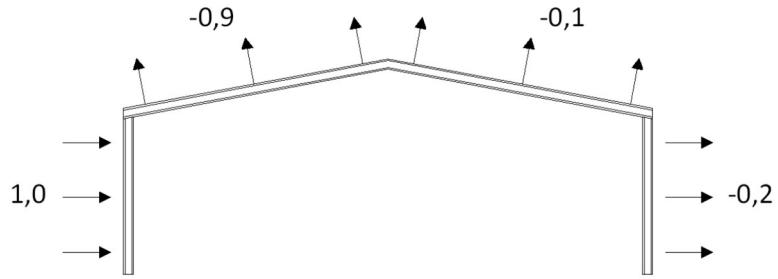


Figura 13 – Caso 4 – Vento 90º e Cpi=-0,3

- Valores para as cargas de vento:

Sabendo que o espaçamento entre pórticos é de 5m e que a carga q calculada é:

$$q_{(2,5m)} = 548,95N/m^2 = 0,54895kN/m^2$$

$$q_{(6,5m)} = 699,20N/m^2 = 0,6992kN/m^2$$

A fim de considerar as ações atuantes na estrutura, serão consideradas as duas piores situações (Caso 1 vento a 0º e $c_{pi} = +0,2$ e Caso 3 vento a 90º $c_{pi} = +0,2$) e que podem ocorrer:

$$P = \text{Espaçamento} * q = 5m * 0,54895kN/m^2 = 2,74475kN/m$$

$$P = \text{Espaçamento} * q = 5m * 0,6992kN/m^2 = 3,496kN/m$$

Caso 1:

$$F = P * c_f$$

$$F = 2,74475kN/m * 1,0 = 2,7447kN/m$$

$$F = 3,496kN/m * 1,0 = 3,496kN/m$$

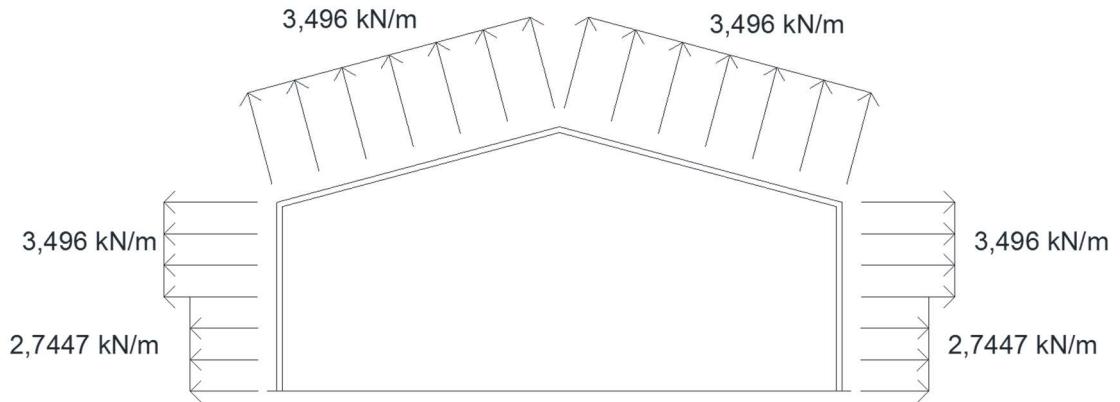


Figura 14 - Caso 1

Caso 3:

$$F = P * c_f$$

$$F = 2,74475 \text{ kN/m} * 0,5 = 1,3724 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 0,5 = 1,748 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 1,4 = 4,8944 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 0,6 = 2,0976 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 0,7 = 2,4472 \text{ kN/m}$$

$$F = 2,74475 \text{ kN/m} * 0,7 = 1,9213 \text{ kN/m}$$

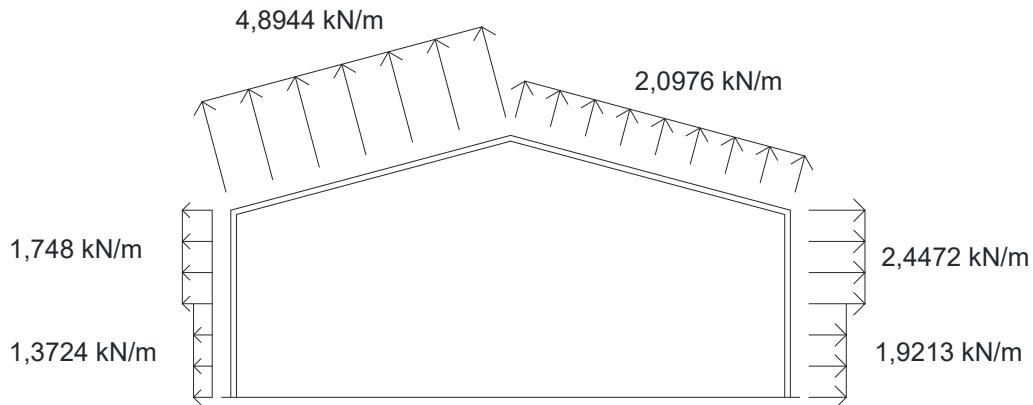


Figura 15 - Caso 3

2.4 COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} * F_{Gi,k}) + \gamma_{qi} * F_{Qi,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} * \psi_{0j} * F_{Qj,k})$$

$$F_{d,1} = (1,25) * (1,88 \text{ kN/m}) + (1,25) * (1,25 \text{ kN/m}) = 3,9125 \text{ kN/m}$$

Força horizontal equivalente – Força Nocional:

$$F_n = 0,003 * (F_{d,1}) * (V\tilde{a}o) = 0,003 * 3,9125 \text{ kN/m} * 15 \text{ m} = 0,176 \text{ kN}$$

Considerando que o vento só atua na sucção da cobertura, analisa-se os dois casos:

$$F_{d,2} = (1,00) * (F_{Gi,k}) - (1,40) * (F_{w,k})$$

$$F_{d,2} = (1,00) * (1,88kN/m) - (1,40) * (3,496kN/m * \cos 11^\circ) = -2,924kN/m$$

$$F_{d,2} = -(1,40) * (3,496kN/m * \sin 11^\circ) = -0,934kN/m$$

$$F_{d,2} = -(1,40) * (3,496kN/m) = -4,8944kN/m$$

$$F_{d,2} = -(1,40) * (2,7447kN/m) = -3,8426kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,00) * (1,88kN/m) - (1,40) * (4,8944kN/m * \cos 11^\circ) = -4,8463kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,00) * (1,88kN/m) - (1,40) * (2,0976kN/m * \cos 11^\circ) = -1,0026kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (4,8944kN/m * \sin 11^\circ) = -1,3074kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (2,0976kN/m * \sin 11^\circ) = -0,5603kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,40) * (1,748kN/m) = 2,4472kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,40) * (1,3724kN/m) = 1,92136kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (2,4472kN/m) = -3,4261kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (1,9213kN/m) = -2,6898kN/m$$

A partir dos cálculos das forças chegou-se aos seguintes diagramas de esforços:

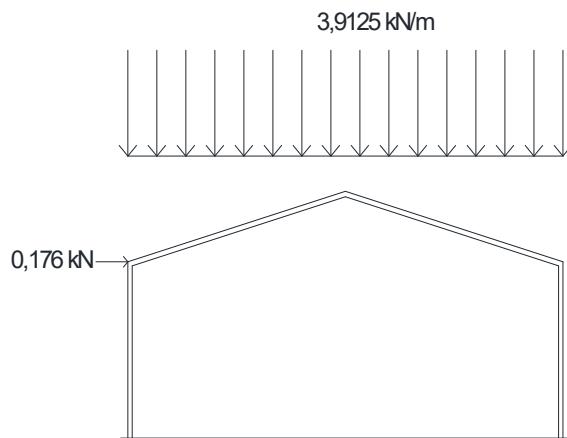


Figura 16 - Combinação Fd1 – Carga Permanente+Carga Acidental+Força Nocional

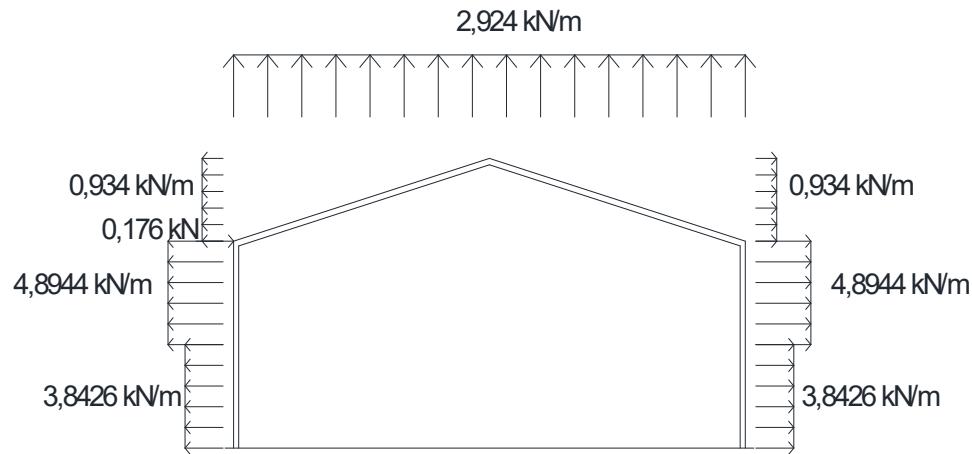


Figura 17 - Combinação Fd2 – Carga Permanente +Força Nocial+Carga de Vento Caso 1

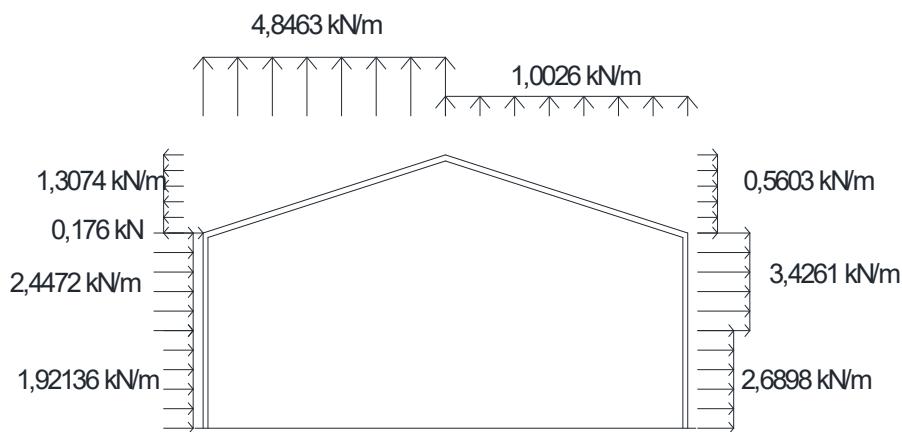


Figura 18 - Combinação Fd3 – Carga Permanente +Força Nocial+Carga de Vento Caso 3

Obtidos os valores de carregamento para todas as combinações adotadas, estes são inseridos no software FTOOL (versão educacional 3.01) para facilitar a análise de esforços no pórtico, podendo ser observado no anexo *. Na Figura 19 pode ser visto o diagrama de momento da Combinação Fd3, situação de maior relevância encontrada, apresentando os maiores esforços de momento (61,9 KN·m para viga e coluna), juntamente com o maior valor da reação de tração (32,2 KN). Para reação de compressão, a Combinação Fd1 apresentou o maior valor entre as combinações, sendo este 29,8 KN.

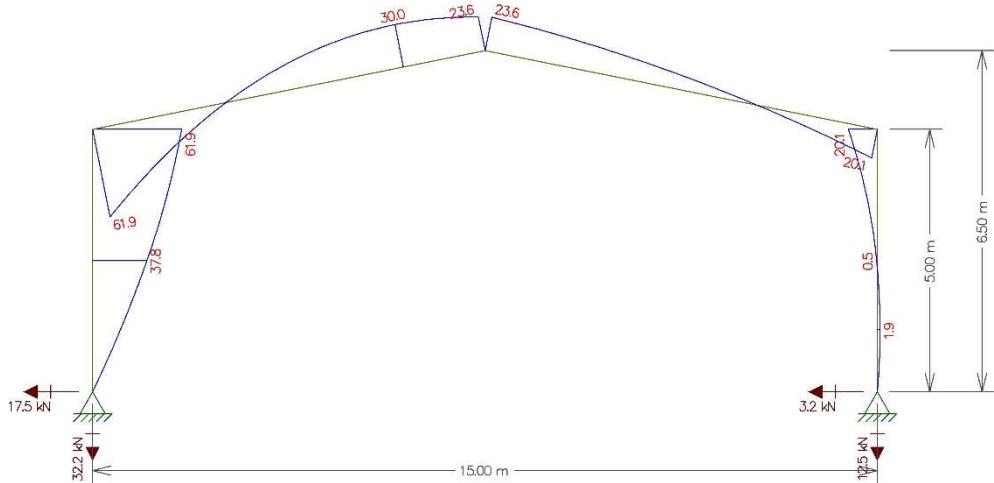
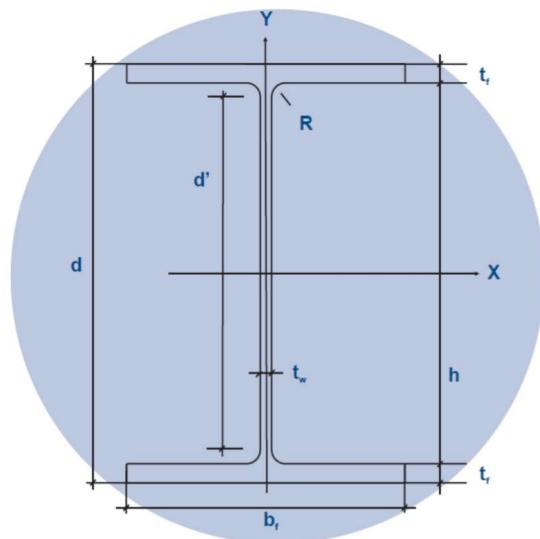


Figura 19 - Diagrama de Momentos - Combinação Fd3

3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PÓRTICO

Ao analisar os arranjos estruturais, devido à necessidade de velocidade na execução foi escolhido o perfil de alma cheia para execução dos pilares e pórticos. De posse de todas essas informações, escolheu-se o perfil W530x72,0, conforme especificações abaixo, como resistente tanto para a coluna quanto a viga, sendo solicitados na condição mais desfavorável.



PERFIS I BITOLA	Massa Linear Kg/m	d mm	b _f mm	Espessura		h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X			
				t _w mm	t _f mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6	39.969	1.525,5	20,89	1.755,9
EIXO Y - Y				r _f cm	I _y cm ⁴	ESBELTEZ			C _w cm ⁶	u m ² / m	BITOLA	
I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³			ABA - λ _f b _f / 2t _f	ALMA - λ _w d' / t _w					
1.615	156,0	4,20	244,6	5,16	33,41	9,50	53,13	1.060.548	1,84			W 530 x 72,0

Figura 20 - Perfil adotado para Colunas e Vigas

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento dos elementos do pórtico, seguindo as prescrições normativas. Para a coluna e viga, o perfil apontado passará por verificações, devendo ser aprovado ou em caso contrário substituído por outro que atenda as solicitações.

3.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA A COLUNA

Como as duas colunas (A-B e D-E) terão perfis iguais, somente serão apresentados os cálculos detalhados para uma delas (A-B), a qual possui esforços de maior valor.

Para o estudo foi utilizado o aço ASTM A572 grau 50, que apresenta $F_y = 3,45$ tf/cm^2 e $F_u = 4,50$ tf/cm^2 , classificado como um aço de baixa liga e alta resistência mecânica. Esta resistência elevada se deve ao acréscimo de carbono e elementos de liga em pequena quantidade como nióbio, cobre, manganês, silício, etc, em sua composição. Este tipo de aço é usado quando há necessidade de uma resistência maior para o perfil adotado, e pode ser empregado em qualquer tipo de estrutura, seja com ligações soldadas, parafusada ou rebitada.

As propriedades mecânicas e geométricas do perfil foram obtidas em uma tabela, encontrada no manual, Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados (2011), também disponível no site da empresa Gerdau. No manual é apresentada esta tabela com valores para diversos tamanhos de perfis, bem como diversas informações sobre o assunto deste trabalho. Os valores do perfil adotado são visualizados no anexo *, juntamente com a indicação de sua simbologia.

O perfil escolhido não necessariamente é o de melhor desempenho referindo-se à relação custo/benefício, ou seja, tratando da capacidade mínima necessária com o menor custo. Isto não é o objetivo deste trabalho, pois a melhor solução deve avaliar todos os fatores envolvidos como: disponibilidade dos fornecedores e tempo de entrega, custos, compatibilidade dimensional entre elementos da estrutura, entre outros quesitos. O projetista deve procurar a melhor solução, que englobe todos os custos, seja do material, da fabricação, do transporte e montagem, e do tempo para todo processo.

3.2 VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ

Como caracteriza o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil, "L" e o raio de geração correspondente, "r", não deve ser superior a 200. Os valores para o coeficiente de flambagem, "K" podem ser observados na Tabela 01, mostrada anteriormente no item 2.4.1 deste trabalho.

$$\frac{K \cdot L_x}{r_x} = \frac{1,0 \cdot 500}{20,89} = 23,93 < 200 \rightarrow ok!$$

$$\frac{K \cdot L_y}{r_y} = \frac{1,0 \cdot 500}{4,2} = 119,05 < 200 \rightarrow ok!$$

3.2.1 Verificação da capacidade à compressão

Pela indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil I, de seção com dupla simetria, enquadra-se no Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Assim,

$$\frac{478}{9} = 53,11 > 1,49 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 35,87$$

Como (h_w/t_w) supera $(b/t)_{lim}$, deve-se calcular o fator de redução Q_a , dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

onde A_g é a área bruta e A_{ef} a área efetiva da seção transversal, dada por:

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

com o somatório estendendo-se a todos os elementos AA.

Na expressão seguinte, b e t são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, e b_{ef} é a largura efetiva de um elemento comprimido AA.

A largura efetiva dos elementos AA é igual a:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{C_a}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

onde C_a é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi f_y$$

com χ obtido conforme o item 5.3.3 da NBR 8800 (2008), adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de forma conservadora, pode-se tomar:

$$\sigma = f_y$$

Desta maneira:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot 9,0 \cdot 24,077 \cdot \left[1 - \frac{0,34}{478/9} \cdot 24,077 \right]$$

$$b_{ef} = 351,92 \text{ mm} < 478 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = 9160 - (478 - 351,92) \cdot 9,0 = 8025,28 \text{ mm}^2$$

$$Q_a = \frac{8025,28}{9160} = 0,88$$

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Segundo a indicação da Tabela F.1 da norma NBR 8800 (2008), tratando-se de um perfil I, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Como (h_w/t_w) não supera $(b/t)_{lim}$, adota-se $Q_s = 1,00$.

$$\frac{207/2}{10,9} = 9,5 > 0,56 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 13,48$$

Assim, de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Q_a \cdot Q_s \therefore Q = 0,88 \cdot 1 = 0,88$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, descrito no Anexo E da norma NBR 8800 (2008), determina-se para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

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

Onde:

$K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal; (pode ser encontrado através de cálculo ou através das tabelas de perfis);

I_t é o momento de inércia à torção uniforme;

r_0 é o raio de geração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$$

x_0 e y_0 são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

$$a) N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000.39,969e07}{(5000)^2} = 31558,3 \text{ kN}$$

$$b) N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000.1,615e}{(5000)^2} = 1275,15 \text{ kN}$$

$$c) r_0 = \sqrt{(208,9^2 + 42,0^2)} = 213,08 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{1,615e07(524 - 10,9)^2}{4} = 1,06e^{12} \text{ mm}^6$$

$$N_{ez} = \frac{1}{213,08^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 200000.1,06e12}{(5000)^2} + 77000.334100 \right] = 2409,97 \text{ kN}$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1275,15 \text{ kN}$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$x = 0,658\lambda_0^2, \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$x = 0,877/\lambda_0^2, \text{ se } \lambda_0 > 1,5$$

Onde:

λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da NBR 8800 (2008) pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,88.9160.345}{1275150}} = 1,4768$$

Como $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$x = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{1,4768^2} = 0,401$$

Chegamos então, à força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$N_{cd.Rd} = \frac{x Q A_g f_y}{y_{a1}} = \frac{0,401 \cdot 0,88.9160.345}{1,1} = 1014,767 kN$$

3.3 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE À FLEXÃO

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da NBR 8800 (2008). De acordo com a Tabela G.1 deste anexo, para seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

a) Parâmetro

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{5000}{42} = 119,05$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 42,38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)w}{E \cdot J} = \frac{(345 - 103,5)1525500}{200000 \cdot 334100} = 0,005513$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} = \frac{1,615 \times 10^7 (524 - 11,4)^2}{4}$$

$$C_w = 1,06 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{1,615 \times 10^7 \cdot 334100}}{42 \cdot 334100 \cdot 0,005513} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,06 \times 10^{12} \cdot (0,005513)^2}{1,615 \times 10^7}}}$$

$$\lambda = 120,17$$

Segundo indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR8800 (2008), quando $\lambda_{FLT} > \lambda_r$:

$$M_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{c_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{c_w} \right)}$$

C_b (Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme), conforme itens 5.4.2.3 e 5.4.2.4 na NBR 8800 (2008), pode ser adotado como:

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_c} \cdot R_M \leq 3,0$$

onde,

M_{max} é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_c é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0,5 + 2 \cdot (I_{yc} / I_y)^2$ para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;

I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Então, tendo os valores dos momentos solicitados conforme ilustrado abaixo se pode calcular:

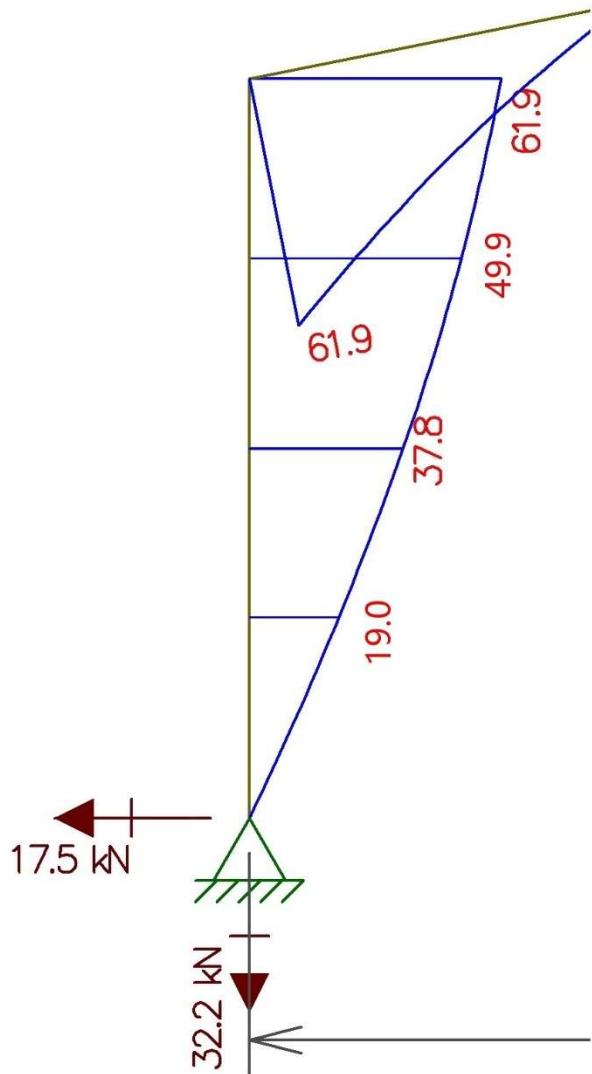


Figura 21 - Momentos atuantes na coluna A-B

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 61,9}{2,5 \cdot 61,9 + 3 \cdot 49,9 + 4 \cdot 37,8 + 3 \cdot 19,0} \cdot 1$$

$$C_b = 1,51 \leq 3,0 \text{ OK!}$$

$$M_{cr} = \frac{1,51 \pi^2 \cdot 200.000 \cdot 1,615 \times 10^7}{5000^2} \cdot \sqrt{\frac{1,06 \times 10^{12}}{1,615 \times 10^7} \left(1 + 0,039 \frac{334100 \cdot (5000)^2}{1,06 \times 10^{12}} \right)}$$

$$M_{cr} = 564,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 1755900 \cdot 345 = 605,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{564,02}{1,1} \leq \frac{605,8}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 512,75 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 550,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT,n} = 512,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{207}{2 \cdot 10,9} = 9,5$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y - \sigma_r)}} = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{(345 - 103,5)}}$$

$$\lambda_r = 23,88$$

De acordo com a indicação do item G.2.2.b) da ABNT NBR 8800 (2008), quando $\lambda_p < \lambda_{FLT} \leq \lambda_r$:

$$M_{FLM,n} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

Segue as condições da Tabela G.1 da norma NBR 8800 (2008), observando a nota 5 da mesma:

$$M_{FLM,r} = (f_y - \sigma_r)W$$

$$M_{FLM,r} = (345 - 103,5) \cdot 1525500$$

$$M_{FLM,r} = 368,4kN \cdot m$$

$$M_{FLM,n} = \frac{1}{1,1} \left[605,8 - (605,8 - 368,4) \frac{9,5 - 9,15}{23,88 - 9,15} \right]$$

$$M_{FLM,n} = 545,6kN \cdot m$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{478}{9,0} = 53,11$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 137,24$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da NBR 8800 (2008), quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$:

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{605,8}{1,1} = 550,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Assim, chegamos ao momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \text{Min}(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$M_{Rd} = 368,4 \text{ kN.m}$$

3.4 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE AO CISALHAMENTO

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da norma NBR 8800 (2008).

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_v = \frac{h}{t_w} = \frac{478}{9,0} = 53,11$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 59,22$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 73,76$$

Para uma seção I fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_v < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (524 \cdot 9,0) \cdot 345$$

$$V_{pl} = 976,21 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{976,21}{1,1}$$

$$V_{Rd} = 887,46 \text{ kN}$$

3.5 VERIFICAÇÃO PARA A COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES

De acordo com o item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida à limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

Para:

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{N_{c,SD}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \frac{M_{xSD}}{M_{xRd}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{S,d}}{N_{R,d}} < 0,2 \Rightarrow \frac{N_{c,SD}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{xSD}}{M_{xRd}} \leq 1,00$$

$$\text{Assim, como } \frac{32,2}{3627,99} = 0,089 < 0,2:$$

$$\frac{32,2}{2 \cdot 3627,99} + \frac{61,9}{368,4} = 0,172 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Através deste resultado, verifica-se a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos, portanto, pode-se afirmar que o perfil W530 x 72,0 é apropriado para o elemento da coluna A-B no caso da condição de carregamento: Combinação 7 Hipótese II. Ou seja, é adequado para suportar os esforços solicitantes de cálculo.

4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA AS VIGAS

Usando o mesmo procedimento adotado para as colunas, obtém-se inicialmente os esforços atuantes nas vigas B-C e C-D para então, proceder às verificações.

Alguns processos detalhados no cálculo da coluna serão apresentados de forma resumida aqui, já que o perfil utilizado para as vigas será o mesmo.

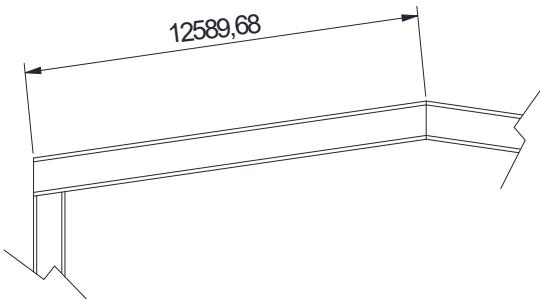


Figura 22 - Dimensão da Viga

No perfil da viga, haverá dois comprimentos de flambagem diferentes. O comprimento em torno do eixo "x" é de 12.600 mm, ou seja, o comprimento total do perfil (Figura 22). Sendo admitido que o perfil esteja perfeitamente travado por terças e contraventos, como se pode ver na Figura 23, o comprimento de flambagem em torno do eixo "y" e também o comprimento entre duas seções contidas à torção tem o valor de 2.448 mm (10 terças em 24,48m (25m – 2 perfis)).

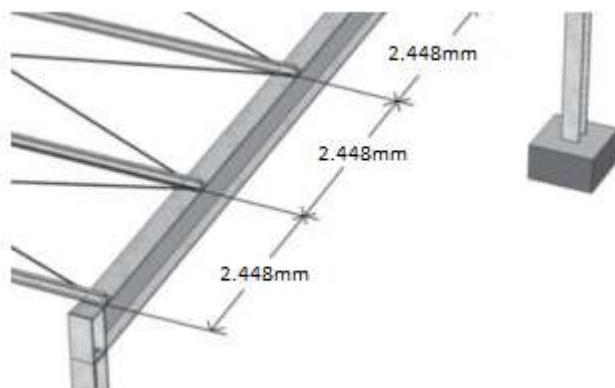


Figura 23 - Espaçamento entre seções travadas no perfil

4.1.1 Verificação da esbeltez

$$\frac{K * L_x}{r_x} = \frac{1 * 12590}{208,9} = 60,27 < 200 \quad OK!$$

4.2 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE À COMPRESSÃO

$$\frac{K * L_y}{r_y} = \frac{2448}{42} = 58,28 < 200 \text{ OK!}$$

Conforme já calculado no elemento da coluna, o valor do fator de redução total Q é dado por:

$$Q = 0,88 * 1 = 0,88$$

a) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 39,969 * 10^7}{(12590)^2} = 4977,4 \text{ KN}$$

b) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 1,615 * 10^7}{(2448)^2} = 5319,6 \text{ KN}$$

c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{213,08^2} * \left[\frac{\pi^2 * 200.000 * 1,06 * 10^{12}}{(2448)^2} + 77000 * 334100 \right]$$

$$N_{ez} = 8256,62 \text{ KN}$$

A carga resistente do perfil é a menor entre N_{ex}, N_{ey}, N_{ez} .

$$N_e = 4977,4 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,88 * 9160 * 345}{4977400}} = 0,7475$$

Como $\lambda_0 < 1,5$: $x = 0,658^{0,7475^2} = 0,7915$

A força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{xQ_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,7915 * 0,88 * 9160 * 345}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 2001,04 \text{ KN}$$

4.3 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE À FLEXÃO

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{2448}{42} = 58,28$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_P = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 42,38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_T = \frac{1,38 \sqrt{1,615 * 10^7 * 334100}}{42 * 334100 * 0,005513} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 1,06 * 10^{12} * 0,005513^2}{1,615 * 10^7}}}$$

$$\lambda_T = 120,17$$

Segundo a indicação do item G.2.1.b) da NBR 8800 (2008), quando $\lambda_P < \lambda_{FLT} \leq \lambda_T$

O valor de C_b pode ser tomado como:

$$C_b = \frac{12,5 * 253,1}{2,5 * 253,1 + 3 * 158,2 + 4 * 106,7 + 3 * 30,7} * 1 \leq 3,0$$

$$C_b = 1,94 < 3,0$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W = (345 - 103,5) * 1525500$$

$$M_r = 368,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = 1755900 * 345 = 605,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{1,94}{1,1} * \left[605,8 - (605,8 - 368,4) * \frac{53,16 - 42,38}{120,17 - 42,38} \right] \leq \frac{605,8}{1,1}$$

$$1010,6 \text{ KN.m} \geq 550,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{FLT,n} = 550,73 \text{ KN.m}$$

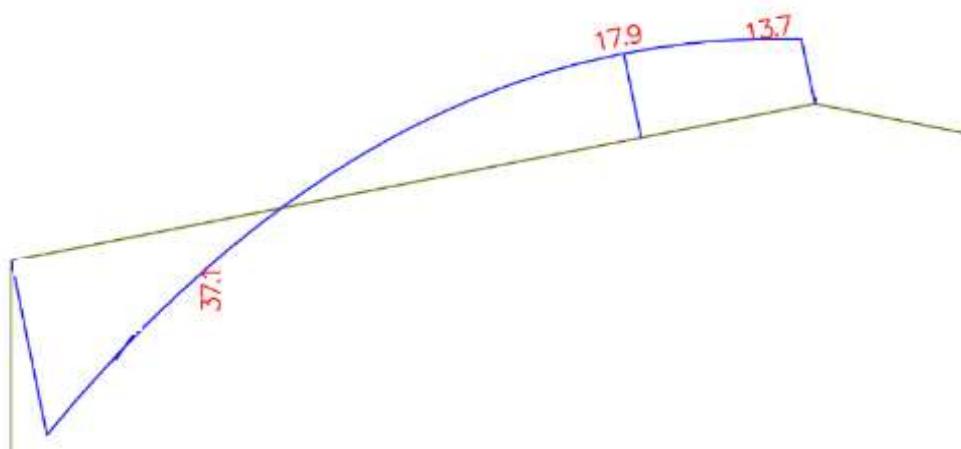


Figura 24 - Momentos atuantes na viga BC

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Como já calculado

$$M_{FLM,n} = 545,6 \text{ KN.m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Conforme já calculado

$$M_{FLA,n} = 550,7 \text{ KN.m}$$

- O momento fletor resistente de cálculo é o menor entre:

$$M_{Rd} = \text{Min} (M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$M_{Rd} = 545,6 \text{ KN.m}$$

4.4 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE AO CISALHAMENTO

$$\text{Como } \frac{41,1}{1993,56} = 0,021 < 0,2$$

$$\frac{41,1}{2*1993,56} + \frac{253,1}{545,6} \leq 1,00$$

$$0,47 \leq 1,00 \text{ Ok!}$$

Assim, pode-se dizer que o perfil W530 x 72,0 é adequado também para o elemento da viga B-C no caso da condição de carregamento mais desfavorável.

5 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICIAIS E HORIZONTAIS

Esta verificação tem a função de avaliar se os deslocamentos estão em acordo com os limites estipulados por norma. Sendo que estes representam a resposta da estrutura e dos materiais estruturais ao carregamento e às situações que será submetida, lembrando que para a análise de deslocamento, as solicitações de cálculo devem ser utilizadas sem majoração, e que esses valores encontrados são empíricos, servindo de modo comparativo com a análise estrutural.

Segundo a norma NBR 8800 (2008), os limites de deslocamento para viga de cobertura é L/250, e para coluna é H/300, sendo L o vão teórico entre apoios, e H a altura total da coluna.

O maior deslocamento encontrado para a viga foi para a Combinação Fd1, com valor de (y) 8,9 mm, e para a coluna, a Combinação Fd3 com vento à 90° foi a que apresentou maior deslocamento medindo (x) 5,2mm.

Então:

Para viga, L/250

$$25000/250 = 100\text{mm} \geq 8,9\text{mm OK!}$$

Para coluna H/300

$$5000/300 = 16,67\text{mm} \geq 5,2\text{mm OK!}$$

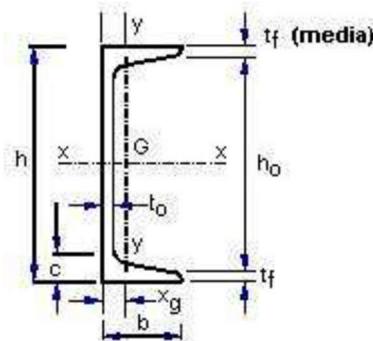
Logo podemos afirmar que os deslocamentos estão dentro dos limites especificados por norma, e também confirmar o resultado do dimensionamento do pórtico, já que a estrutura em si não possui grandes deslocamentos.

6 TERÇAS DE COBERTURA, TIRANTES, CONTRAVENTAMENTO E TELHAS

As terças são as vigas que compõem a cobertura da edificação que é o que segura às telhas de cobertura. São as terças que fazem a transmissão da sobrecarga da cobertura e as ações do vento para os pórticos transversais. Sua execução é conformada a frio ou podem ser laminados. Tem a função de montante de contraventamento.

O perfil da terça escolhida é a em forma de U, e os tirantes e contraventamentos serão dimensionadas com barras de aço circular. As bases dos pilares serão engastadas.

O perfil adotado para dimensionamento da terça é U laminado 152 x 12,20 – altura (mm) x massa(kg/m), conforme especificações abaixo:



h x peso pol X kg/m	h mm	hg,c,tf pol	to mm	to mm	b mm	Área cm ²	h/btf 1/cm	lx cm ⁴	Wx cm ²	ix cm	ly cm ⁴	Wy cm ³	iy cm	xg mm
6"x 12,2	152,40	135,0	200,00	5,08	48,80	15,5	3,59	546	71,7	5,94	28,8	8,06	1,36	13,0

Figura 25 - Perfil adotado para as Terças

O perfil adotado para os tirantes e contraventamentos é a barra rosqueada de 12,5mm de diâmetro (valor mínimo recomendado pela ABNT NBR8800).

Foram consideradas telhas trapezoidais, cujas características seguem abaixo:

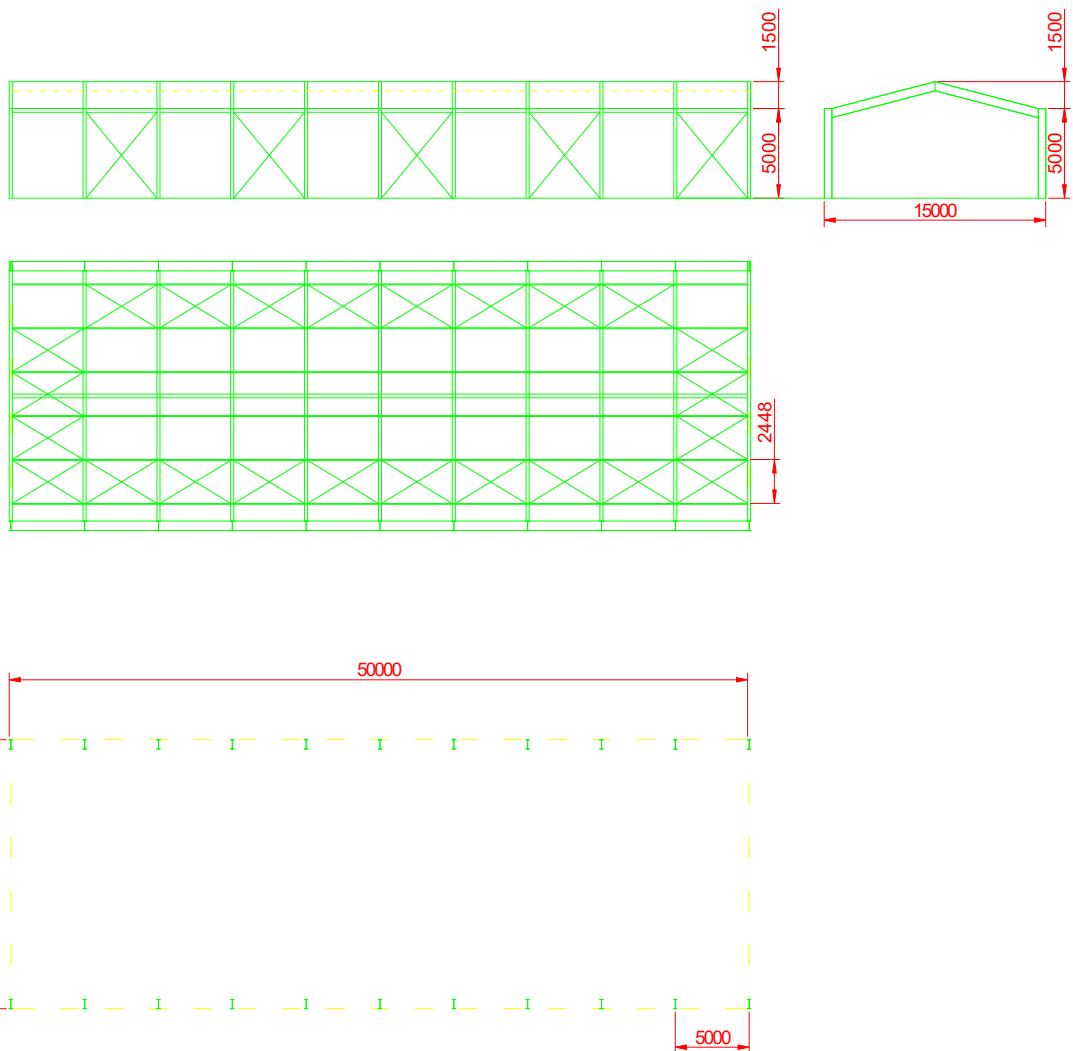
Altura da onda: 38 mm

Espessura da telha: 0,8mm

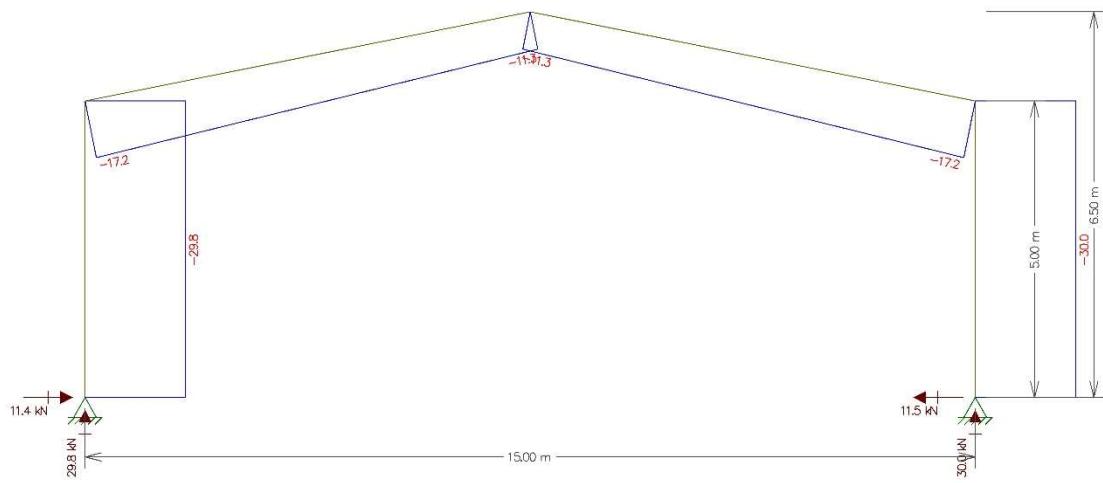
Peso da telha: 26N/m²

7 LIGAÇÕES COLUNA-VIGA

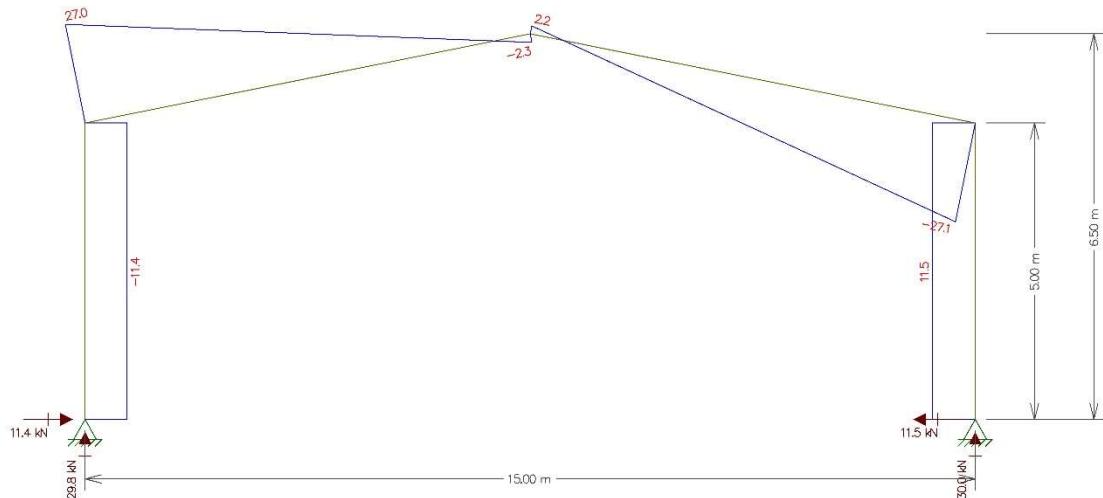
Foi utilizado uma chapa com dimensões de 300 x 150mm, com uma espessura maior que a maior espessura do perfil, ou seja, será adotado 16mm de espessura. Devido a utilização dessa espessura de chapa a NBR 8800/2008 estabelece que a solda tenha uma espessura mínima da garganta efetiva de 6mm.

ANEXOS**Esquemático do Galpão**

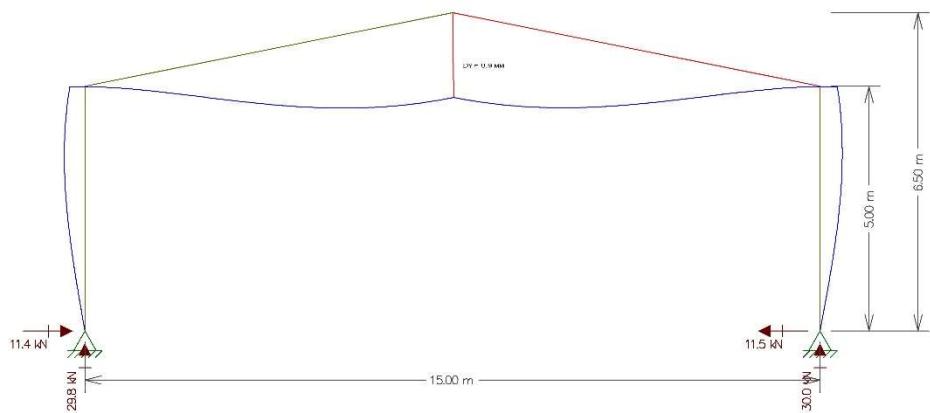
Combinação Fd1 - Axial



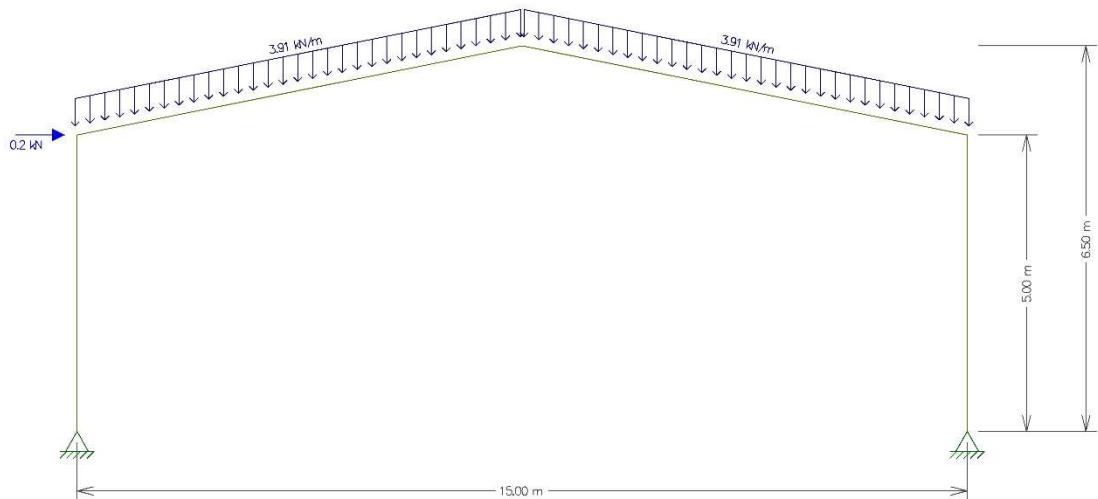
Combinação Fd1 - Cisalhamento



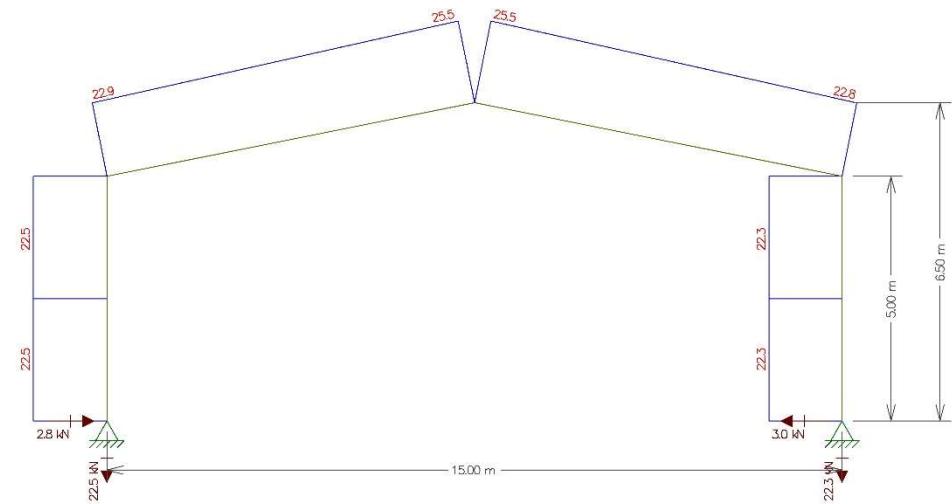
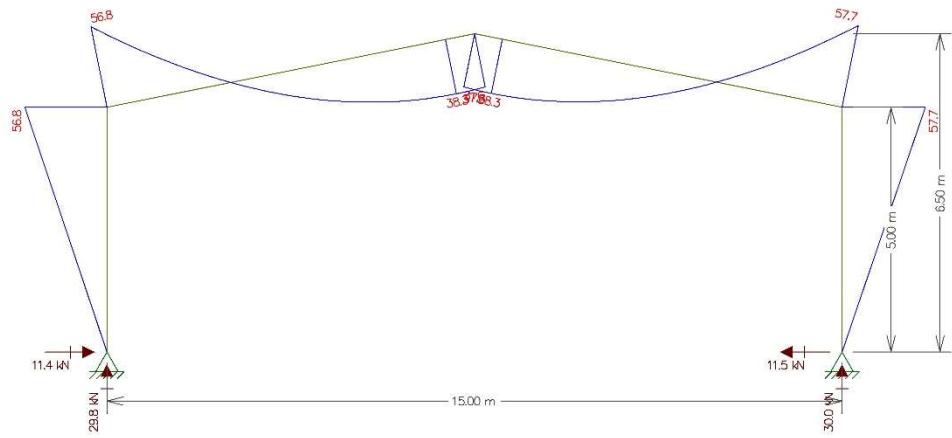
Combinação Fd1 - Deflexão



Combinação Fd1 - Forças

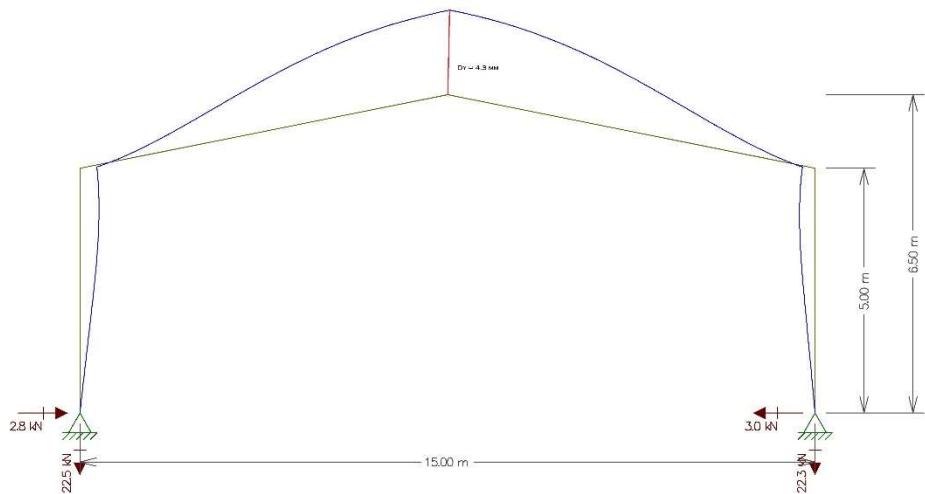
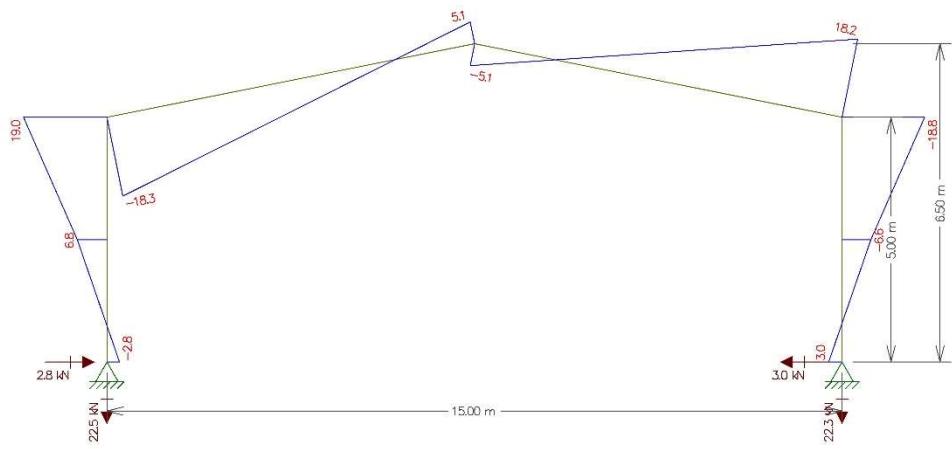


Combinação Fd1 - Momentos



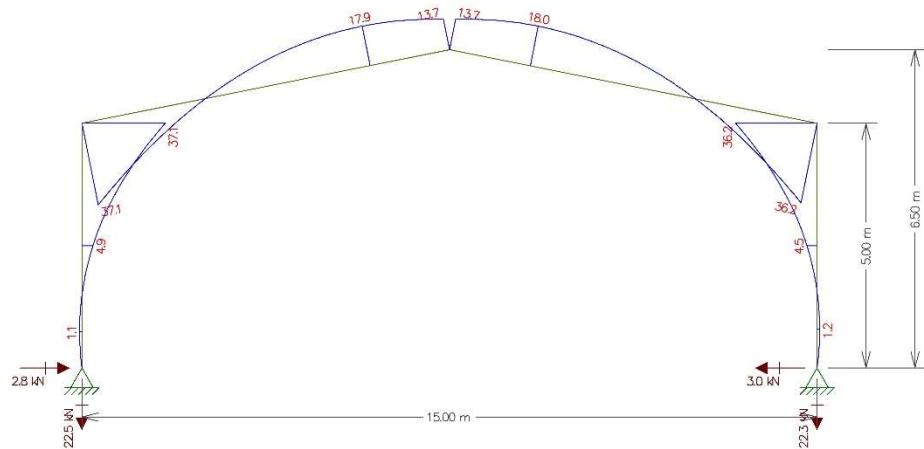
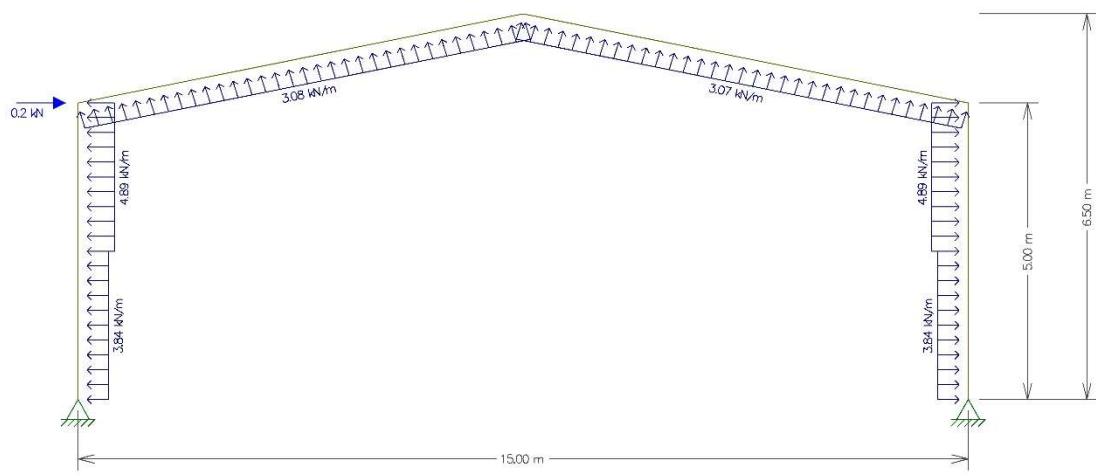
Combinação Fd2 – Axial

Combinação Fd2 - Cisalhamento



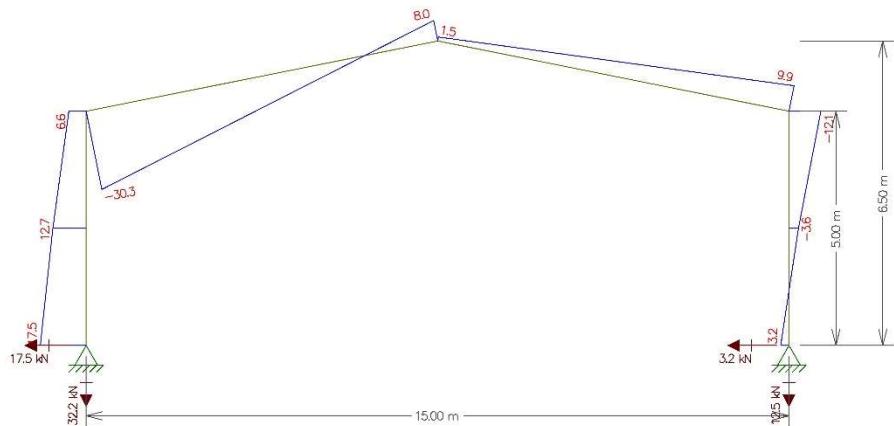
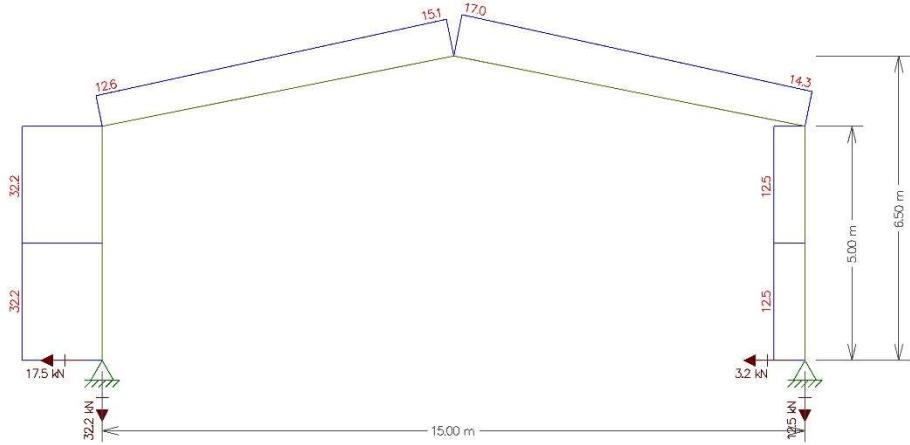
Combinação Fd2 – Deflexão

Combinação Fd2 - Forças



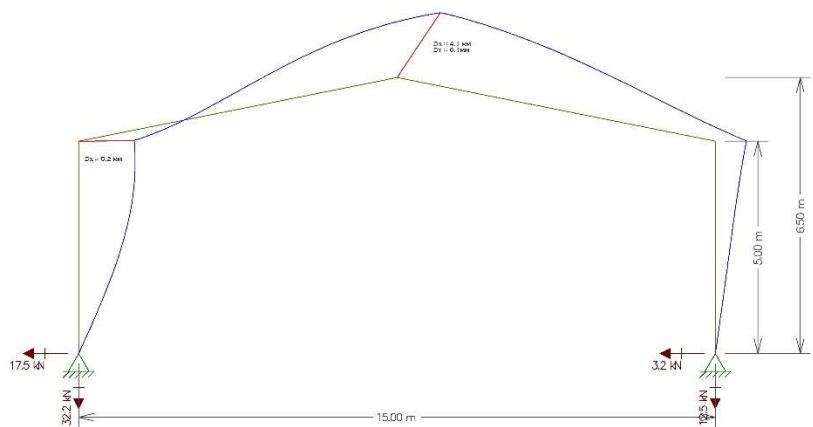
Combinação Fd2 – Momentos

Combinação Fd3 - Axial

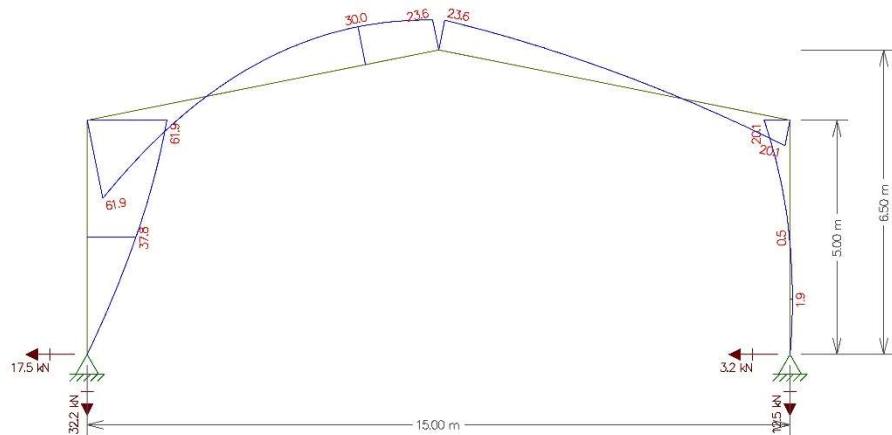
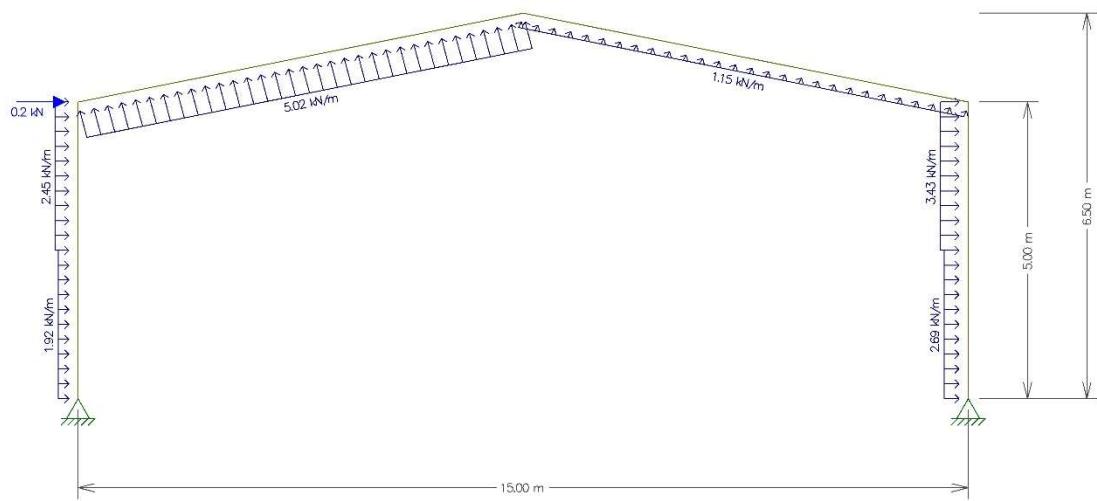


Combinação Fd3 – Cisalhamento

Combinação Fd3 - Deflexão



Combinação Fd3 - Forças



Combinação Fd3 - Momentos