



## Optimização da Estrutura Principal de um Armazém Metálico

RICARDO DANIEL ANDRADE GOMES SOARES

Outubro de 2012

## **Resumo**

---

Esta Tese consiste no cálculo estrutural de um pórtico pertencente a um suposto pavilhão instalado na zona Industrial de Matosinhos.

Trata-se de um estudo comparativo entre dois tipos de pórticos metálicos que incluem o estudo das várias vertentes de permeabilidade.

O objectivo é a optimização da quantidade de aço e betão que satisfaçam os requisitos segundo o REAP e Eurocódigo para a concepção deste pórtico.

Posteriormente é feito uma análise crítica aos resultados obtidos.

## **Abstract**

---

This thesis consists in structural calculation of a gantry belonging to a supposed pavilion installed in the Industrial area of Matosinhos.

This is a comparative study of two types of metal gantries that include the study of various aspects of permeability.

The objective is to optimize the quantity of steel and concrete that satisfy the requirements according to REAP and Eurocode for the design.

Later it made a critical analysis of the results obtained.

## **Agradecimentos**

---

Agradeço a todos professores que me muniram com conhecimentos e desenvolveram as minhas capacidades técnicas ao longo deste curso superior para que este projecto fosse possível.

Gostaria de prestar um louvor especial ao Professor Eng. Joaquim Sabino Domingues, uma vez que foi o meu orientador desta Tese, por toda a ajuda e disponibilidade que sempre teve em esclarecer todas as dúvidas que foram surgindo até á conclusão deste projecto.

## Índice

---

<b>Resumo .....</b>	<b>1</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>2</b>
<b>Agradecimentos.....</b>	<b>3</b>
<b>Índice .....</b>	<b>4</b>
<b>Símbolos e Abreviaturas (Notação) .....</b>	<b>9</b>
<b>Objectivo .....</b>	<b>12</b>
<b>Introdução .....</b>	<b>13</b>
Figura 2: Representação esquemática do pavilhão. ....	13
<b>Identificação e quantificação de acções.....</b>	<b>14</b>
Acções Permanentes .....	14
Acções Variáveis .....	14
Acção do Vento .....	14
Acção da sobrecarga .....	15
Figura 3: Coeficientes $\delta_p$ para as paredes com vento a $0^\circ$ . ....	17
Figura 4: Coeficientes $\delta_p$ para as paredes com vento a $90^\circ$ .....	18
Figura 5: Coeficientes $\delta_p$ para as paredes com vento a $-90^\circ$ . ....	19
Figura 6: Coeficientes $\delta_p$ para as paredes com vento a $180^\circ$ .....	20
Coberturas de duas vertentes $0^\circ$ (Figura 7).....	21
Coberturas de duas vertentes $180^\circ$ (Figura 8).....	22
Coberturas de duas vertentes $90^\circ$ (Figura 9).....	22
Coberturas de duas vertentes $-90^\circ$ (Figura 10).....	22
Combinação do factor de pressão externa com pressão interna $0^\circ$ .....	23
(Figura 11).....	23

Combinação do factor de pressão externa com pressão interna 180° .....	24
(Figura 12).....	24
Combinação do factor de pressão externa com pressão interna 90° .....	25
(Figura 13).....	25
Combinação do factor de pressão externa com pressão interna -90° .....	26
(Figura 14).....	26
<b>Acções sobre os pórticos .....</b>	<b>27</b>
Vento 0° (Figura 15). .....	27
Vento 180° (Figura 16).....	28
.....	28
Vento 90° (Figura 16).....	29
Vento -90° (Figura 17). .....	30
<b>Combinações de pilar e viga .....</b>	<b>30</b>
<b>Acção do Vento .....</b>	<b>32</b>
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 18) .....	33
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 19) .....	34
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 20) .....	36
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 21) .....	37
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 22) .....	39
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 23) .....	40
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 24) .....	43
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 25) .....	44
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 26) .....	46
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 27) .....	47
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 28) .....	49
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 29) .....	50

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 30) .....	52
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 31) .....	53
<b>Acção de base: Vento + Sobrecarga .....</b>	<b>54</b>
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 32) .....	55
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 33) .....	56
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 34) .....	58
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 35) .....	59
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 36) .....	61
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 37) .....	62
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 38) .....	65
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 39) .....	66
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 40) .....	68
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 41) .....	69
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 42) .....	71
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 43) .....	72
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 44) .....	74
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 45) .....	75
<b>Acção de base: Sobrecarga + Vento .....</b>	<b>76</b>
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 46) .....	77
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 47) .....	78
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 48) .....	80
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 49) .....	81
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 50) .....	83
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 51) .....	84
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 52) .....	87
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 53) .....	88

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 54) .....	90
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 55) .....	91
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 56) .....	93
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 57) .....	94
Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 58) .....	96
Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 59) .....	97
<b>Conclusão do estudo das combinações: .....</b>	<b>98</b>
Gráfico 1 (caso de estudo para geometria contínua com encastramento nas bases) .....	99
Gráfico 2 (caso de estudo para geometria linear arco de 3 rotulas) .....	99
<b>Cálculo dos Reforços.....</b>	<b>100</b>
(Figura 60).....	101
Diagrama para geometria contínua com encastramento nas bases.(Figura 67) .....	104
Diagrama para geometria contínua do arco 3 rótulas. (Figura 76) .....	108
<b>Ligações Viga – Pilar para caso de encastramento nas bases.....</b>	<b>110</b>
Dimensões da ligação viga – pilar [mm]. (Figura 77).....	110
<b>Ligações Viga – Viga para caso de encastramento nas bases .....</b>	<b>113</b>
Dimensões da ligação viga – viga [mm]. (Figura 78).....	113
<b>Ligações Viga – Viga para caso de arco 3 rótulas.....</b>	<b>116</b>
Dimensões da ligação viga – viga [mm]. (Figura 79).....	116
<b>Cálculo dos chumbadouros, placa base e volume de betão .....</b>	<b>118</b>
<b>Análise de custos dos casos estudados .....</b>	<b>129</b>
<b>Conclusão final.....</b>	<b>132</b>
<b>Bibliografia.....</b>	<b>133</b>
<b>Anexos .....</b>	<b>134</b>

**Momentos Flectores das vigas e pilares..... 136**

## Símbolos e Abreviaturas (Notação)

---

- $\alpha$  - Ângulo de projecção do vento ou coeficiente de sismicidade;
- a - Comprimento do pavilhão ou distância entre os eixos dos parafusos;
- $a_1$ - Distância entre pórticos ou espessura do cordão de soldadura do banzo à placa;
- $a_2$ - Espessura do cordão de soldadura da alma à placa;
- $a_{FP}$ -Distância do eixo do parafuso ao bordo mais próximo, na direcção do esforço que solicita a ligação;
- A - Área do perfil ou largura da placa da base;
- $A_p$  - Área resistente do parafuso;
- $\beta$  -Inclinação da vertente;
- b - Largura do pavilhão, ou largura dos banzos ou a distância do eixo do parafuso ao ponto de aplicação do esforço normal sobre a placa da base;
- $b_{FP}$ -Distância do eixo do parafuso ao bordo mais próximo, na direcção normal do esforço que solicita a ligação;
- B - Comprimento da placa da base;
- $c_{FP}$ -Menor distância entre os eixos dos parafusos;
- C – Distância do limite inferior do banzo da viga ao bordo da placa da base;
- $\delta_{máx}$  - Flecha máxima;
- $\delta_p$  - Coeficiente de pressão;
- $\delta_{pe}$  - Coeficiente de pressão exterior;
- $\delta_{pi}$  - Coeficiente de pressão interior;
- $\delta_p$  Global - Coeficiente de pressão total;
- $d_p$ – Diâmetro do parafuso;
- $D_m$  – Distância entre madres;
- e - Espessura do banzo do perfil ou a relação do momento flector e o esforço normal;
- E - Modulo de elasticidade;
- $f_{yd}$ - Valor do cálculo da tensão de cedência;
- $F_T$  - Força de tracção máxima sobre o tirante;
- h - Altura do perfil, ou altura máxima do pavilhão ou a altitude do local;

- $h_0$  - Altura do pilar menor;
- $i$  - Raio de giração da secção transversal da barra;
- $i_x$  - Raio de giração da secção transversal da barra em relação ao eixo  $xx$ ;
- $i_y$  - Raio de giração da secção transversal da barra em relação ao eixo  $yy$ ;
- $I$  - Momento de inércia;
- $I_x$  - Momento de Inércia, em relação ao eixo  $xx$ ;
- $I_y$  - Momento de Inércia, em relação ao eixo  $yy$ ;
- $\varphi$  - Coeficiente de encurvadura;
- $k$  - Coeficiente que tem em conta o risco de bambeamento;
- $\lambda$  - Coeficiente de esbelteza;
- $le$  - Distância entre apoios;
- $l$  - Distância entre apoios ou comprimento da viga;
- $L_1$  - Comprimento do cordão de soldadura do banzo;
- $L_2$  - Comprimento do cordão de soldadura da alma;
- $\mu$  - Coeficiente que depende da forma da superfície sobre a qual se deposita a neve;
- $M_f$  - Momento flector;
- $M_{f\text{máx}}$  - Momento flector máximo;
- $M_{Sd}$  - Valor de cálculo do momento flector actuante;
- $N_b$  - Esforço de tracção aplicado a cada parafuso;
- $N_{EX}$  - Carga crítica de Euler;
- $N_i$  - Esforço de tracção aplicado a cada par de parafusos da ligação viga/pilar;
- $N$  ou  $N_{Sd}$  - Valor de cálculo do esforço normal actuante;
- $PP$  - Esforço resultante de uma acção permanente, peso próprio;
- $PP_{\text{Madres}}$  - Peso próprio das madres;
- $PP_{\text{Painéis}}$  - Peso próprio dos painéis;
- $PP_{p+m}$  - Peso próprio dos painéis e das madres;
- $q$  - Valor da carga uniformemente distribuída;
- $q_x$  - Valor da carga uniformemente distribuída na direcção  $xx$ ;
- $q_y$  - Valor da carga uniformemente distribuída na direcção  $yy$ ;
- $S_{0k}$  - Valor característico, por metro quadrado, da carga da neve ao nível do solo;
- $S_d$  - Valor do cálculo do esforço actuante;

$S_k$  - Esforço resultante da acção variável neve, considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_Q$  - Esforço resultante da acção variável sobrecarga, considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{PP}$  - Esforço resultante de uma acção permanente, peso próprio;

$S_w$  - Esforço resultante da acção variável vento, considerada como acção de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$\sigma_{Rd}$ ,  $\tau_{Rd}$  - Valores de cálculo das tensões resistentes;

$\sigma_{Sd}$ ,  $\tau_{Sd}$  - Valores de cálculo das tensões actuantes;

$t$  - Espessura da placa;

$t_a$  - Espessura da alma;

$t_b$  - Espessura do banzo;

$T$  ou  $T_{Sd}$  - Valor de cálculo do esforço transversal actuante;

$v$  - Velocidade de rajada do vento;

$\nu$  - Coeficiente de Poisson;

$W_k$  - Valor da pressão dinâmica do vento;

$W_x$  - Módulo de flexão, em relação ao eixo  $xx$ ;

$W_y$  - Módulo de flexão, em relação ao eixo  $yy$ ;

$\psi_0$  - Valor reduzido da combinação de uma acção;

## **Objectivo**

---

O objectivo desta tese consiste numa avaliação comparativa da solução mais económica, entre um pórtico metálico encastrado versus, arco de três rótulas, respeitando os regulamentos de segurança em vigor.

Este estudo de optimização contempla perfis de secção variável e contínuos. Esta variação da secção obtém-se introduzindo-se reforços aos perfis normalizados, para aumentar a inércia da viga introduzindo banzos adicionais aplicados nas zonas onde o momento flector é máximo.

O Ftool é o software de cálculo usado para análise estrutural bidimensional.

Com este estudo pretende-se usar todos os conhecimentos adquiridos e aplicá-los na optimização e desenvolvimento de uma solução mais económica para uso.

## Introdução

A Tese consiste no dimensionamento de um pórtico para uma nave industrial em construção metálica, com as seguintes dimensões:

- 30 Metros de vão
- 6 Metros de altura
- 120 Metros de comprimento,

Localizando-se na Zona industrial de Matosinhos, junto a orla marítima.

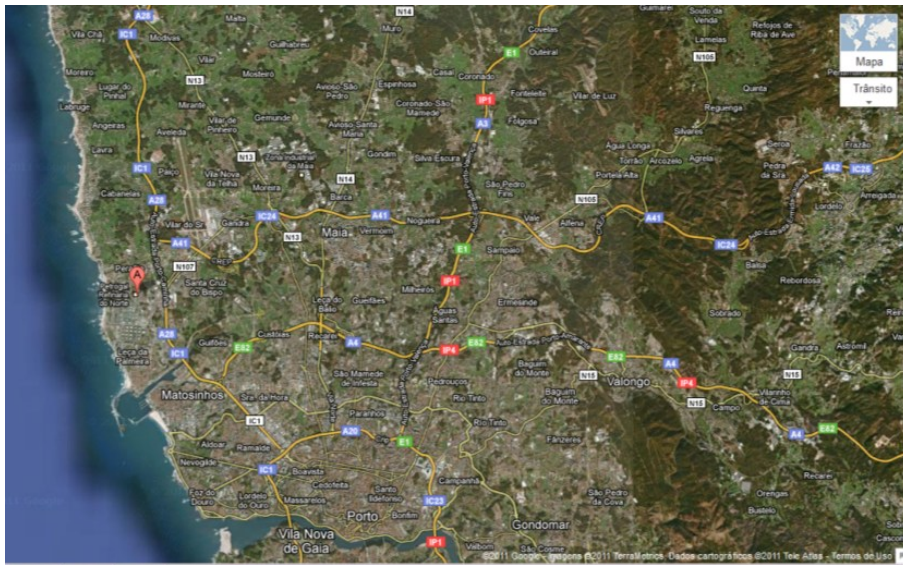
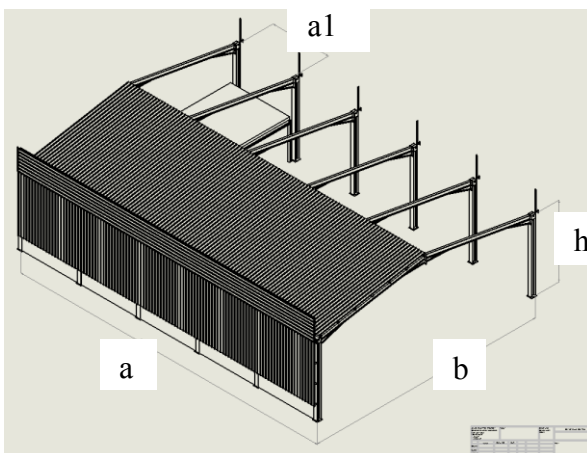


Figura 1: Mapa da localização da construção (A)

### Características geométricas do pavilhão



### Dimensões do pavilhão:

- Altura dos pilares (**h**): 6 m;
- Distância ente pilares (**b**): 30 m;
- Distância entre pórticos (**a<sub>1</sub>**): 5 m;
- Inclinação da vertente (**β**): 7°;
- Comprimento do pavilhão (**a**): 120 m

Figura 2: Representação esquemática do pavilhão.

## Identificação e quantificação de acções

---

### *Acções Permanentes*

Considera-se como acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais, sendo que neste caso apenas considerasse peso próprio da estrutura que se designa com o símbolo  $[S_G]$ .

### *Acções Variáveis*

Foram consideradas as seguintes acções variáveis tendo em conta a localização do pavilhão:

- Acção do vento;
- Sobrecarga.

A Acção da neve não é aplicável devido ao pavilhão estar implantado a uma altitude inferior a 200m e localizar-se junto à orla marítima.

### *Acção do Vento*

#### *Zonamento do território*

Tendo em conta a localização da estrutura, que se situa numa faixa costeira com 5 km de largura, é determinada como **zona B**, segundo artigo 20.º do RSA.

#### *Rugosidade aerodinâmica do solo*

Dada a localização ser numa zona industrial em campo aberto, considerou-se **tipo II**, conforme o artigo 21.º do RSA.

### *Quantificação da acção do vento e os seus efeitos*

#### *Coefficientes de pressão interior ( $\delta_{pi}$ )*

Alínea a) do ponto 3.2.3 do Anexo I do RSA:

- Edifícios em que seja pouco provável a existência de aberturas nas fachadas durante a ocorrência de vento intenso: em face da permeabilidade das paredes, fundamentalmente devida à insuficiência de vedação das janelas, podem

considerar-se em geral duas situações, que correspondem aos seguintes coeficientes de pressão interior:

Duas fachadas opostas com permeabilidade semelhante, e duas impermeáveis:

-Vento normal às fachadas permeáveis .... $\delta_{pi}= +0.2$

-Vento normal às fachadas impermeáveis .... $\delta_{pi}= -0.3$ ;

Alínea b) do ponto 3.2.3 do Anexo I do RSA:

-Edifícios em que durante a ocorrência de vento intenso, existam aberturas numa das fachadas, o coeficiente de pressão interior  $\delta_{pi}$  deve ser tomado com valores iguais a 0.75 dos valores dos coeficientes de pressão exterior  $\delta_{pe}$  correspondentes à fachada em que predominam as aberturas, se as aberturas se situarem em zonas das fachadas para as quais são definidos valores especiais do coeficiente  $\delta_{pe}$  (acções locais), são estes os valores a considerar para a determinação de  $\delta_{pi}$ .

Face ao cálculo do pórtico irá ser estudado com as três variantes para obtenção de cargas máximas, sendo que não está definido o tipo de permeabilidade.

#### *Acção da sobrecarga*

Uma vez que a cobertura não permite a fácil circulação de pessoas, considera-se uma cobertura do tipo ordinária, conforme a alínea a) do ponto 34.1 do artigo 34.º do RSA.

O valor característico da sobrecarga em plano horizontal é **0.3 kN.m<sup>-2</sup>**, conforme a alínea a) do ponto 34.2 do artigo 34.º

**Coefficientes de pressão exteriores das paredes ( $\delta_{pe}$ )**

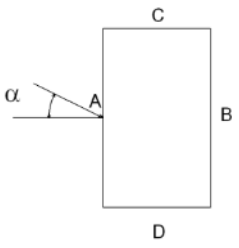
Conforme o quadro I-I do ponto 3.2.2 do Anexo I do RSA:

Cálculo das relações geométricas:

$$\frac{h}{b} = \frac{6}{30} = 0.2 \Rightarrow \frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{120}{30} = 4 \Rightarrow \frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$$

**Tabela 1:** Coeficientes  $\delta_{pe}$  para as paredes.

<b>Planta</b>	<b>Direcção do vento</b>	<b>Acções globais</b>			
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
	$\alpha = 0^\circ$	+ 0.7	- 0.25	- 0.6	- 0.6
	$\alpha = 90^\circ$	- 0.5	- 0.5	+ 0.7	- 0.1

**Convenção de sinais**

- Se  $\delta_{pe}$  e  $\delta_{pi}$  forem positivos (+)  $\Rightarrow$  Pressões sobre as superfícies.
- Se  $\delta_{pe}$  e  $\delta_{pi}$  forem negativos (-)  $\Rightarrow$  Sucções sobre as superfícies.

Isto é:

- $\delta_{pe}$  (+)  $\Rightarrow$  Vento a entrar na estrutura.
- $\delta_{pe}$  (-)  $\Rightarrow$  Vento a sair da estrutura.
- $\delta_{pi}$  (+)  $\Rightarrow$  Vento a sair da estrutura.
- $\delta_{pi}$  (-)  $\Rightarrow$  Vento a entrar na estrutura.

Vento a  $0^\circ$

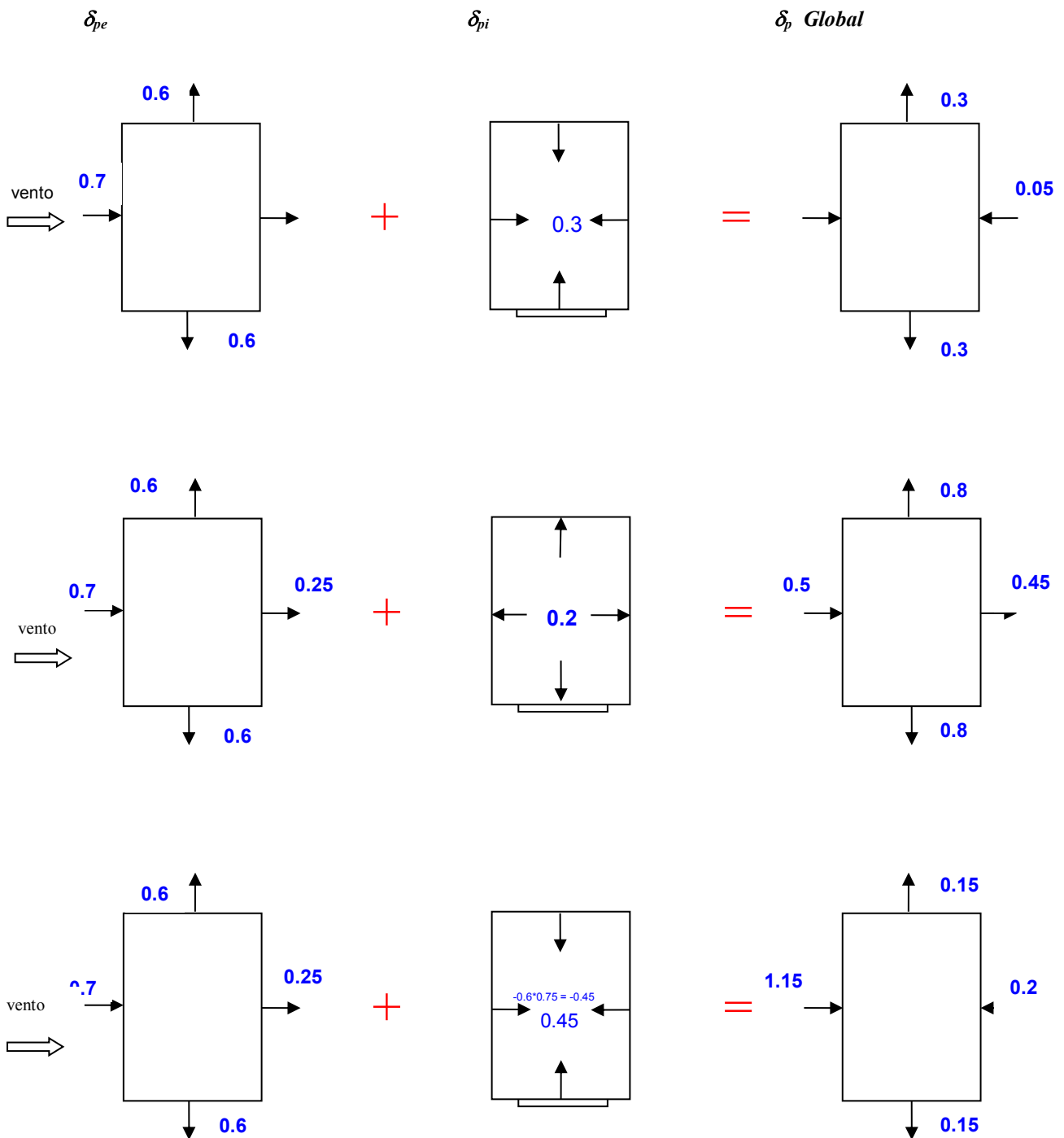


Figura 3: Coeficientes  $\delta_p$  para as paredes com vento a  $0^\circ$ .

Vento a 90°

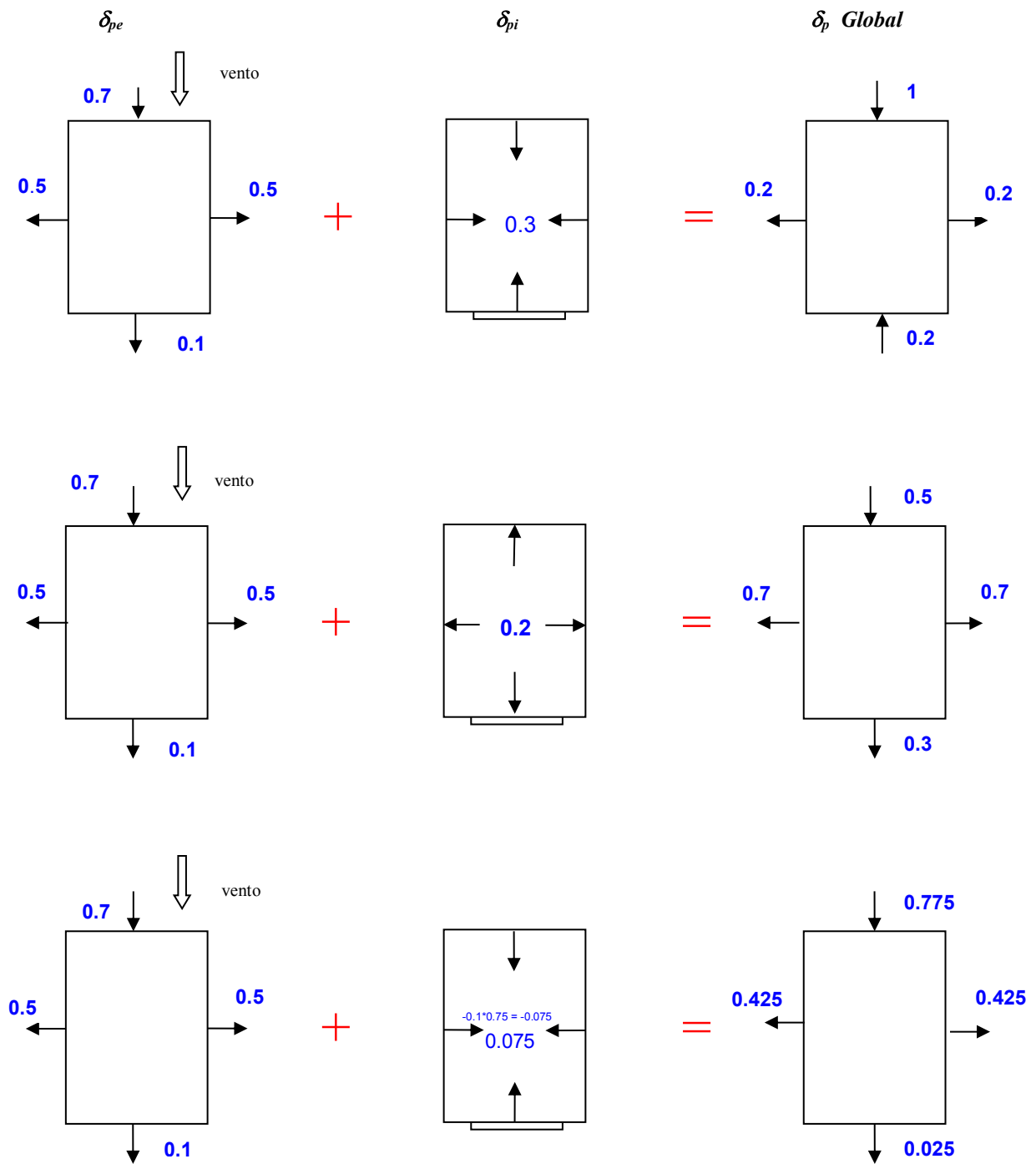


Figura 4: Coeficientes  $\delta_p$  para as paredes com vento a 90°.

Vento a  $-90^\circ$

$\delta_{pe}$

$\delta_{pi}$

$\delta_p$  Global

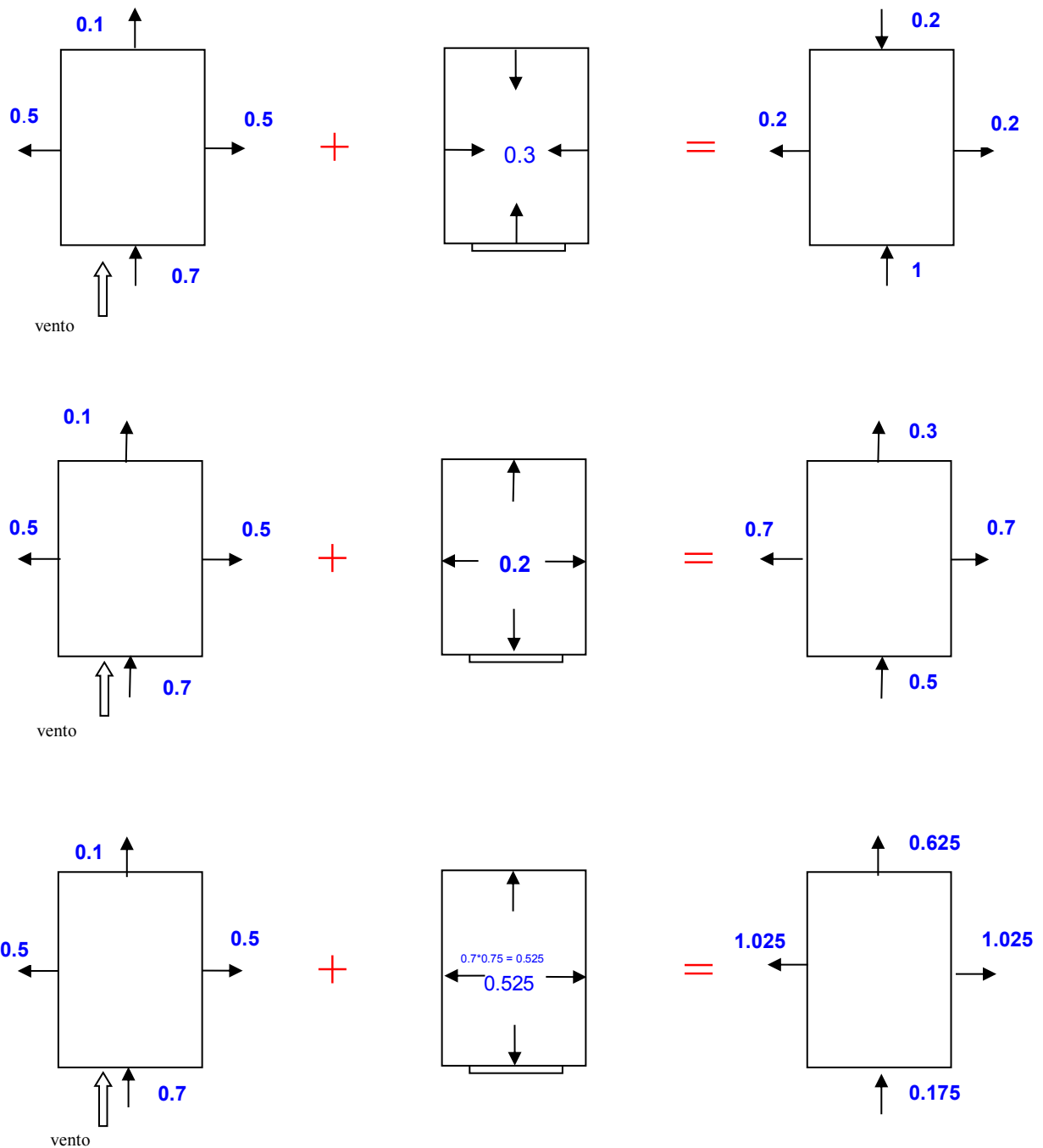


Figura 5: Coeficientes  $\delta_p$  para as paredes com vento a  $-90^\circ$ .

Vento a 180°

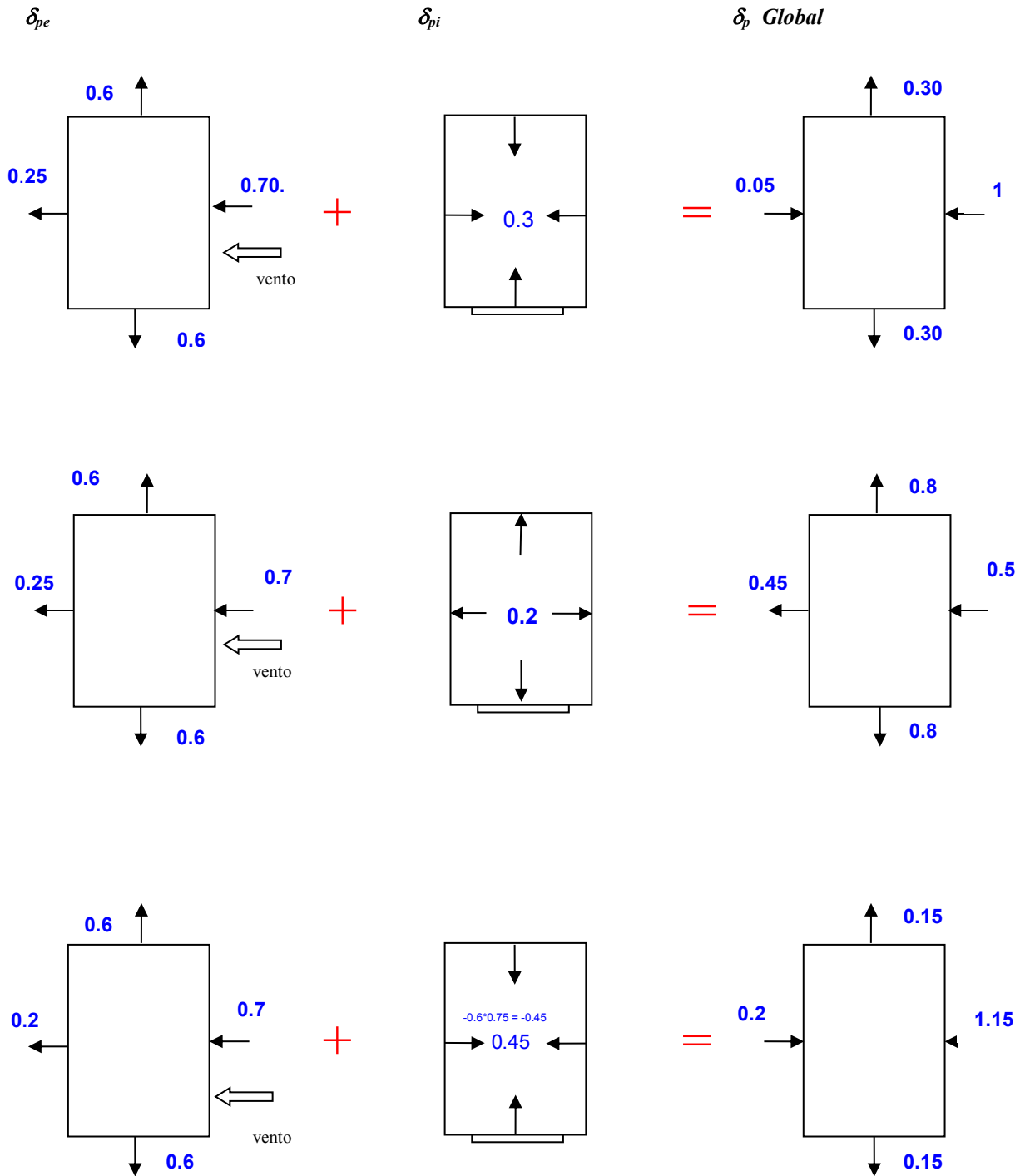
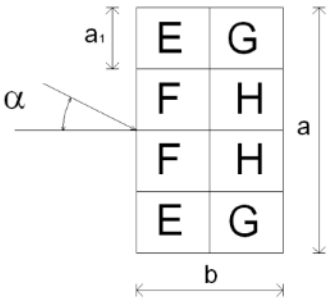


Figura 6: Coeficientes  $\delta_p$  para as paredes com vento a 180°.

Tabela 2: Coeficientes  $\delta_{pe}$  para as coberturas.

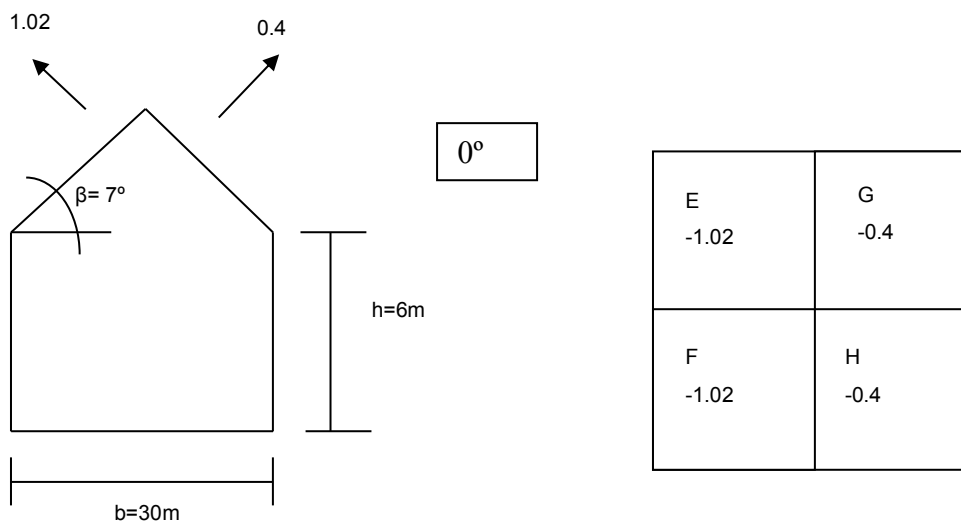
Planta	Acções globais					
	Direcção do vento					
	$\alpha = 0^\circ$		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 180^\circ$	
	E,F	G,H	E,G	F,H	E,F	G,H
	- 1.02	- 0.4	- 0.8	-0.48	- 1.02	-0.4

Para uma inclinação de  $7^\circ$  é necessário recorrer a interpolação, usando a formula de lagrange.

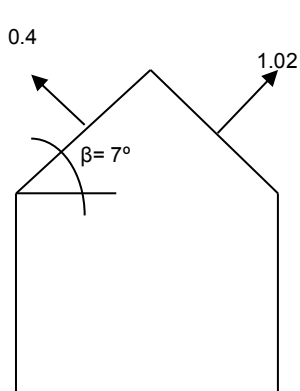
Coberturas de duas vertentes  $0^\circ$  (Figura 7).

$$a > b$$

$$\frac{h}{b} = \frac{6}{30} = 0.2$$



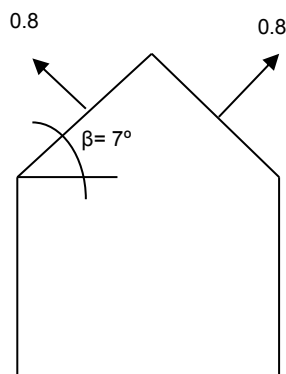
Coberturas de duas vertentes 180° (Figura 8).



180°

E -0.4	G -1.02
F -0.4	H -1.02

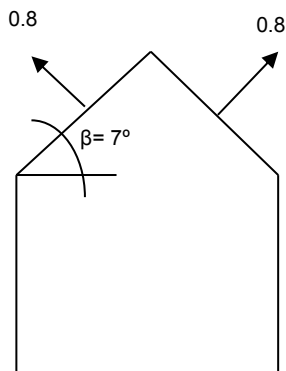
Coberturas de duas vertentes 90° (Figura 9).



90°

E -0.8	G -0.8
F -0.48	H -0.48

Coberturas de duas vertentes -90° (Figura 10).

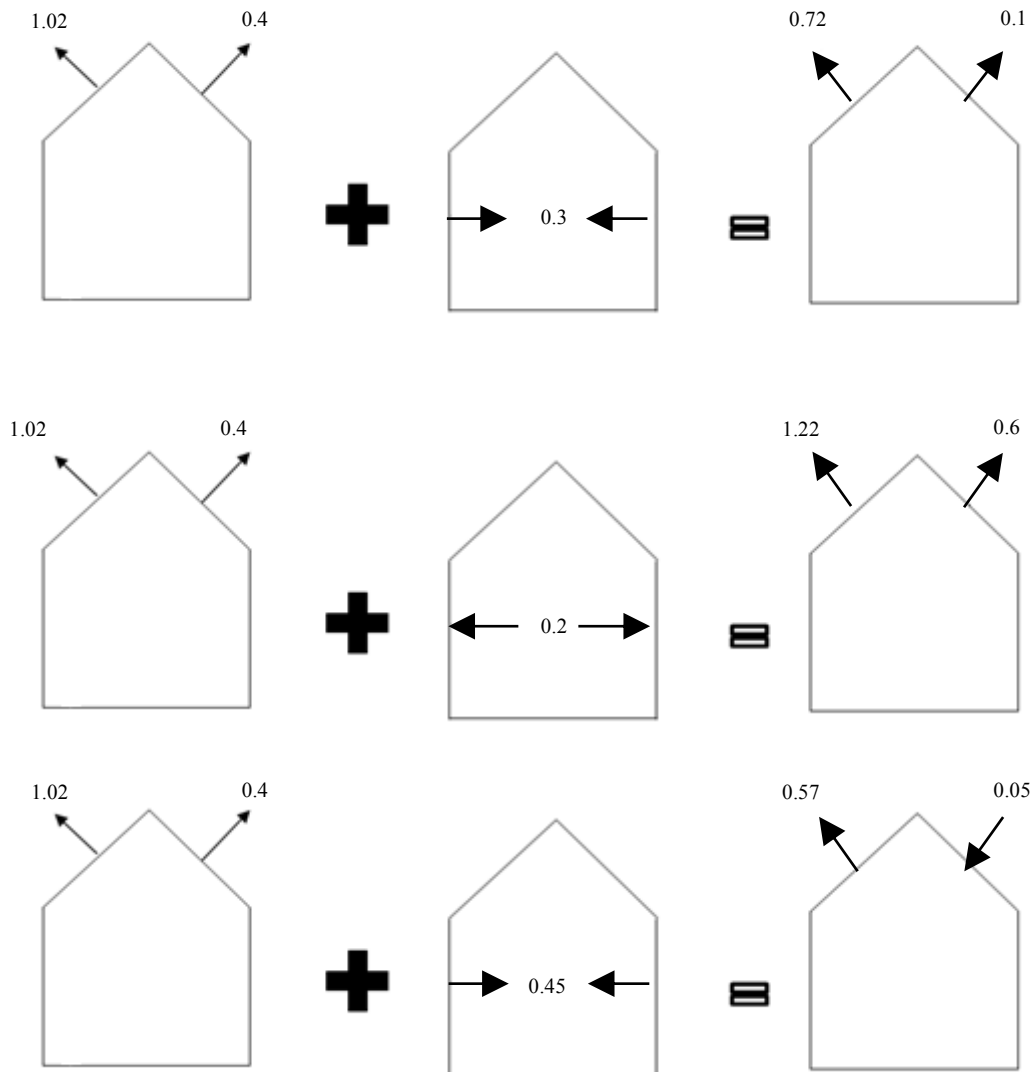


-90°

E -0.48	G -0.48
F -0.8	H -0.8

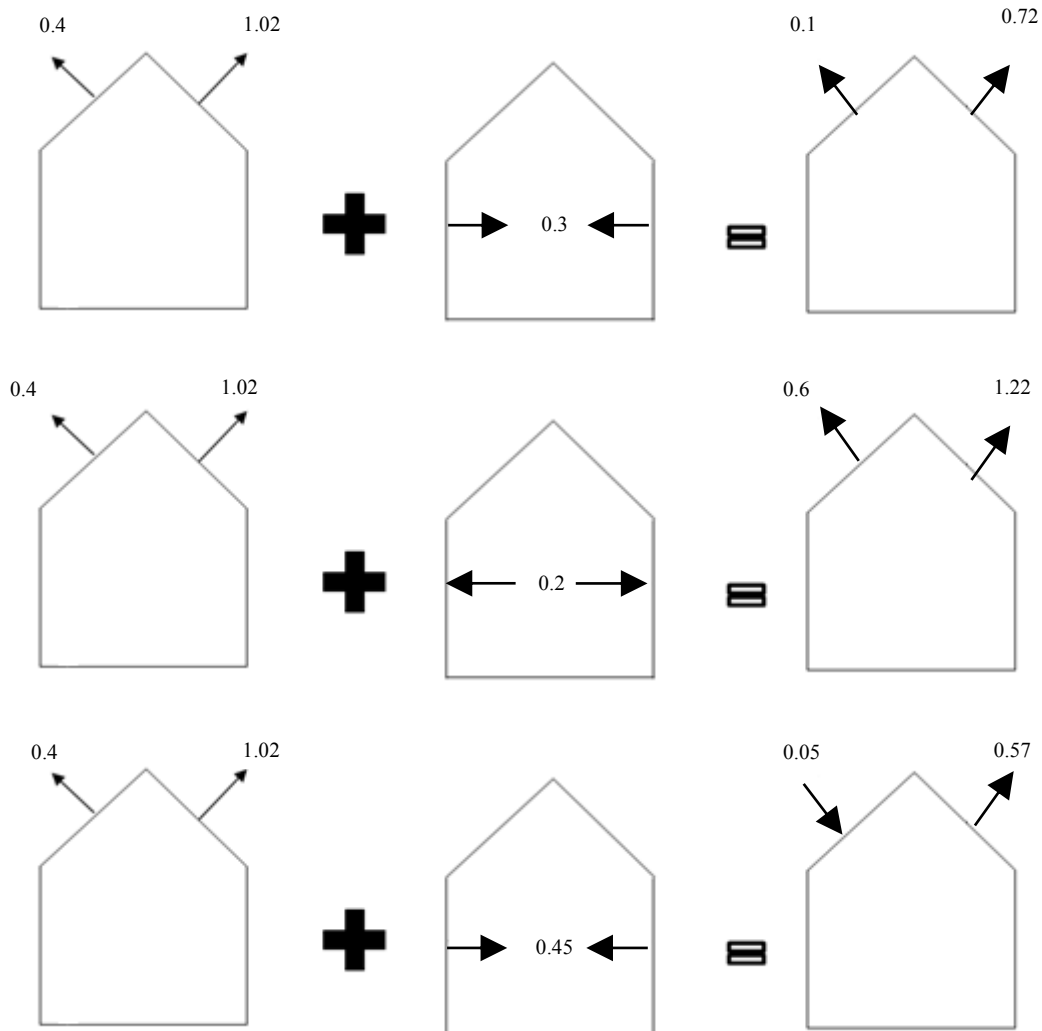
Combinação do factor de pressão externa com pressão interna 0°

(Figura 11).



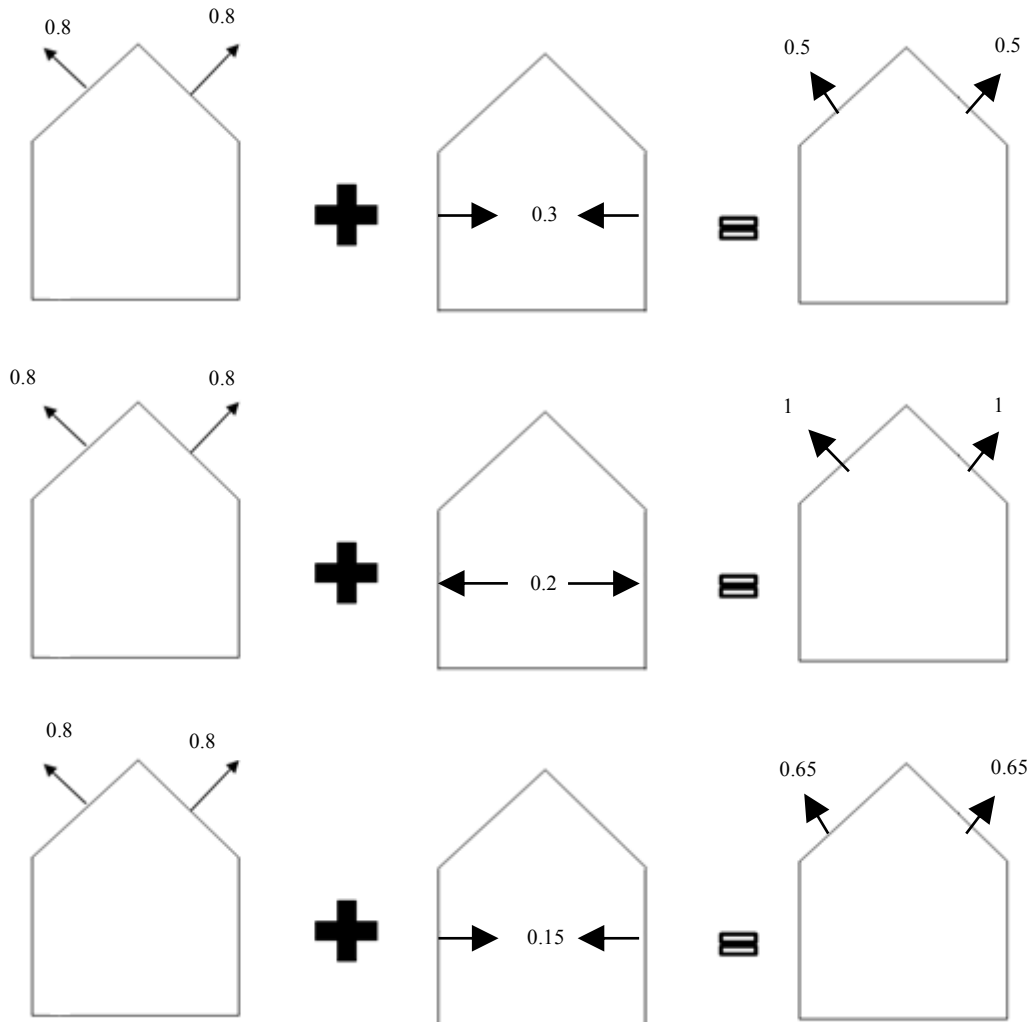
Combinação do factor de pressão externa com pressão interna 180°

(Figura 12).

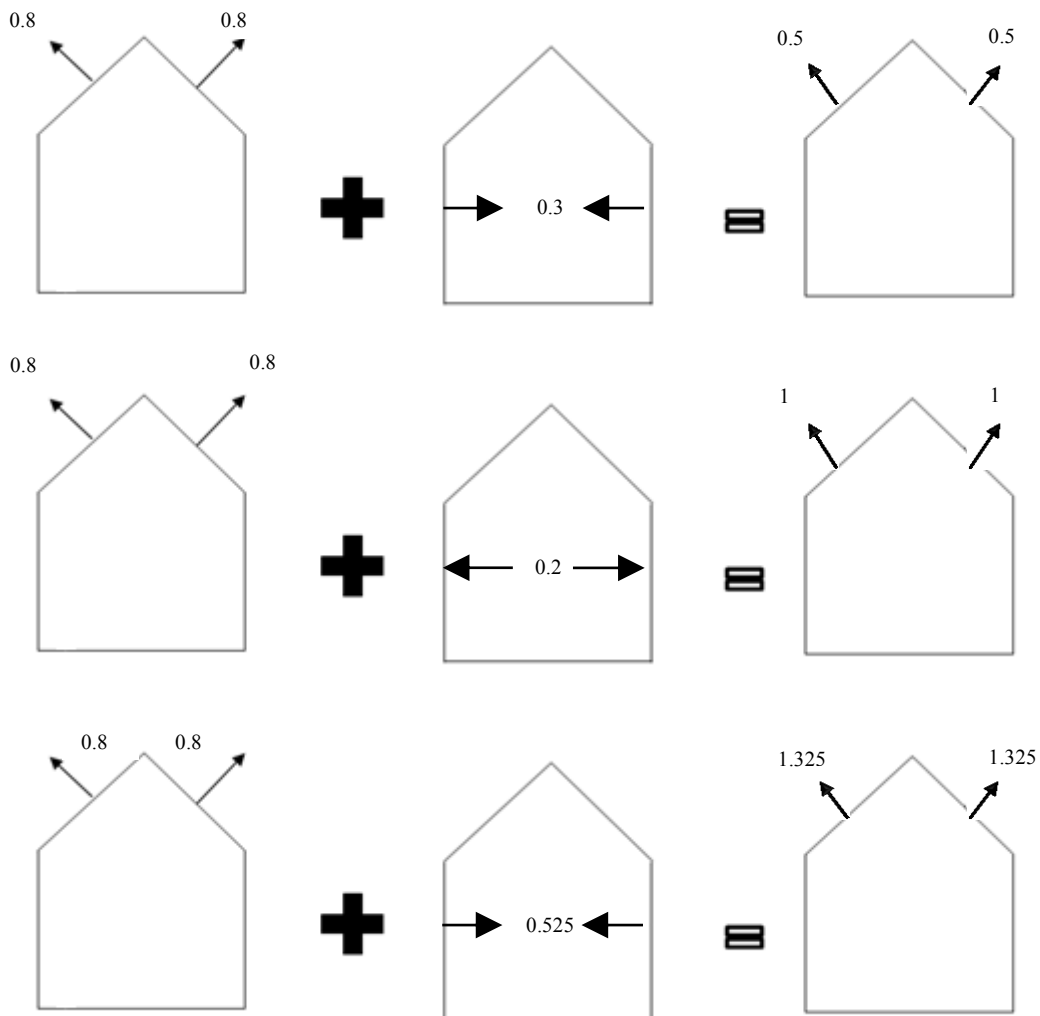


Combinação do factor de pressão externa com pressão interna 90°

(Figura 13).

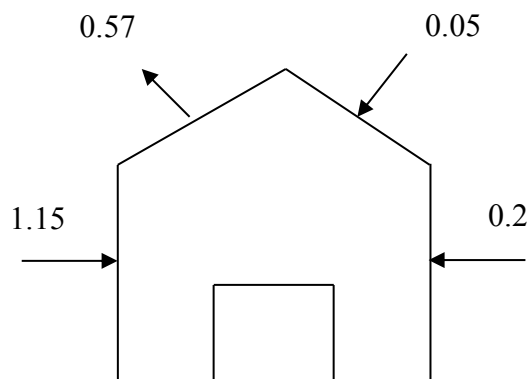
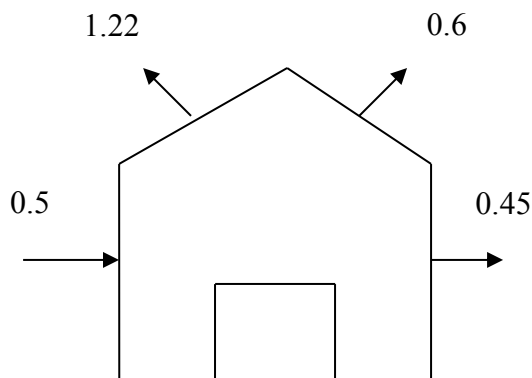
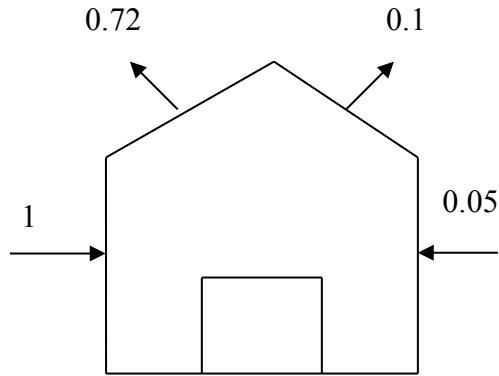


Combinação do factor de pressão externa com pressão interna -90°  
(Figura 14).



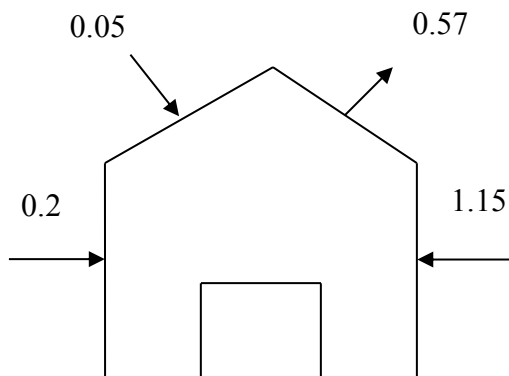
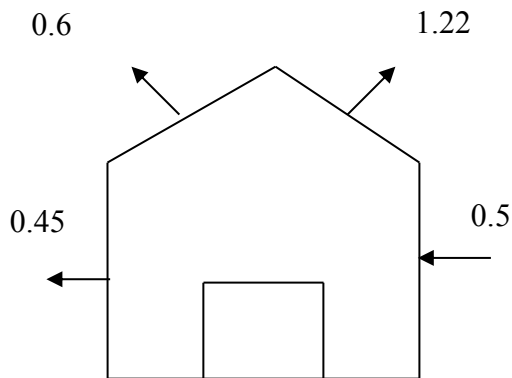
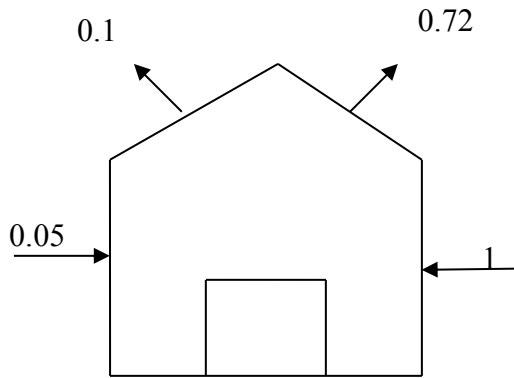
## Acções sobre os pórticos

Vento 0° (Figura 15).



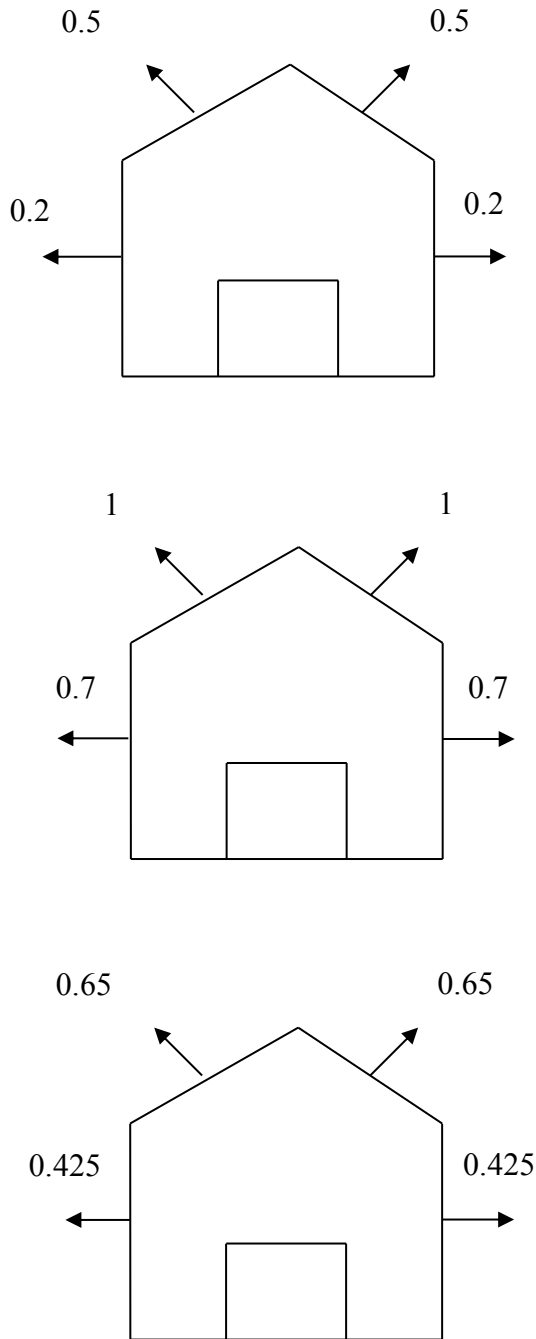
Resultante das Forças
$p = \delta_p \times W_k$
$p = 1 \times (1.08) = 1.08 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.72 \times (1.08) = -0.776 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.1 \times (1.08) = -0.108 \text{ kN/m}^2$
$p = 0.05 \times (1.08) = 0.054 \text{ kN/m}^2$
$p = \delta_p \times W_k$
$p = 0.5 \times (1.08) = 0.54 \text{ kN/m}^2$
$p = -1.22 \times (1.08) = -1.32 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.6 \times (1.08) = -0.648 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.45 \times (1.08) = -0.486 \text{ kN/m}^2$
$p = \delta_p \times W_k$
$p = 1.15 \times (1.08) = 1.242 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.57 \times (1.08) = -0.616 \text{ kN/m}^2$
$p = 0.05 \times (1.08) = 0.054 \text{ kN/m}^2$
$p = 0.2 \times (1.08) = 0.216 \text{ kN/m}^2$

Vento 180° (Figura 16).



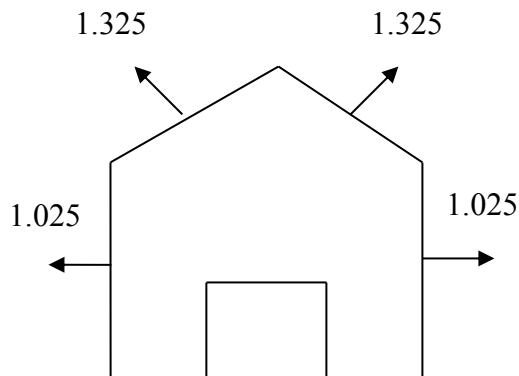
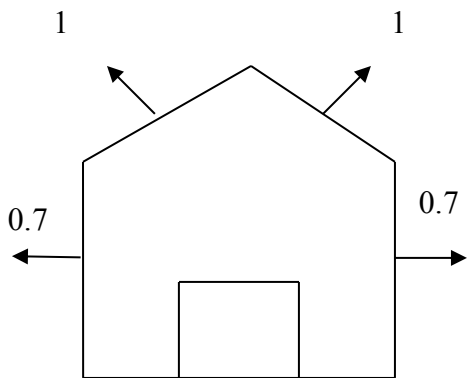
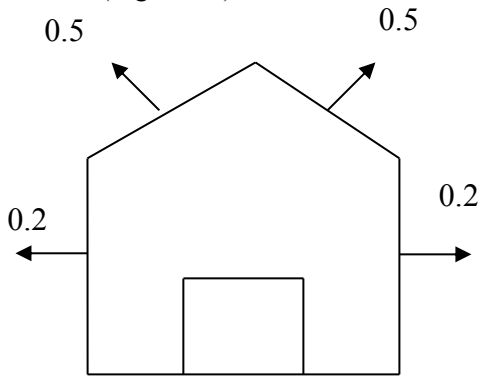
Resultante das Forças
$p = \delta_p \times W_k$
$p = 0.05 \times (1.08) = 0.054 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.1 \times (1.08) = -0.108 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.72 \times (1.08) = -0.776 \text{ kN/m}^2$
$p = 1 \times (1.08) = 1.08 \text{ kN/m}^2$
$p = \delta_p \times W_k$
$p = -0.45 \times (1.08) = -0.486 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.6 \times (1.08) = -0.648 \text{ kN/m}^2$
$p = -1.22 \times (1.08) = -1.32 \text{ kN/m}^2$
$p = 0.5 \times (1.08) = 0.54 \text{ kN/m}^2$
$p = \delta_p \times W_k$
$p = 0.2 \times (1.08) = 0.216 \text{ kN/m}^2$
$p = 0.05 \times (1.08) = 0.054 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.57 \times (1.08) = -0.616 \text{ kN/m}^2$
$p = 1.15 \times (1.08) = 1.242 \text{ kN/m}^2$

Vento 90° (Figura 16).



Resultante das Forças
$p = \delta_p \times W_k$
$p = -0.2 \times (1.08) = -0.216 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.5 \times (1.08) = -0.54 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.5 \times (1.08) = -0.54 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.2 \times (1.08) = -0.216 \text{ kN/m}^2$
$p = \delta_p \times W_k$
$p = -0.7 \times (1.08) = -0.756 \text{ kN/m}^2$
$p = -1 \times (1.08) = -1.08 \text{ kN/m}^2$
$p = -1 \times (1.08) = -1.08 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.7 \times (1.08) = -0.756 \text{ kN/m}^2$
$p = \delta_p \times W_k$
$p = -0.425 \times (1.08) = -0.459 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.65 \times (1.08) = -0.702 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.65 \times (1.08) = -0.702 \text{ kN/m}^2$
$p = -0.425 \times (1.08) = -0.459 \text{ kN/m}^2$

Vento -90° (Figura 17).



Resultante das Forças

$$p = \delta_p \times W_k$$

$$p = -0.2 \times (1.08) = -0.216 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -0.5 \times (1.08) = -0.54 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -0.5 \times (1.08) = -0.54 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -0.2 \times (1.08) = -0.216 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \delta_p \times W_k$$

$$p = -0.7 \times (1.08) = -0.756 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -1 \times (1.08) = -1.08 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -1 \times (1.08) = -1.08 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -0.7 \times (1.08) = -0.756 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \delta_p \times W_k$$

$$p = -1.025 \times (1.08) = -1.107 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -1.325 \times (1.08) = -1.4321 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -1.325 \times (1.08) = -1.4321 \text{ kN/m}^2$$

$$p = -1.025 \times (1.08) = -1.107 \text{ kN/m}^2$$

## Combinações de pilar e viga

---

(caso de estudo para determinar a situação mais desfavorável)

As considerações usadas para o cálculo das acções permanentes são baseadas no pressuposto de aplicação de madres e chapa para a cobertura, mesmo que neste estudo se foque apenas nos pórticos e não em toda a construção do pavilhão.

Utilizou-se os seguintes critérios para efectuar o cálculo dos valores de carga:

Espaçamento entre as madres =1.45m

Distância entre pórticos =5m

Peso da chapa da cobertura=0.06kN/m<sup>2</sup>

Peso IPE (estimado) =77.6Kg/m=0.7613kN/m

Peso da madre da cobertura: Peso próprio

*Cálculo das acções permanentes SG:*

$$S_G = \text{Peso}_{\text{IPE}} + \frac{\text{Peso}_{\text{madre(cobertura)}} \times 5}{1.45} + 0.06 \times 5$$

$$S_G = 0.7613 + \frac{0.0641 \times 5}{1.45} + 0.06 \times 5 = 1.28 \text{ kN/m}$$

Segundo o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (pag.20) Artigo 9.º;

9.3 - Os coeficientes de segurança relativos às acções,  $\gamma_g$ ,  $\gamma_q$  designados genericamente coeficientes  $\gamma_f$  que figuram nas combinações fundamentais, salvo indicação em contrário expressa pelos regulamentos relativos aos diferentes tipos de estruturas e de materiais, devem ser tomados com os valores a seguir indicados:

- $\gamma_g=1.5$ , no caso de a acção permanente em causa ter efeito desfavorável;
- $\gamma_g=1.0$ , no caso contrario;
- $\gamma_q=1.5$ , para todas as acções variáveis.

## Acção do Vento

---

### Caso 1

*Vento 0° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.08 \times 5 = 8.1 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.054 \times 5 = 0.405 \text{ kN/m}$$

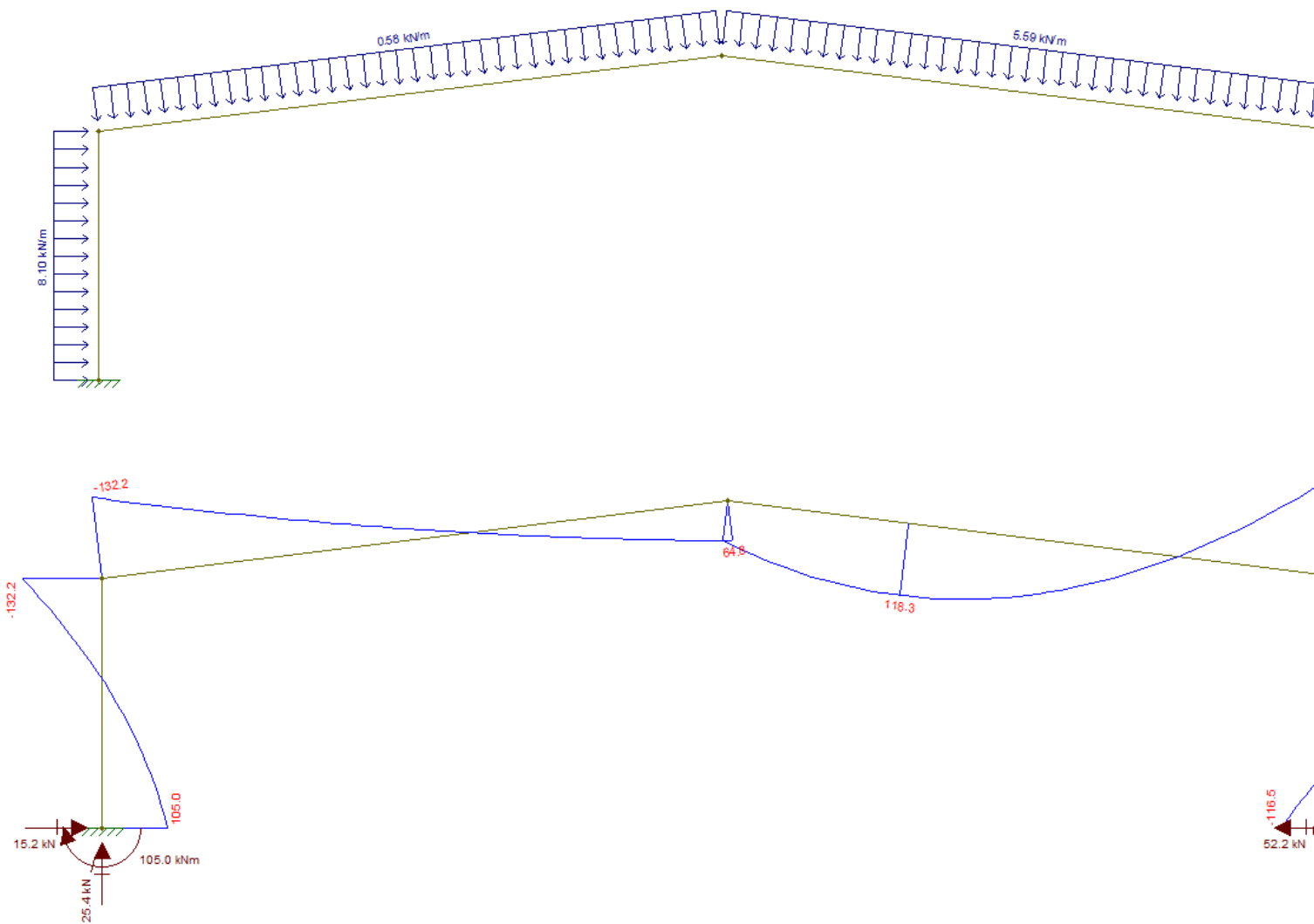
*Vento 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

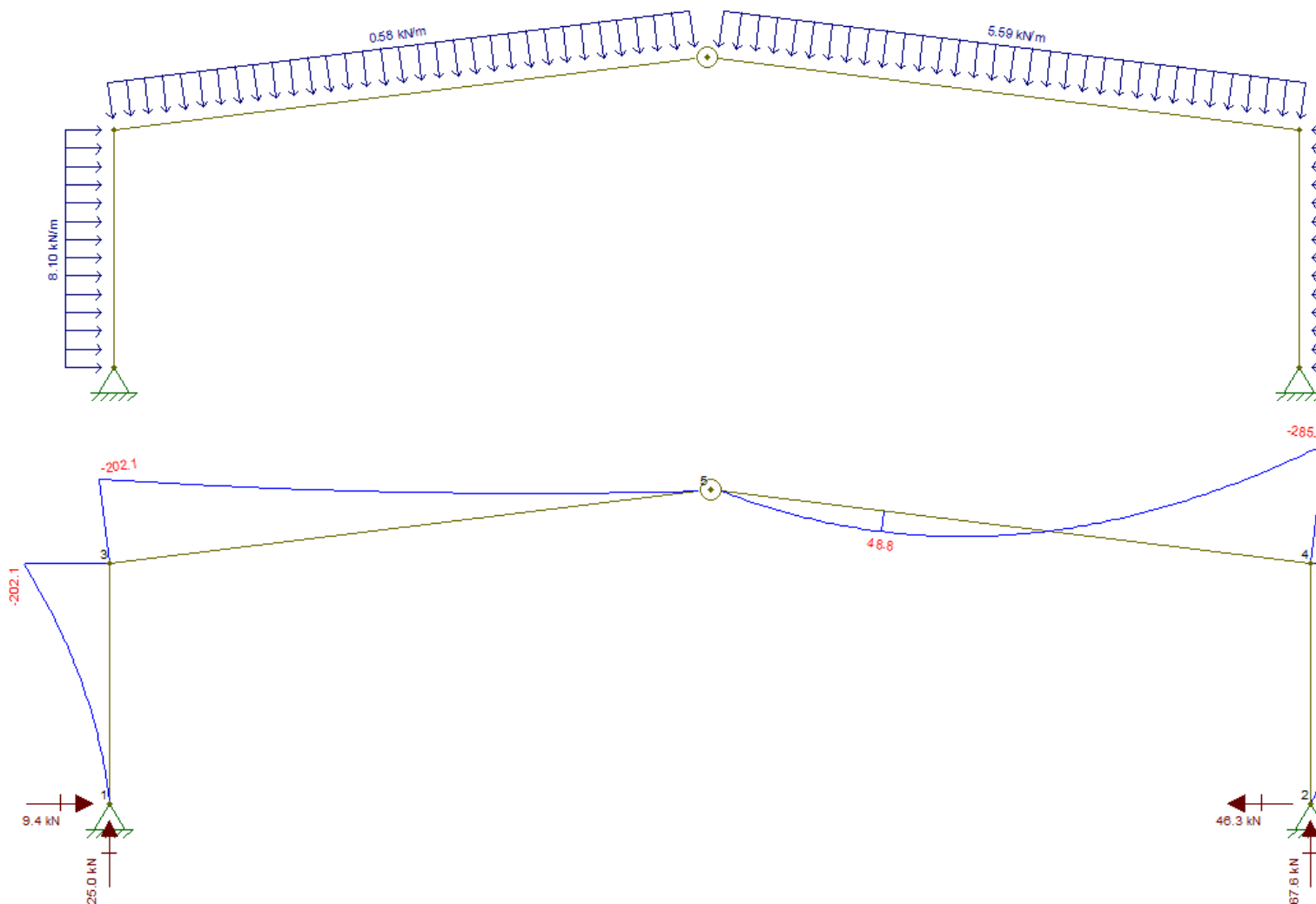
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.776)) \times 5 = 0.58 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.108)) \times 5 = 5.59 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 18)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 19)



Caso 2

*Vento 0° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.54 \times 5 = 4.05 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.486 \times 5 = -3.645 \text{ kN/m}$$

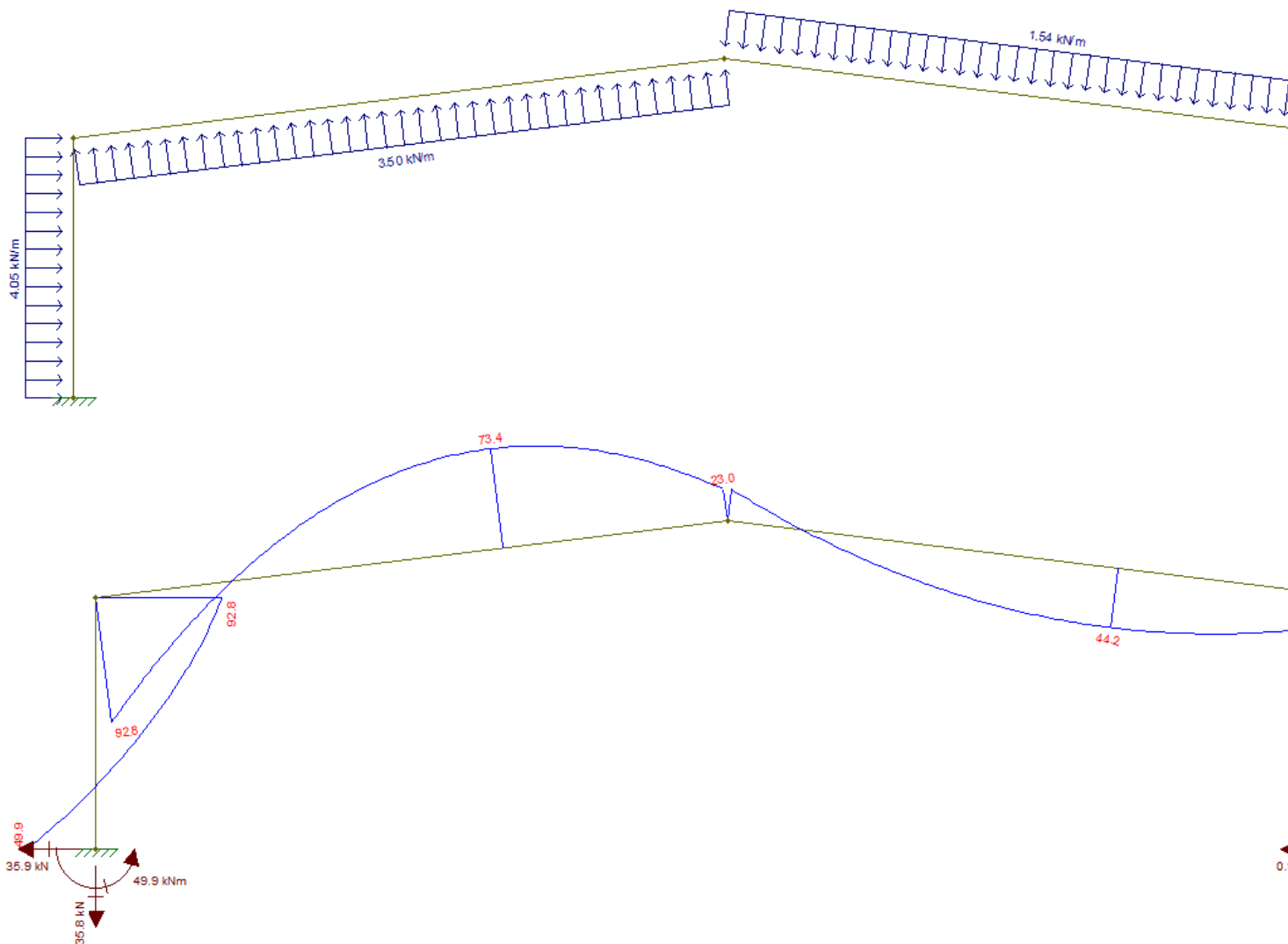
*Vento 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

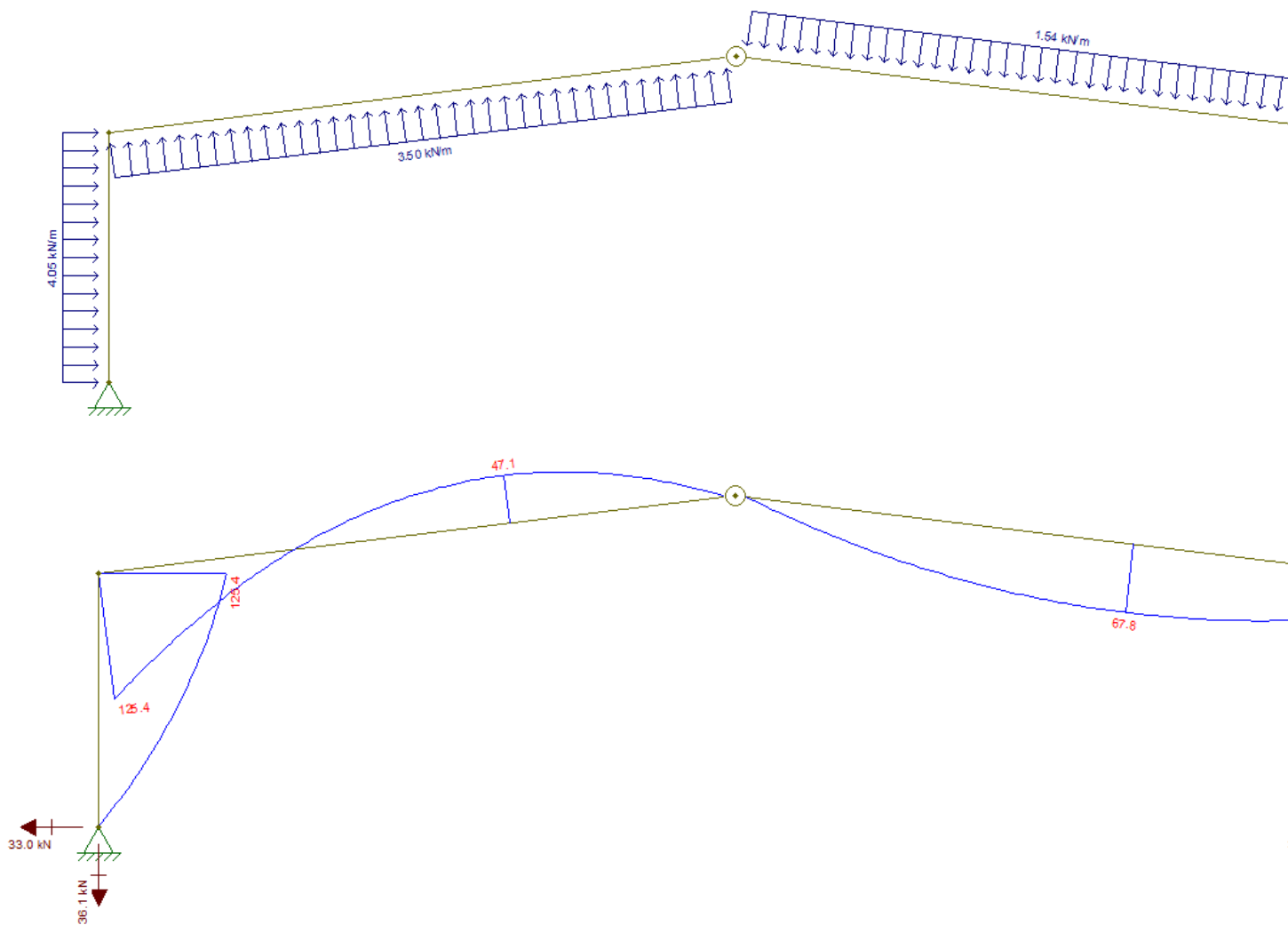
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.32)) \times 5 = -3.5 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.648)) \times 5 = 1.54 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 20)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 21)



Caso 3

*Vento 0° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.242 \times 5 = 9.315 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.216 \times 5 = 1.62 \text{ kN/m}$$

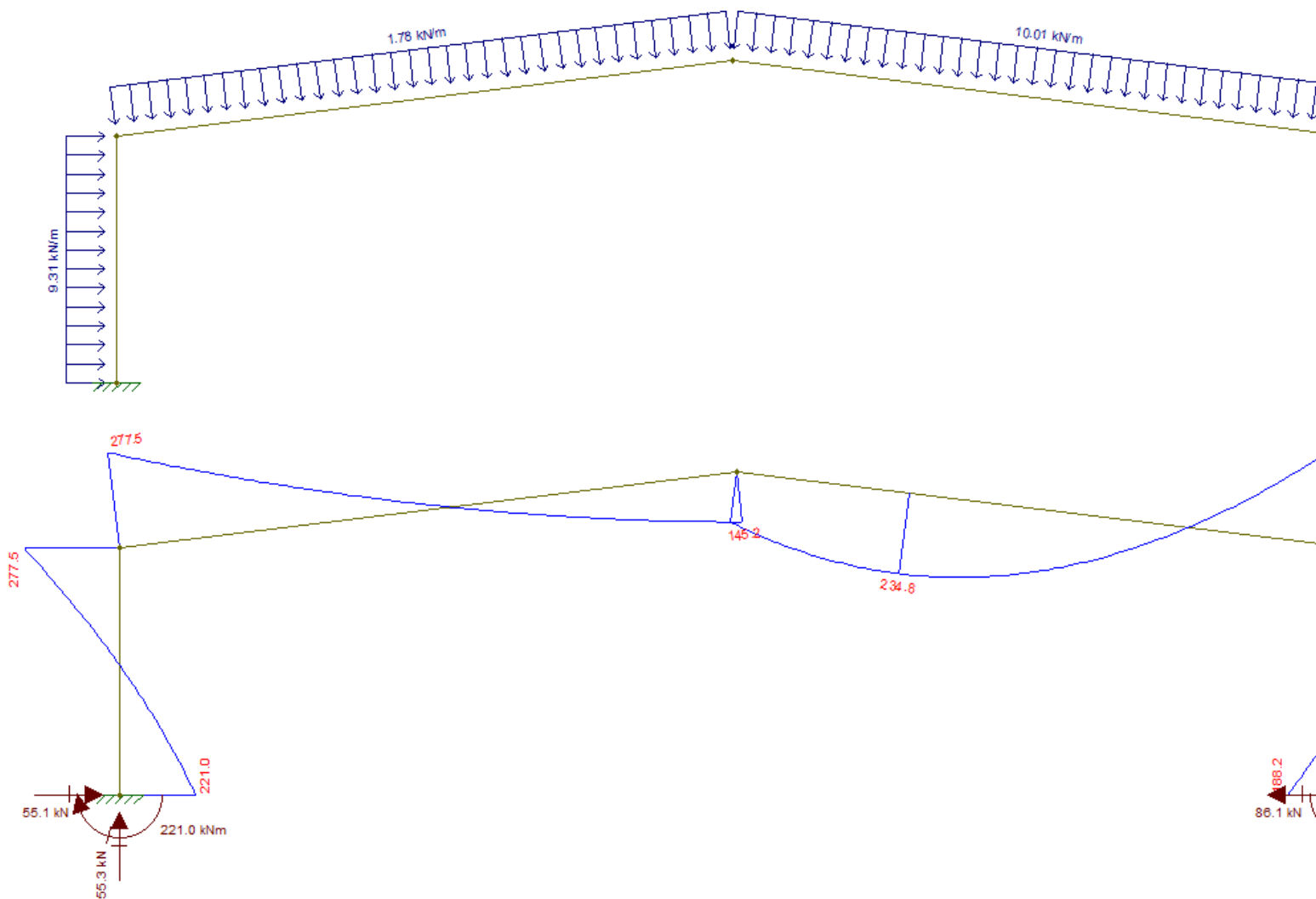
*Vento 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

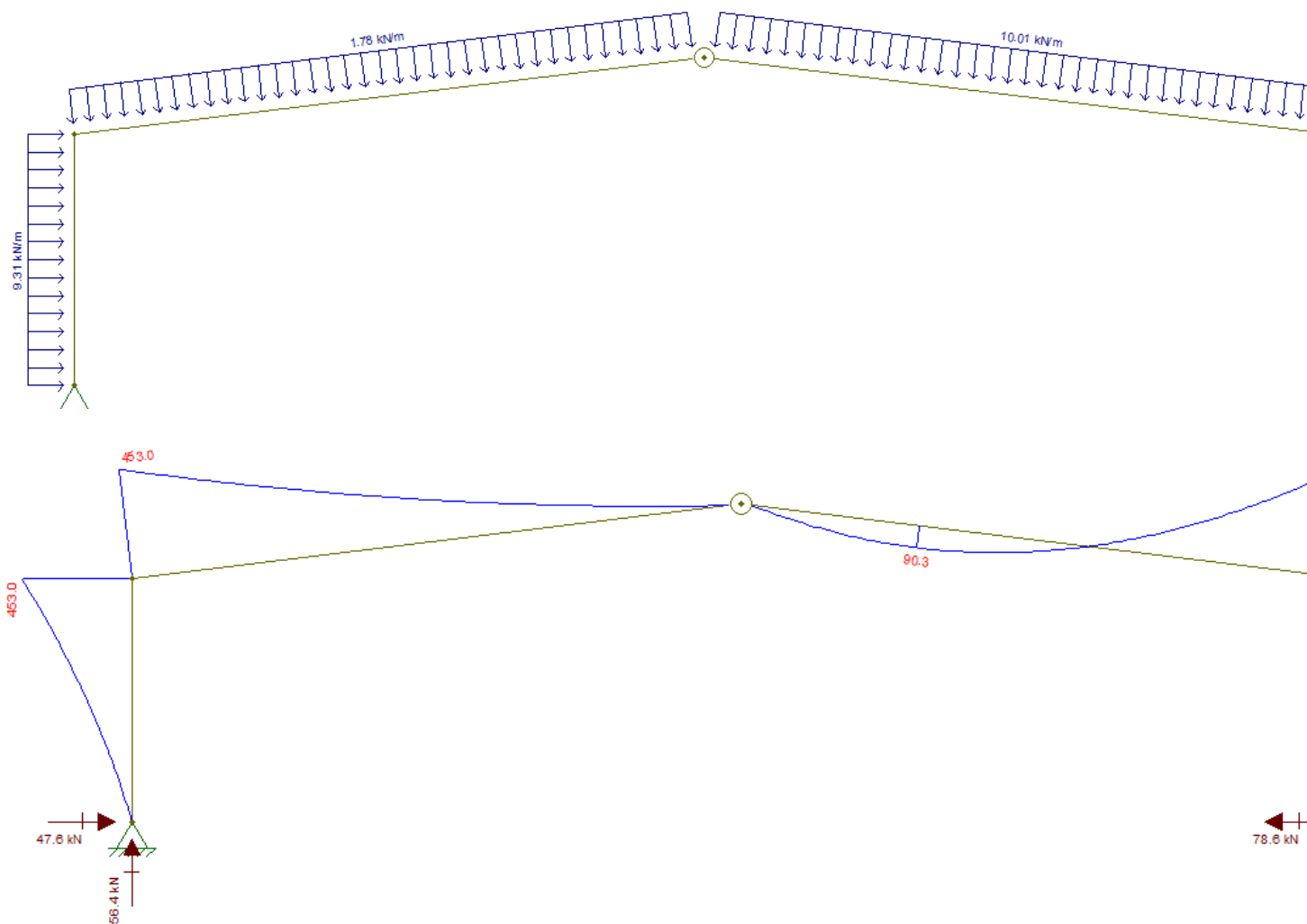
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.616)) \times 5 = 1.78 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.5 \times 1.28 + 1.5(0.054)) \times 5 = 10.00 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 22)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 23)



Caso 1

*Vento 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.054 \times 5 = 0.405 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.08 \times 5 = 8.1 \text{ kN/m}$$

*Vento 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.108)) \times 5 = 5.59 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.776)) \times 5 = 0.58 \text{ kN/m}$$

Caso 2

*Vento 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.486 \times 5 = -3.645 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.54 \times 5 = 4.05 \text{ kN/m}$$

*Vento 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.648)) \times 5 = 1.54 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.32)) \times 5 = -3.5 \text{ kN/m}$$

Caso 3

*Vento 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.216 \times 5 = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.242 \times 5 = 9.315 \text{ kN/m}$$

*Vento 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(0.054)) \times 5 = 6.805 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.616)) \times 5 = 1.78 \text{ kN/m}$$

Nota:

Para estes 3 casos a vento 180° o comportamento é simétrico ao vento 0° e portanto os diagramas também são simétricos.

Caso 1

*Vento 90° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

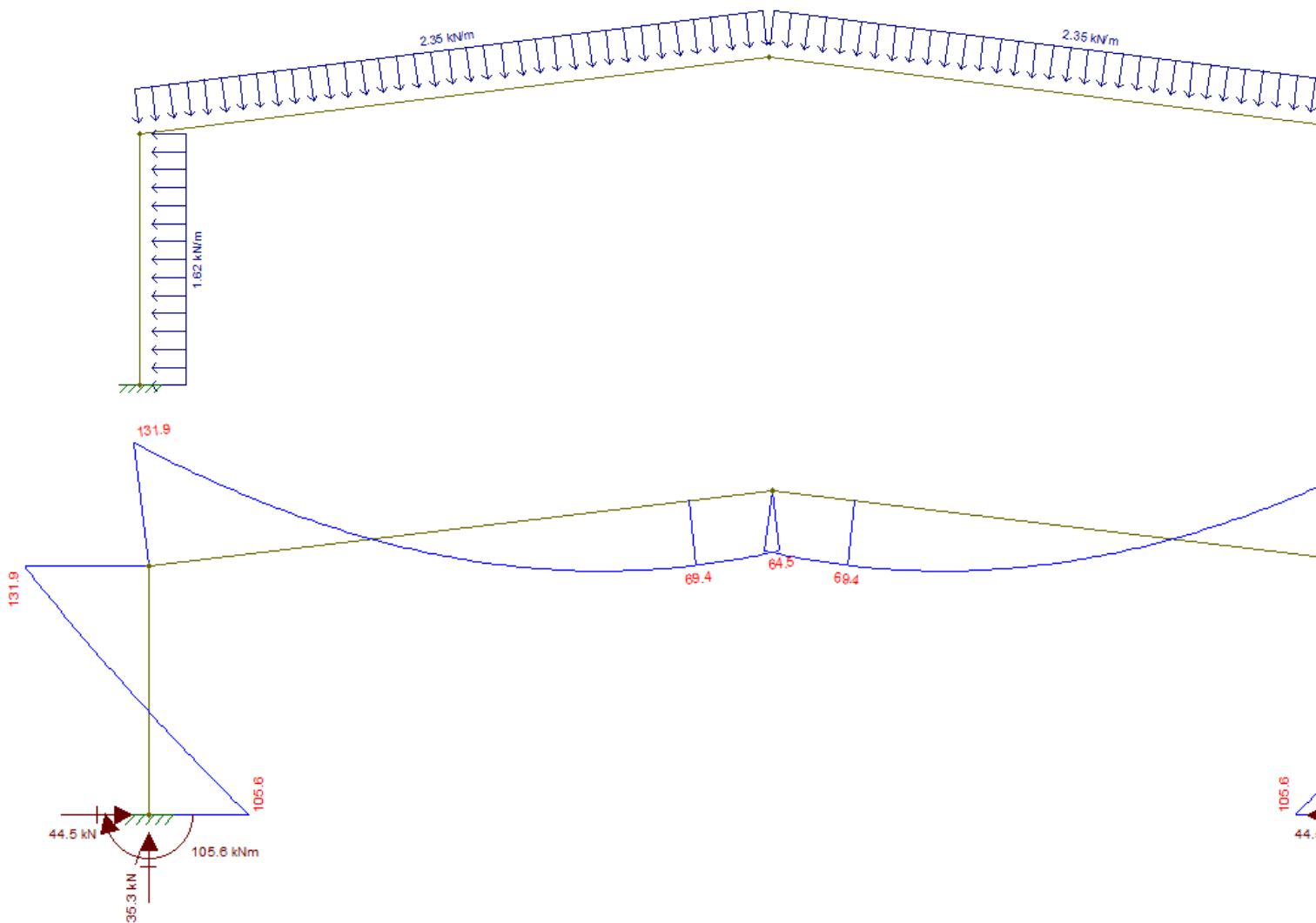
*Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

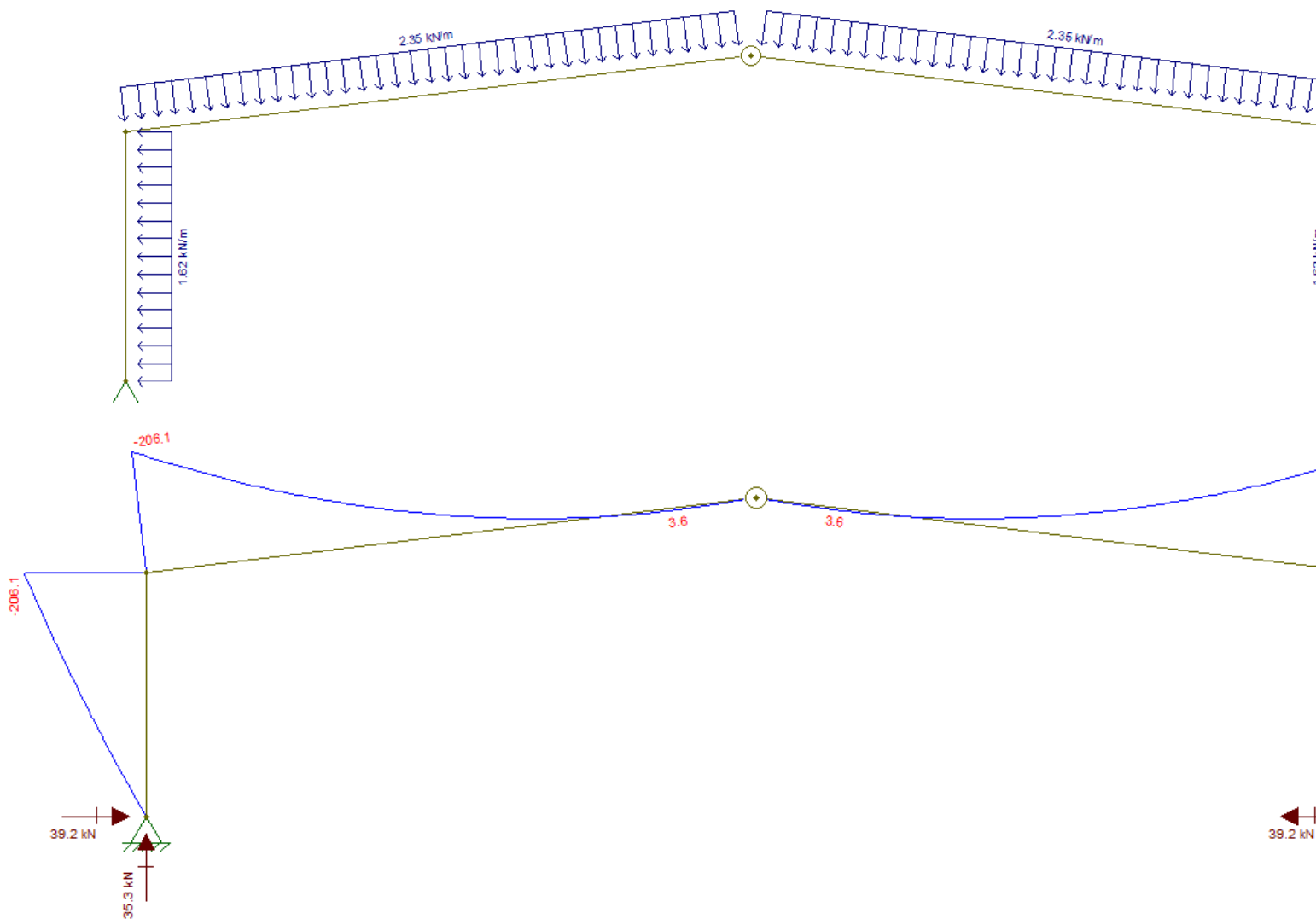
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54)) \times 5 = 2.35kN/m$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54)) \times 5 = 2.35kN/m$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 24)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 25)



Caso 2

*Vento 90° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

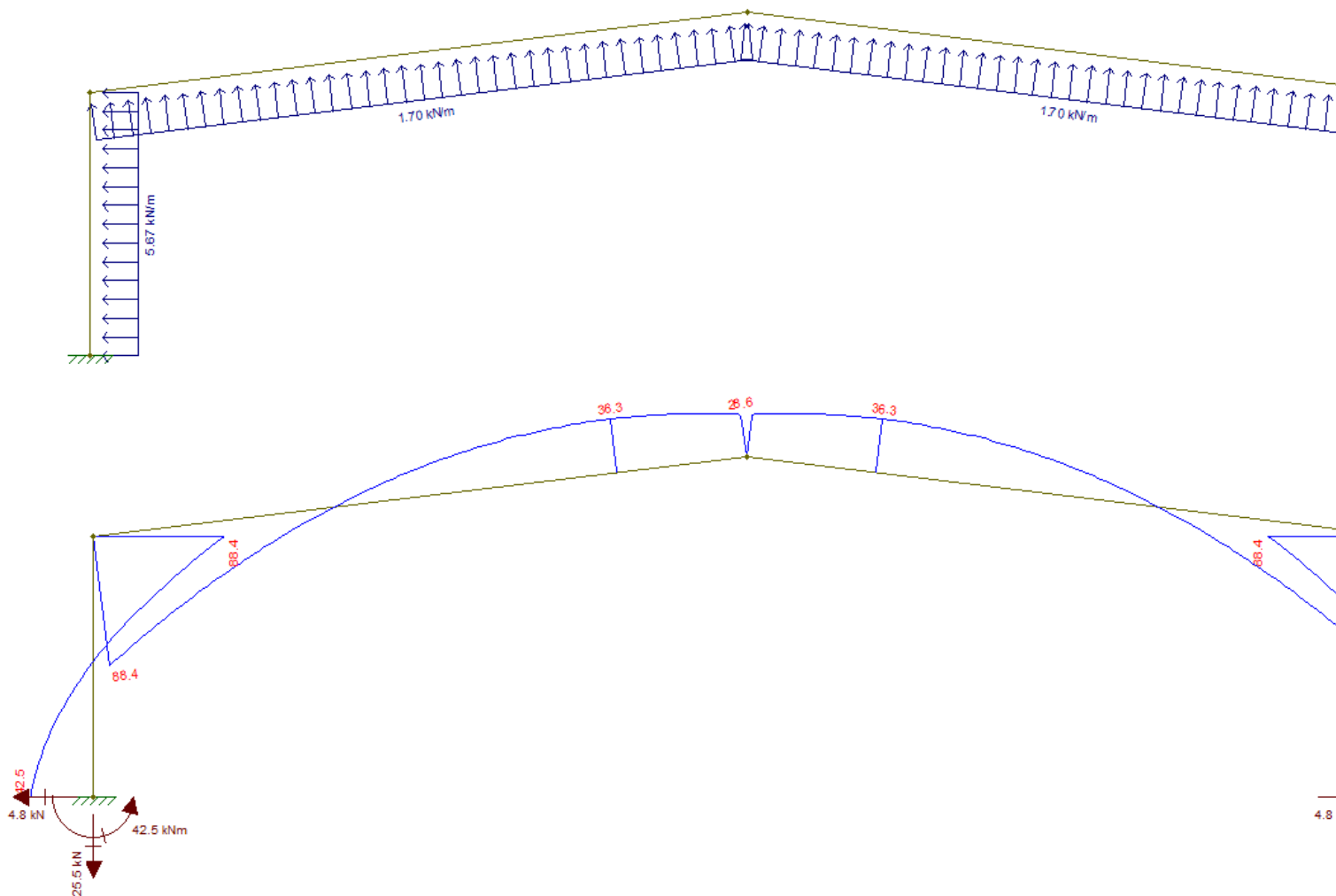
*Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

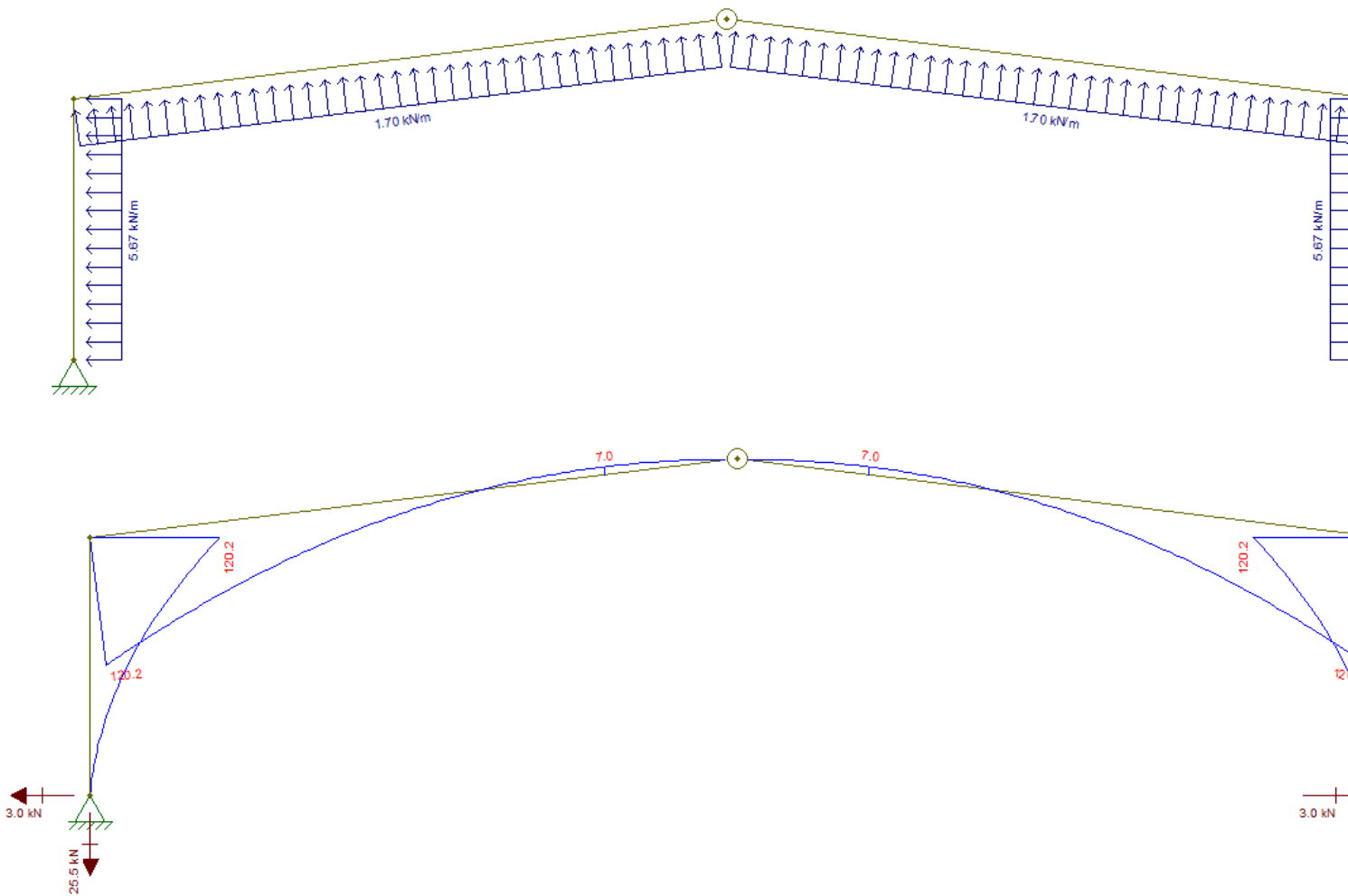
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08)) \times 5 = -1.7 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08)) \times 5 = -1.7 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 26)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 27)



Caso 3

*Vento 90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.459 \times 5 = -3.44 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.459 \times 5 = -3.44 \text{ kN/m}$$

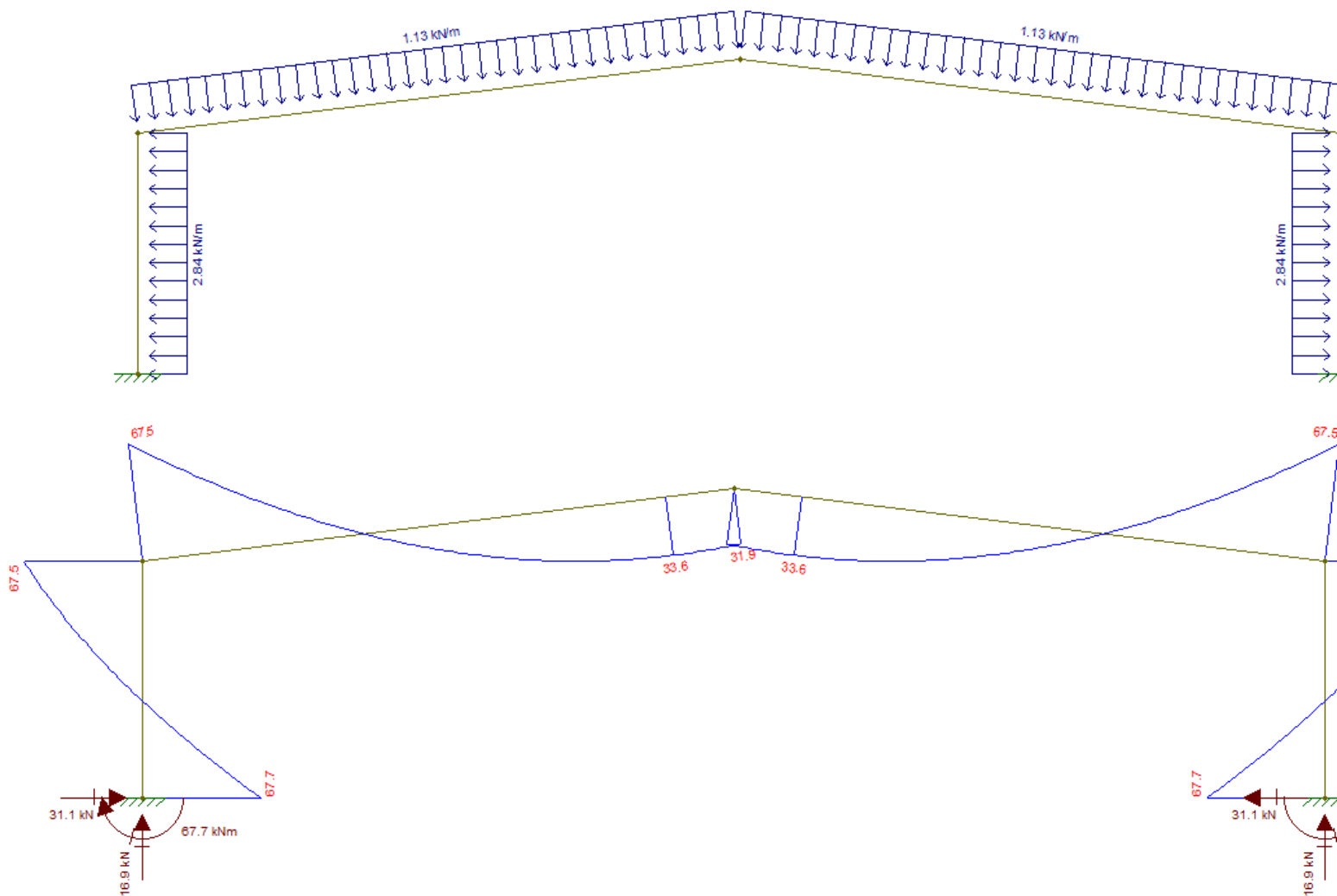
*Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

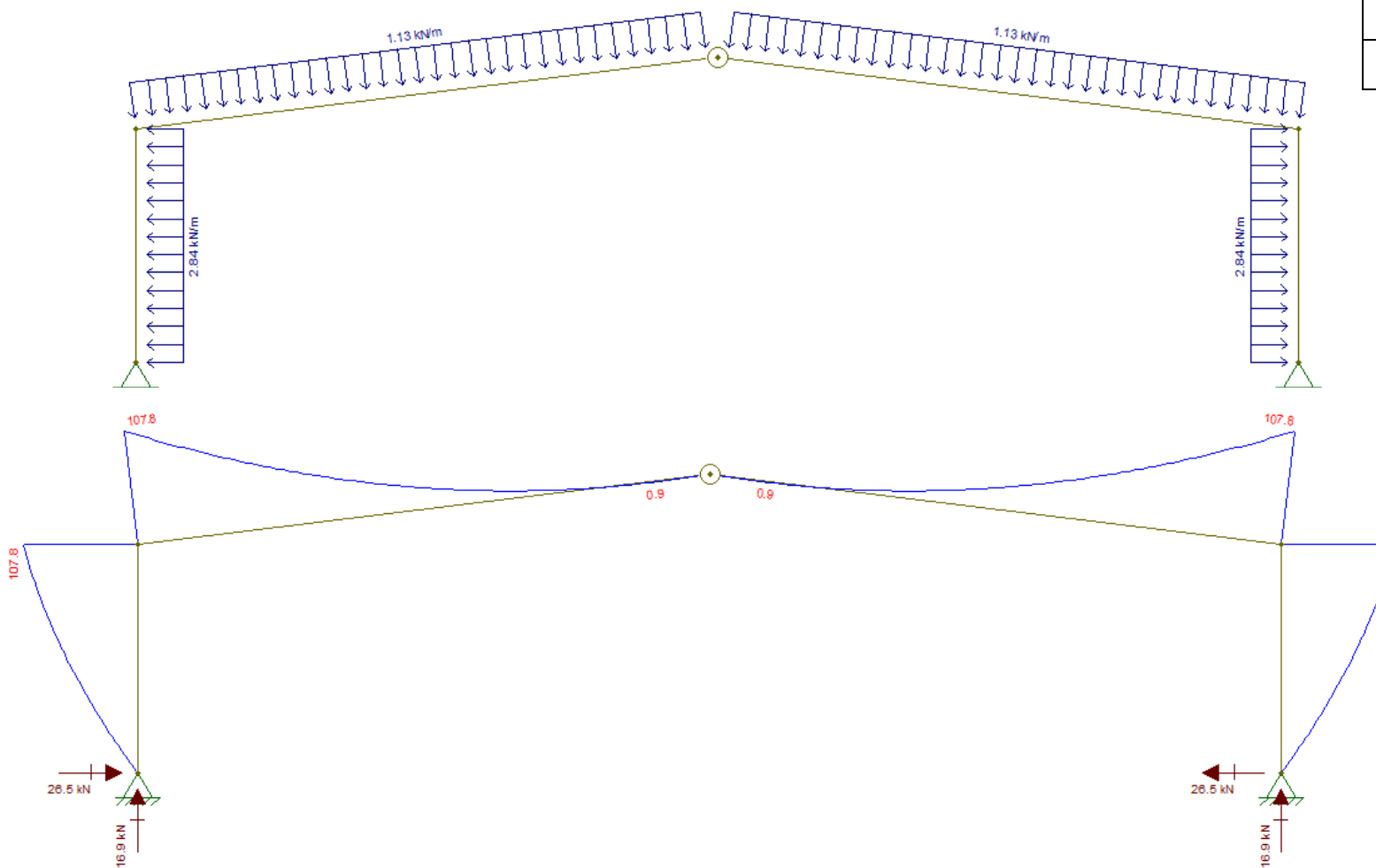
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.702)) \times 5 = 1.135 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.702)) \times 5 = 1.135 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 28)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 29)



Caso 1

*Vento -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

*Vento -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54)) \times 5 = 2.35kN/m$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54)) \times 5 = 2.35kN/m$$

Caso 2

*Vento -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67kN/m$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67kN/m$$

*Vento -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08)) \times 5 = -1.7kN/m$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08)) \times 5 = -1.7kN/m$$

Nota:

Para estes 2 casos a vento 90° o comportamento é simétrico ao vento -90° e portanto os diagramas também são simétricos.

Caso 3

*Vento -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -1.107 \times 5 = -8.3kN/m$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -1.107 \times 5 = -8.3kN/m$$

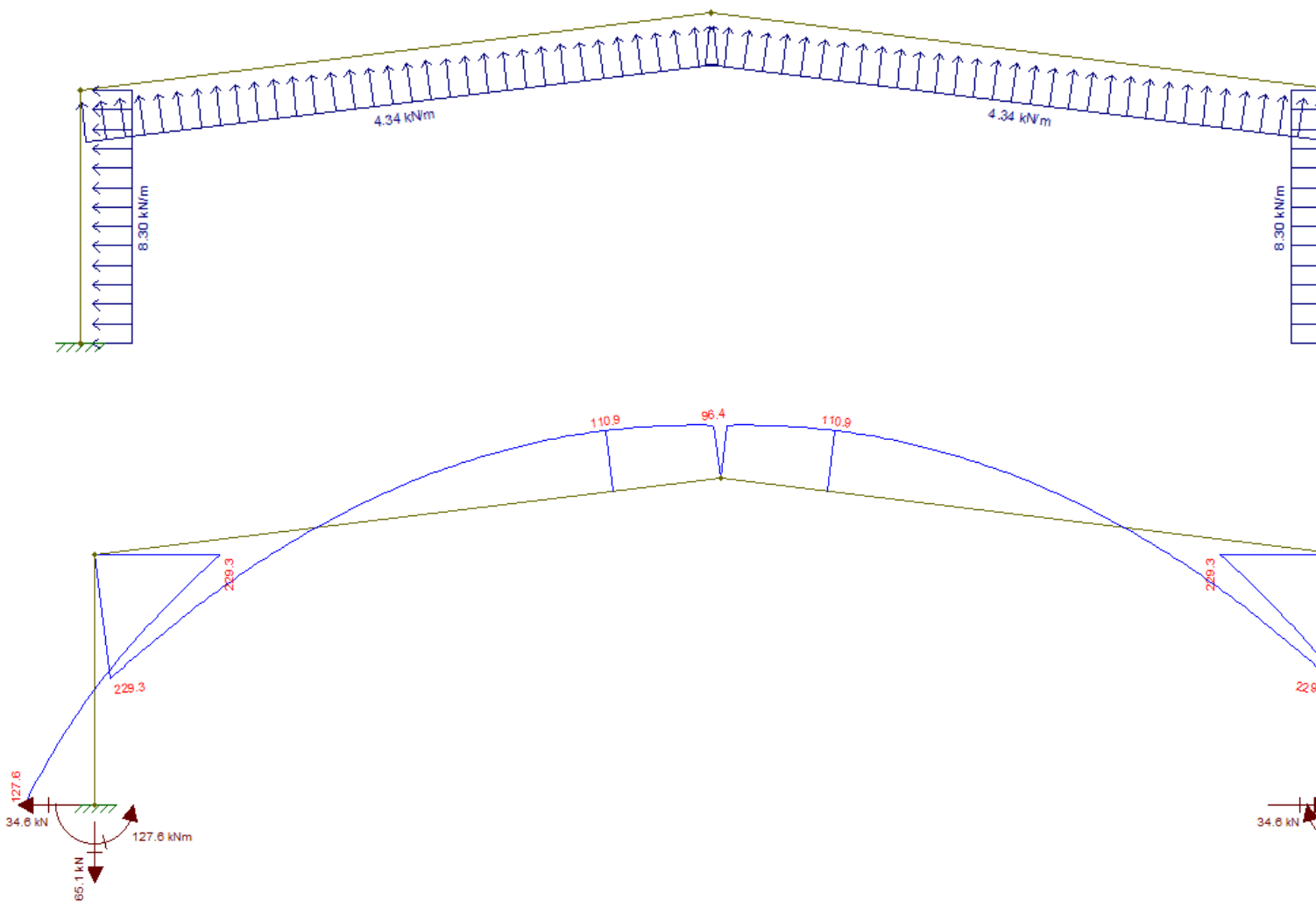
*Vento -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0 + 0)$$

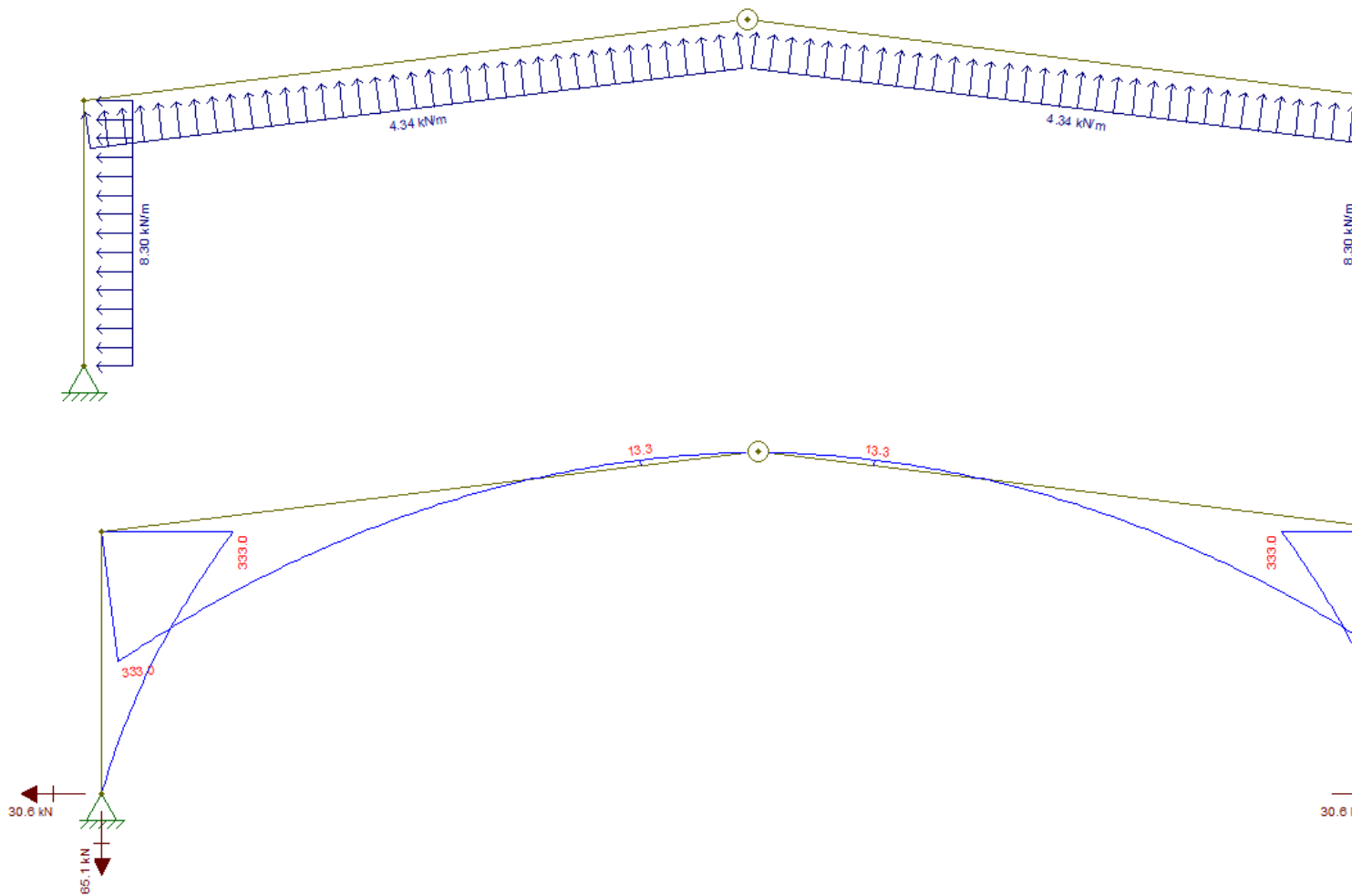
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.432)) \times 5 = -4.34kN/m$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.432)) \times 5 = -4.34kN/m$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 30)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 31)



## Acção de base: Vento + Sobrecarga

---

### Caso 1

*Vento + Sobrecarga 0° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.08 \times 5 = 8.1 \text{ kN/m}$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.054 \times 5 = 0.405 \text{ kN/m}$$

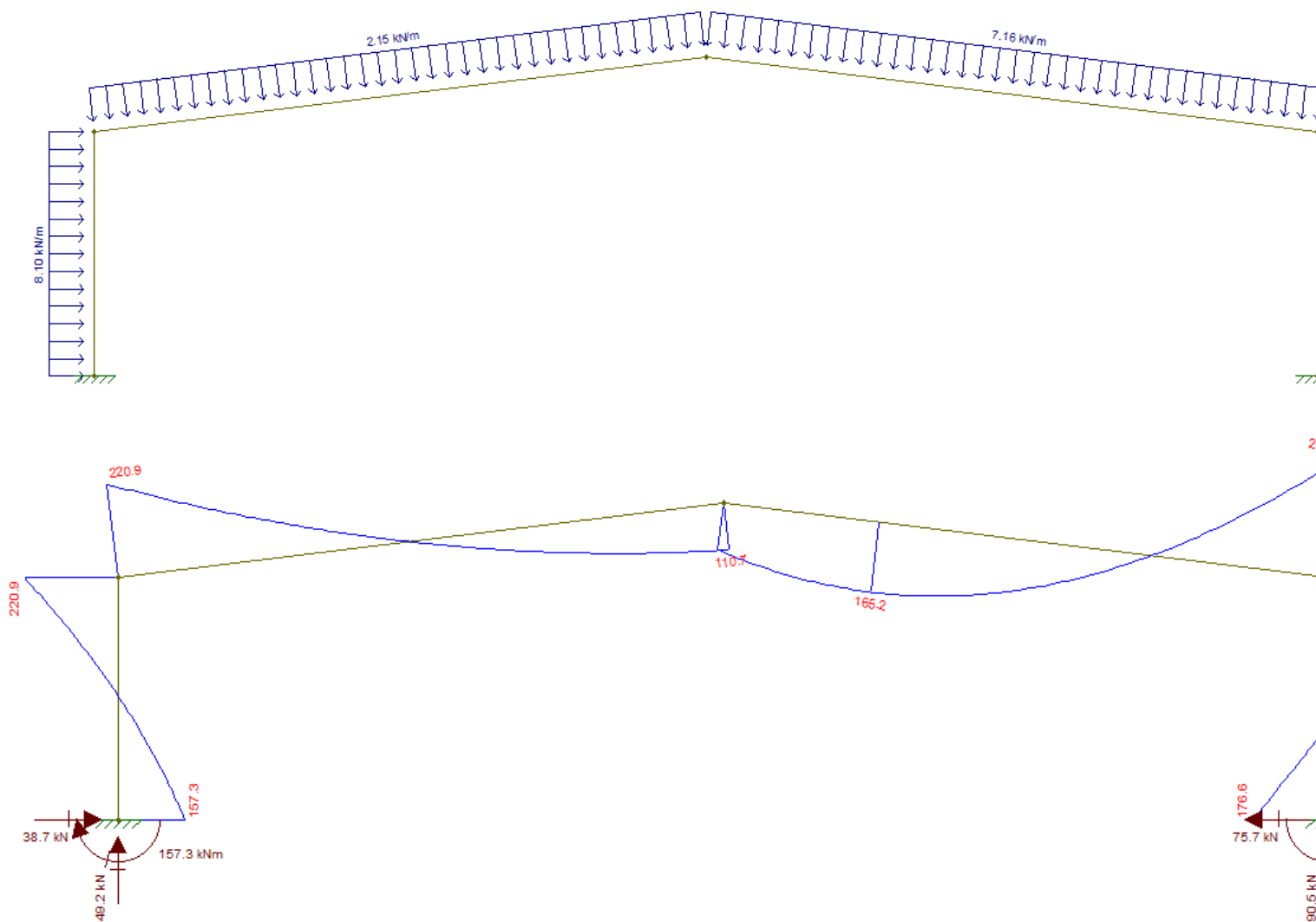
*Vento + Sobrecarga 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

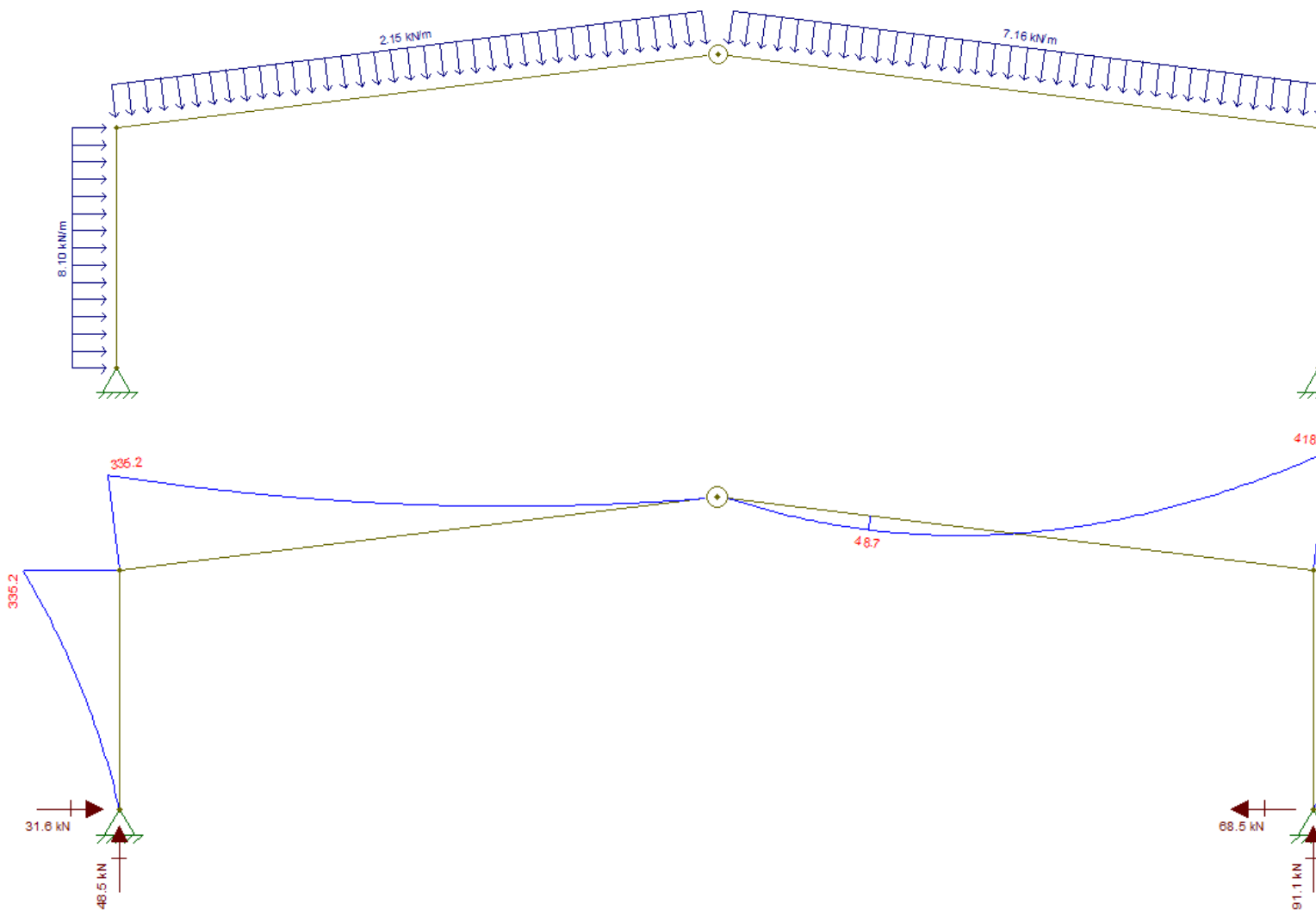
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.776 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 2.155 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.108 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 7.165 \text{ kN/m}$$

*Pórtico Metálico Encastrado.* (Figura 32)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 33)



Caso 2

*Vento + Sobrecarga 0° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.54 \times 5 = 4.05 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.486 \times 5 = -3.645 \text{ kN/m}$$

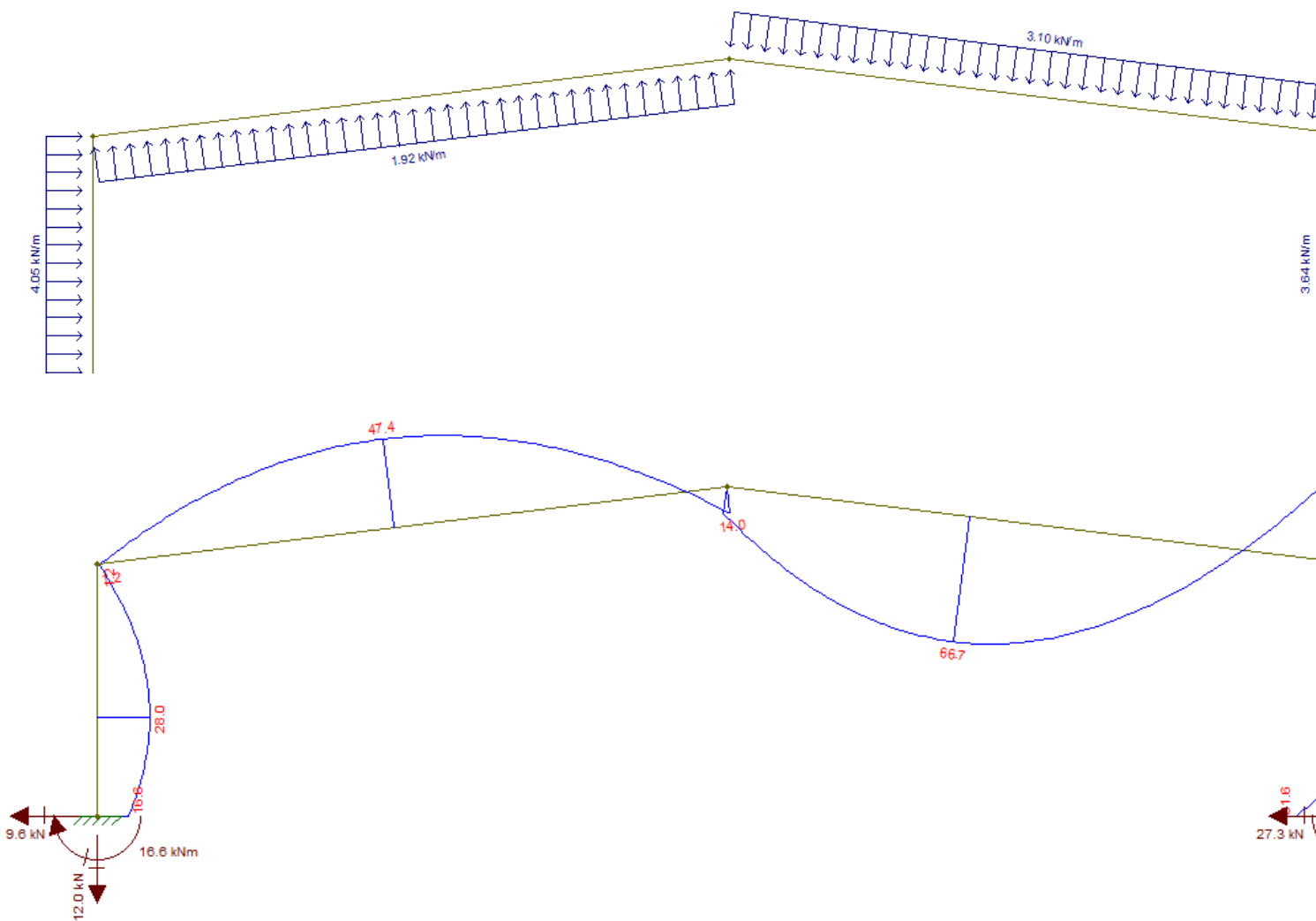
*Vento + Sobrecarga 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

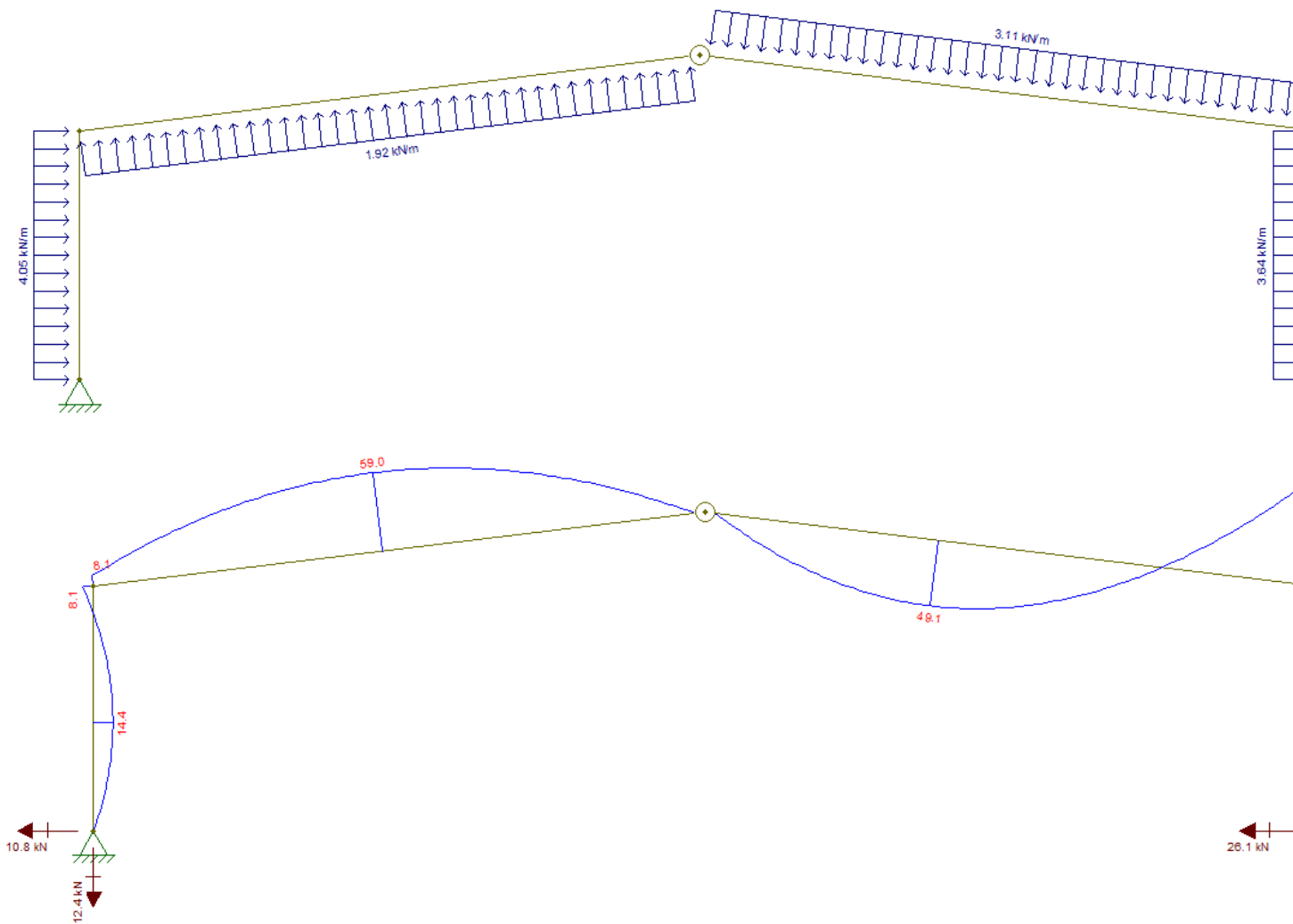
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.32 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -1.925 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.648 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.115 \text{ kN/m}$$

*Pórtico Metálico Encastrado.* (Figura 34)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 35)



Caso 3

*Vento + Sobrecarga 0° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.242 \times 5 = 9.315 \text{ kN/m}$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.216 \times 5 = 1.62 \text{ kN/m}$$

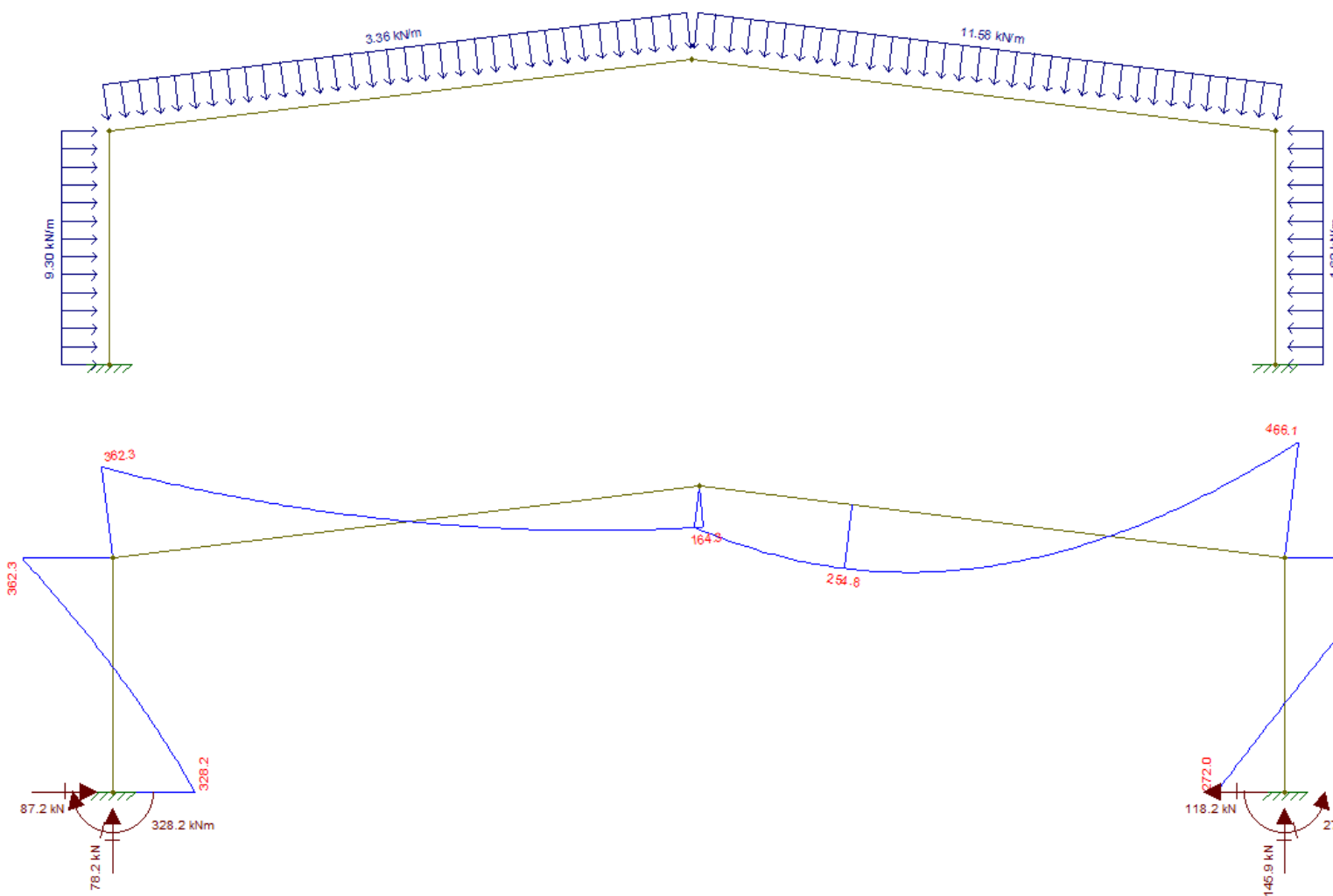
*Vento + Sobrecarga 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

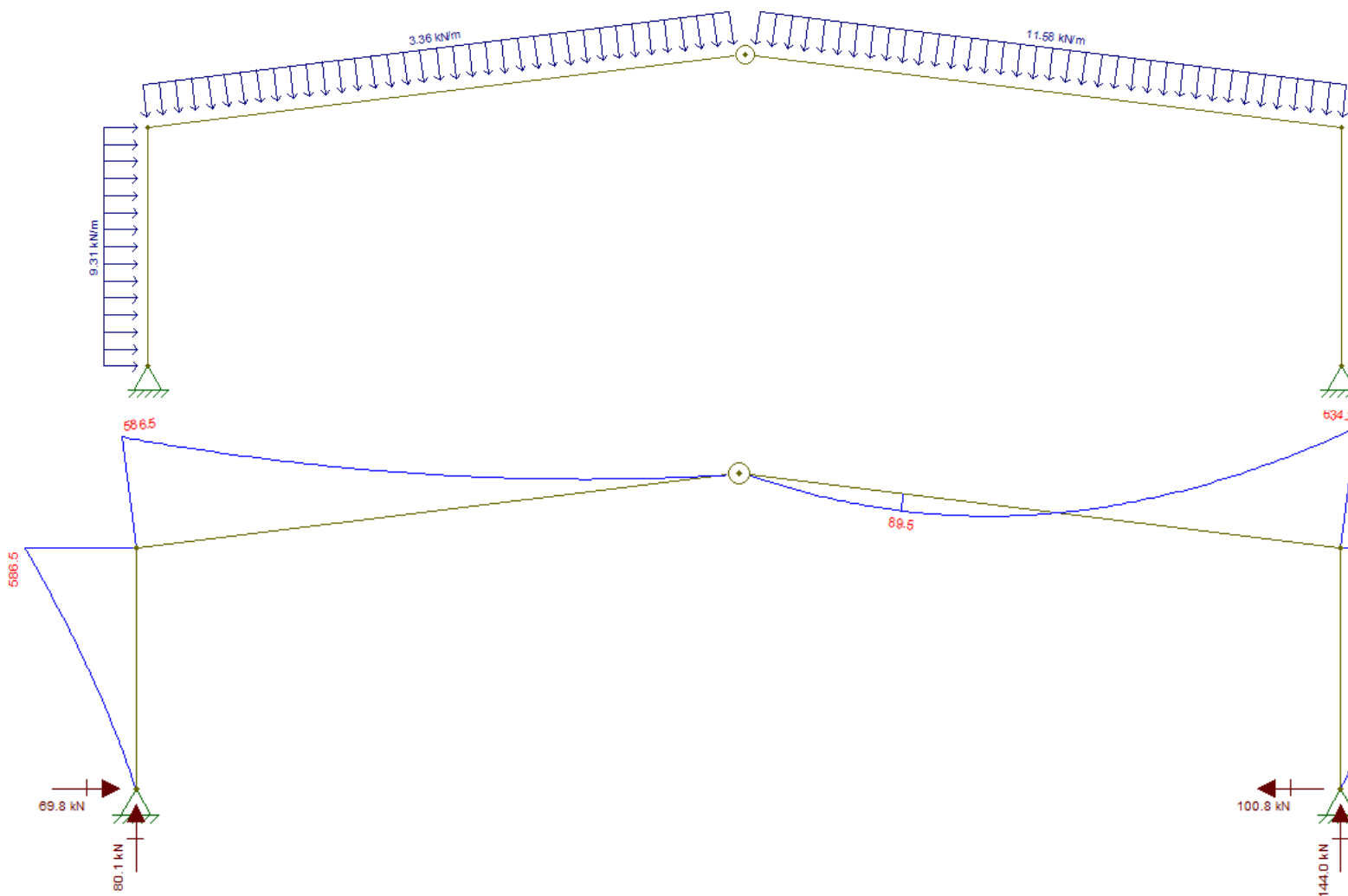
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.6156 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.355 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.5 \times 1.28 + 1.5(0.054 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 11.58 \text{ kN/m}$$

*Pórtico Metálico Encastrado.* (Figura 36)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 37)



Caso 1

*Vento + Sobrecarga 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.054 \times 5 = 0.405 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.08 \times 5 = 8.1 \text{ kN/m}$$

*Vento + Sobrecarga 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.108 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 7.165 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.776 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 2.155 \text{ kN/m}$$

Caso 2

*Vento + Sobrecarga 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.486 \times 5 = -3.645 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.54 \times 5 = 4.05 \text{ kN/m}$$

*Vento + Sobrecarga 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.648 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.115 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.32 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -1.925 \text{ kN/m}$$

Caso 3

*Vento + Sobrecarga 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.216 \times 5 = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.242 \times 5 = 9.315 \text{ kN/m}$$

*Vento + Sobrecarga 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.5 \times 1.28 + 1.5(0.054 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 11.58 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.6156 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.55 \text{ kN/m}$$

Nota:

Para estes 3 casos a vento 180° o comportamento é simétrico ao vento 0° e portanto os diagramas também são simétricos.

Caso 1

*Vento + Sobrecarga 90° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

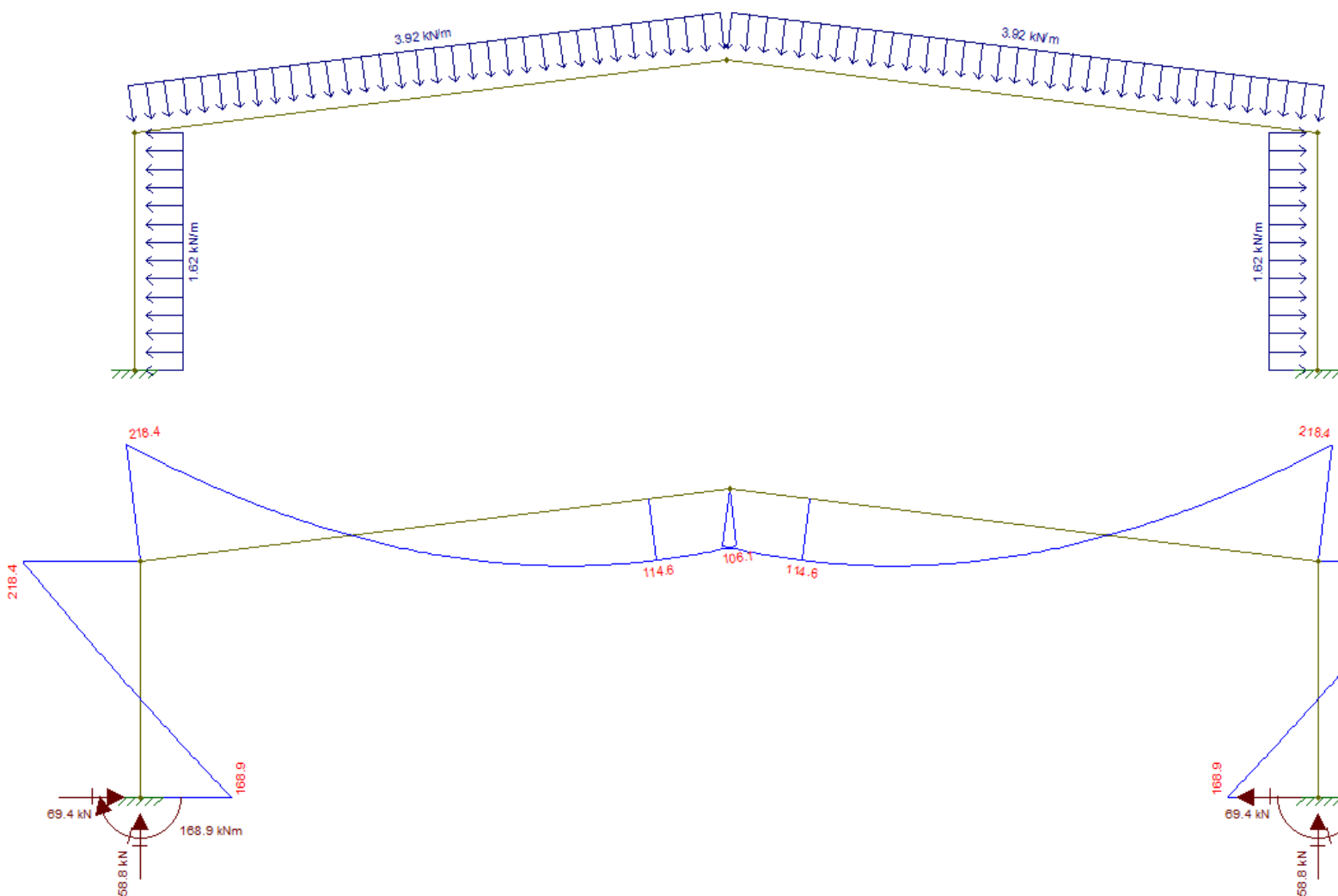
*Vento + Sobrecarga 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

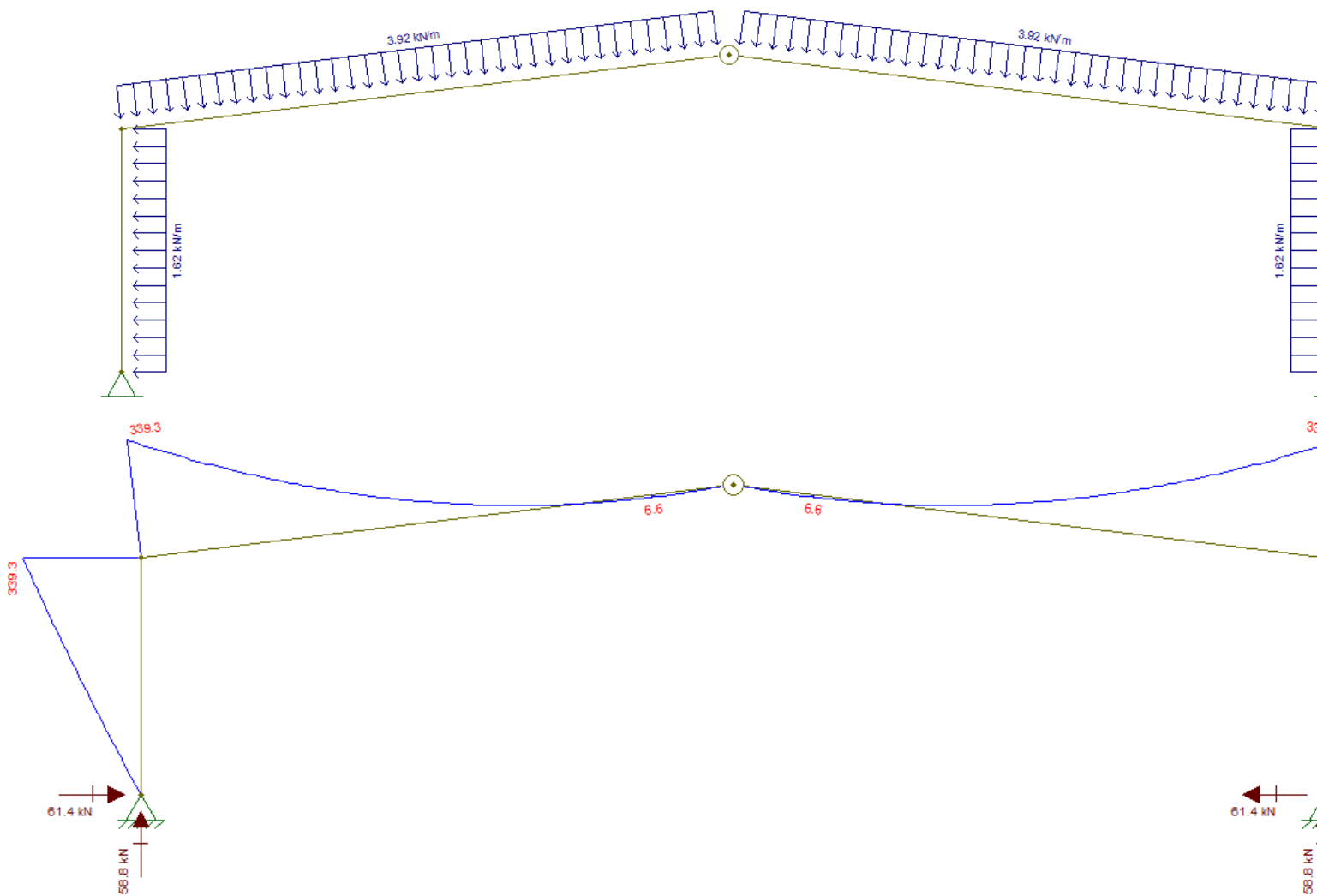
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.925kN/m$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.925kN/m$$

*Pórtico Metálico Encastrado.* (Figura 38)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 39)



Caso 2

*Vento + Sobrecarga 90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

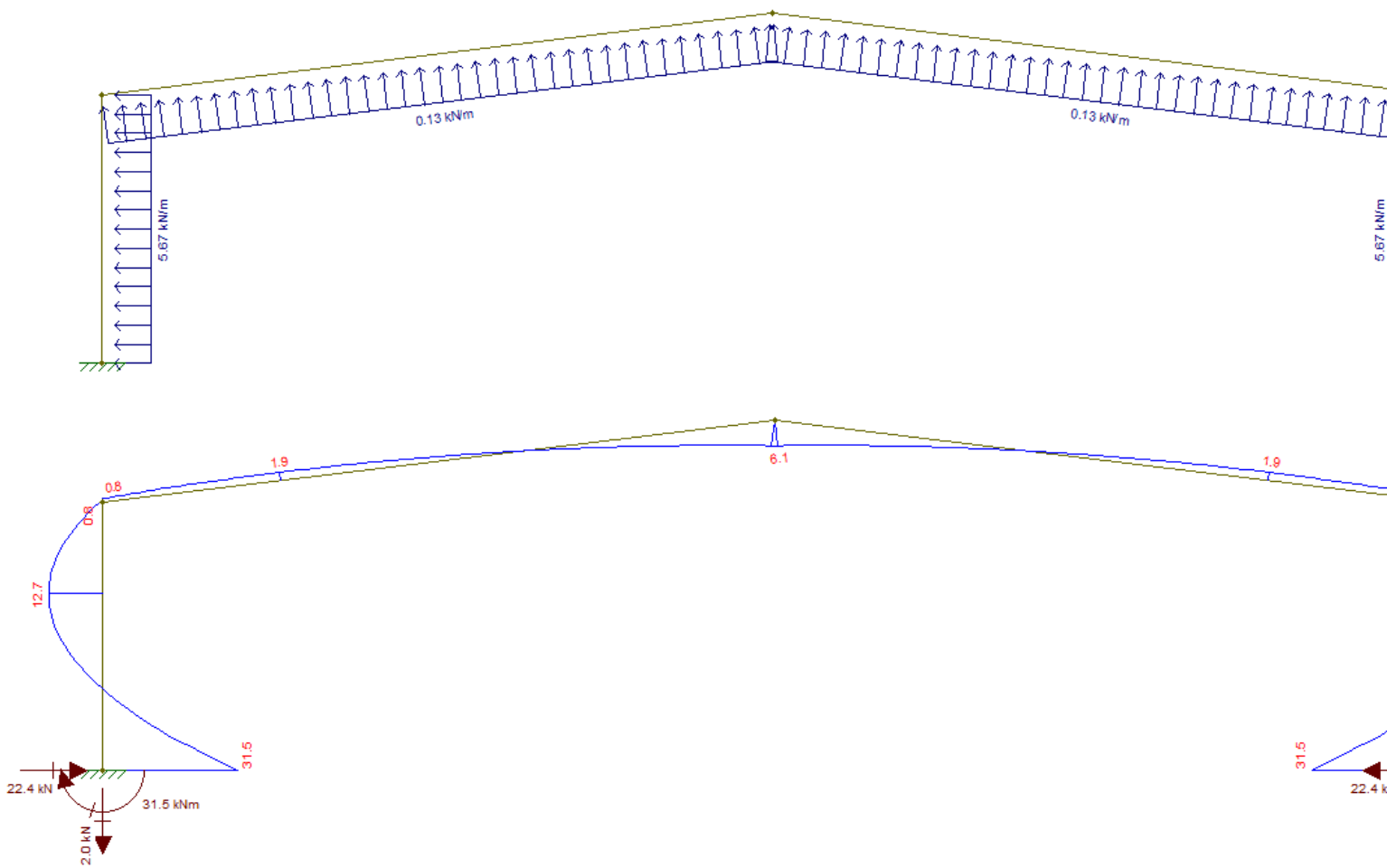
*Vento + Sobrecarga 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

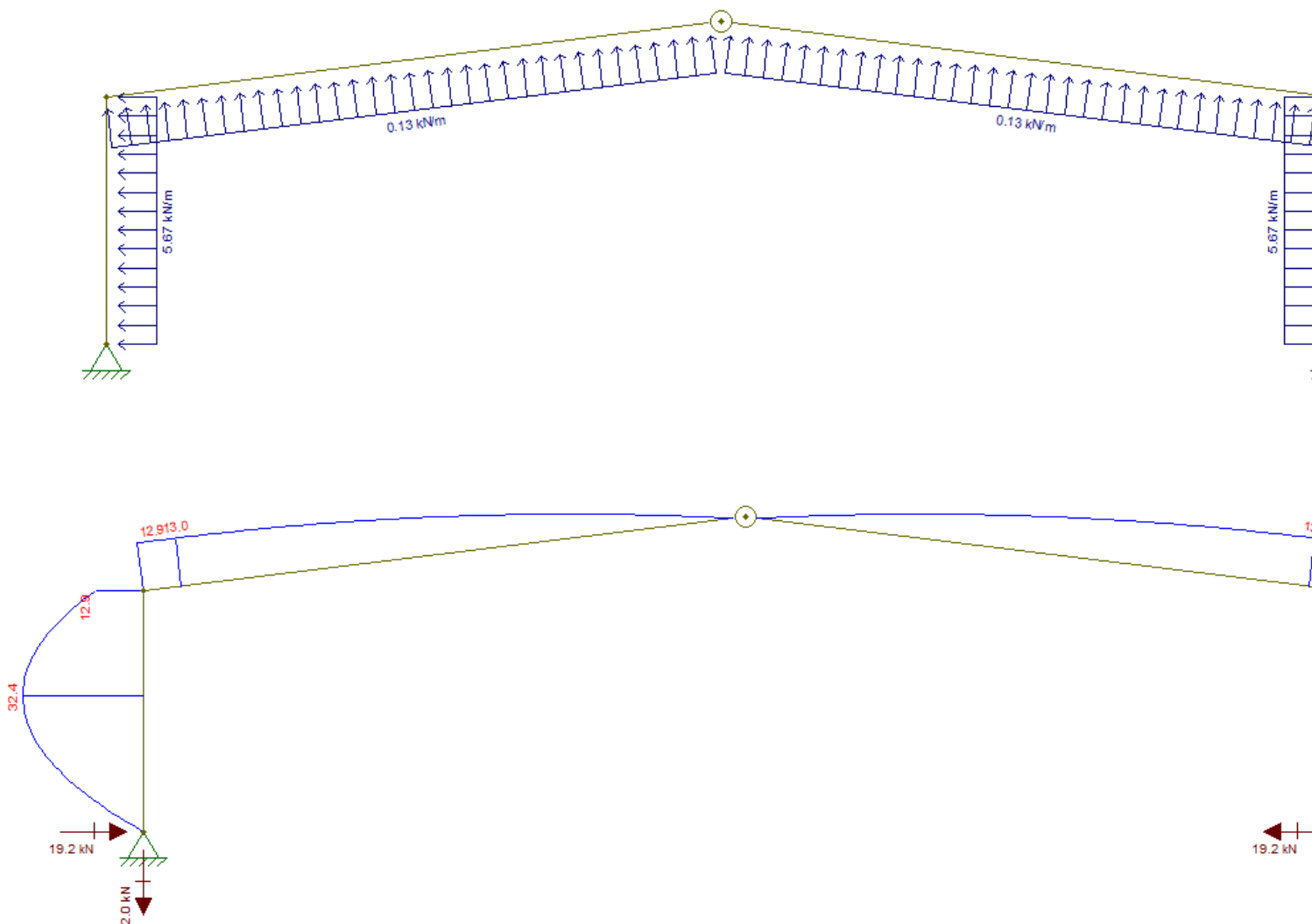
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -0.125 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -0.125 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 40)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 41)



Caso 3

*Vento + Sobrecarga 90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.459 \times 5 = -3.44 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.459 \times 5 = -3.44 \text{ kN/m}$$

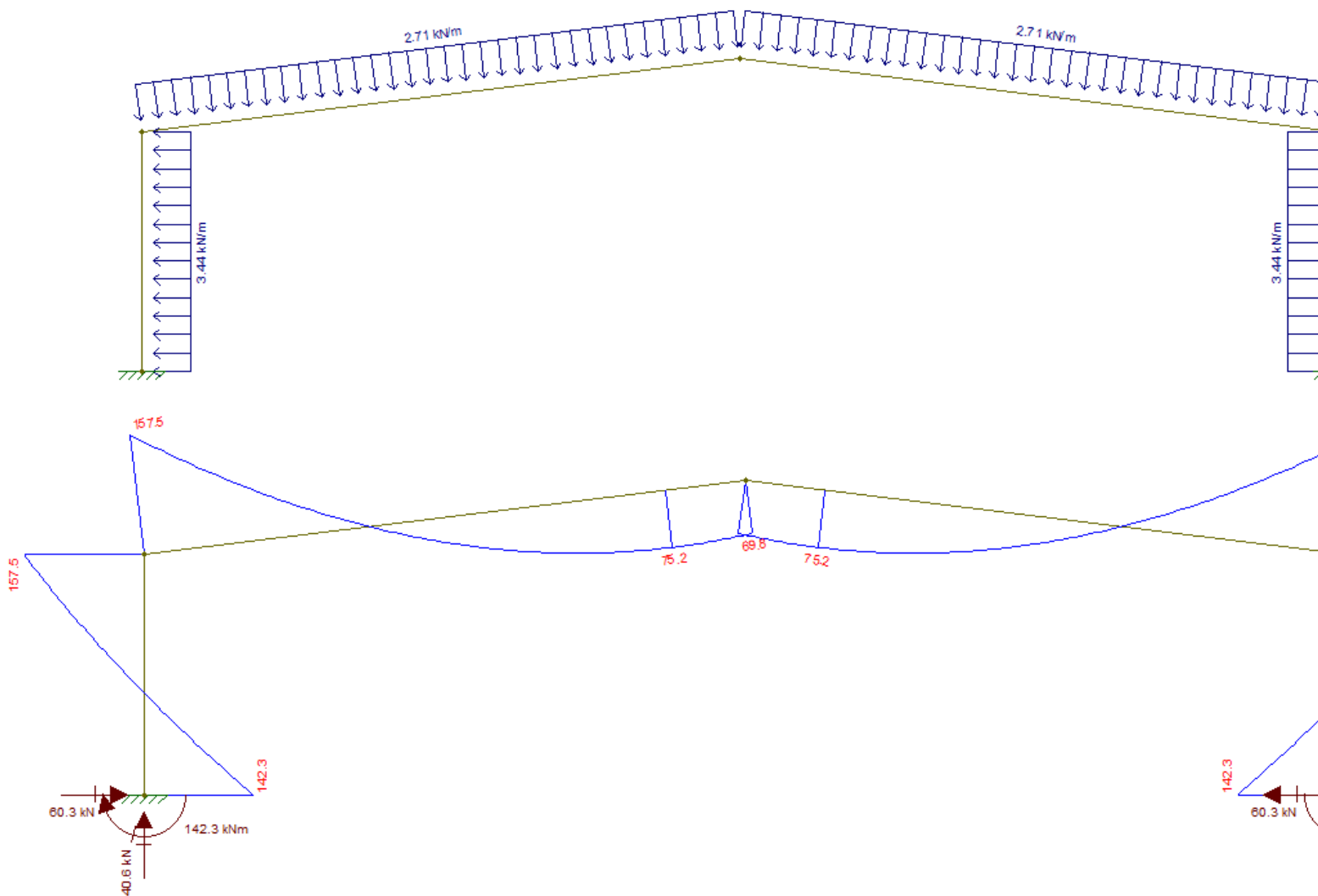
*Vento + Sobrecarga 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

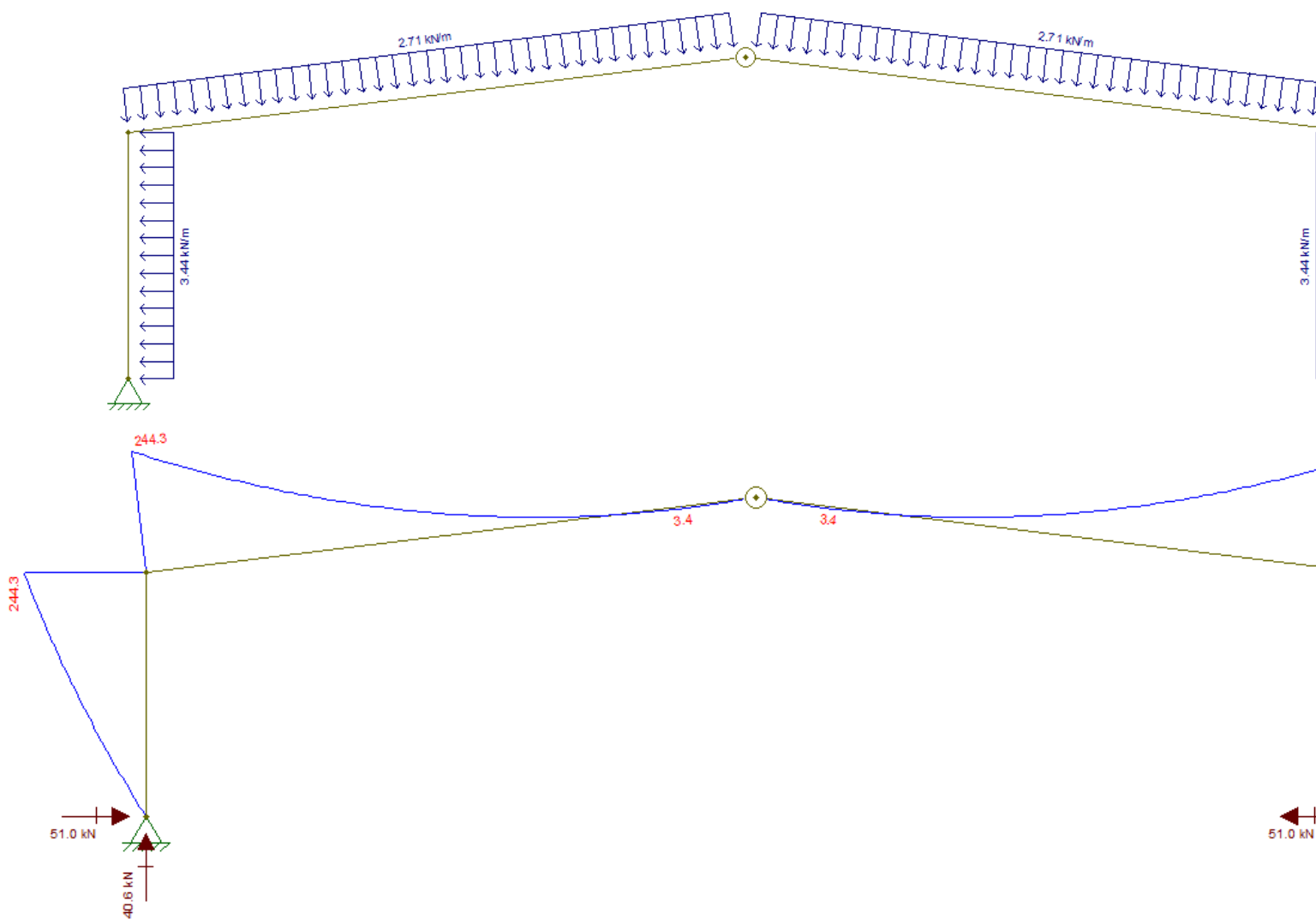
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.702 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 2.71 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.702 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 2.71 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 42)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 43)



Caso 1

*Vento + Sobrecarga -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62 \text{ kN/m}$$

*Vento + Sobrecarga -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.925 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = 3.925 \text{ kN/m}$$

Caso 2

*Vento + Sobrecarga -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

*Vento + Sobrecarga -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -0.125 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -0.125 \text{ kN/m}$$

Nota:

Para estes 2 casos a vento 90° o comportamento é simétrico ao vento -90° e portanto os diagramas também são simétricos.

Caso 3

*Vento + Sobrecarga -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -1.107 \times 5 = -8.3 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -1.107 \times 5 = -8.3 \text{ kN/m}$$

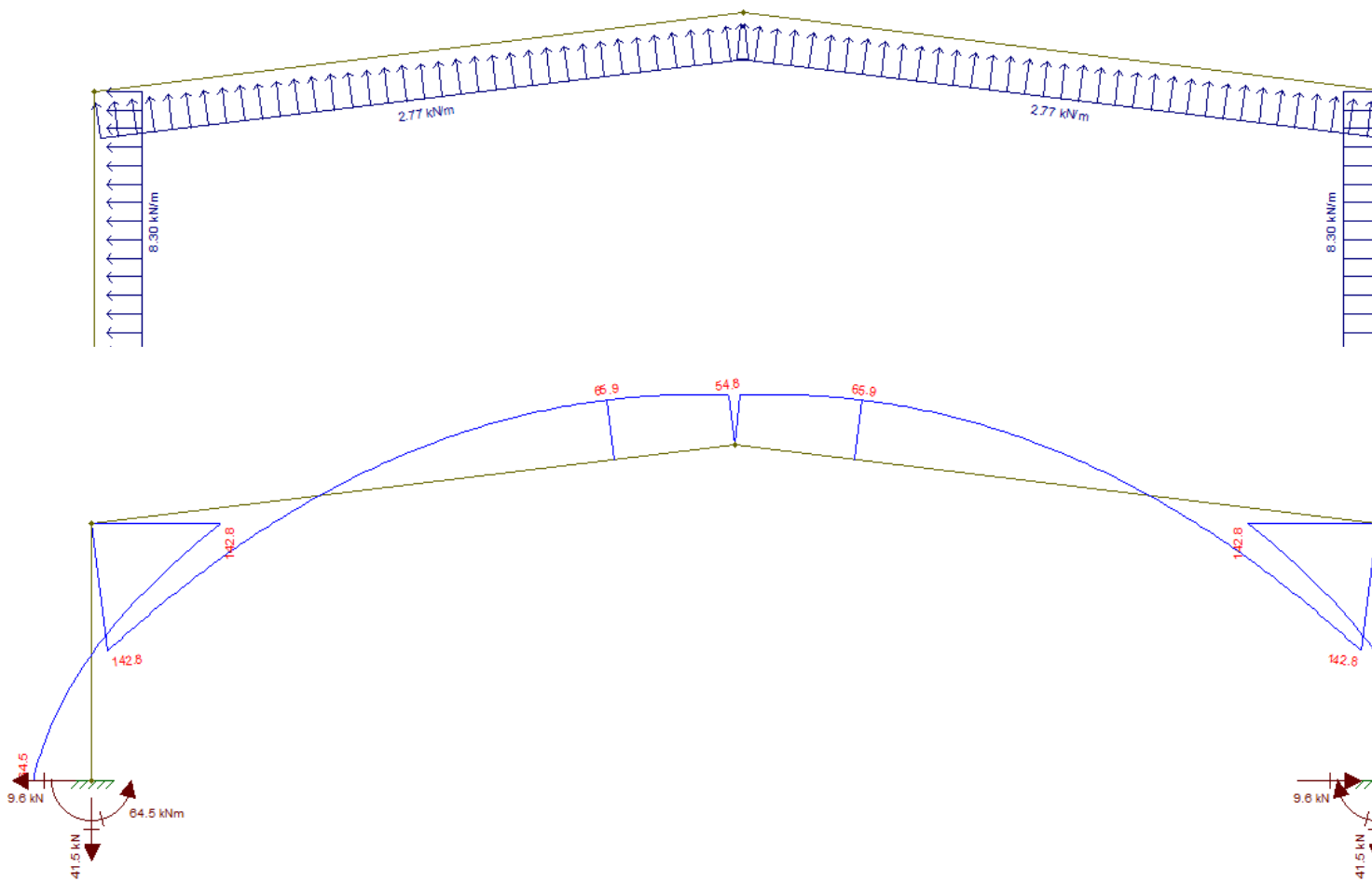
*Vento + Sobrecarga -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

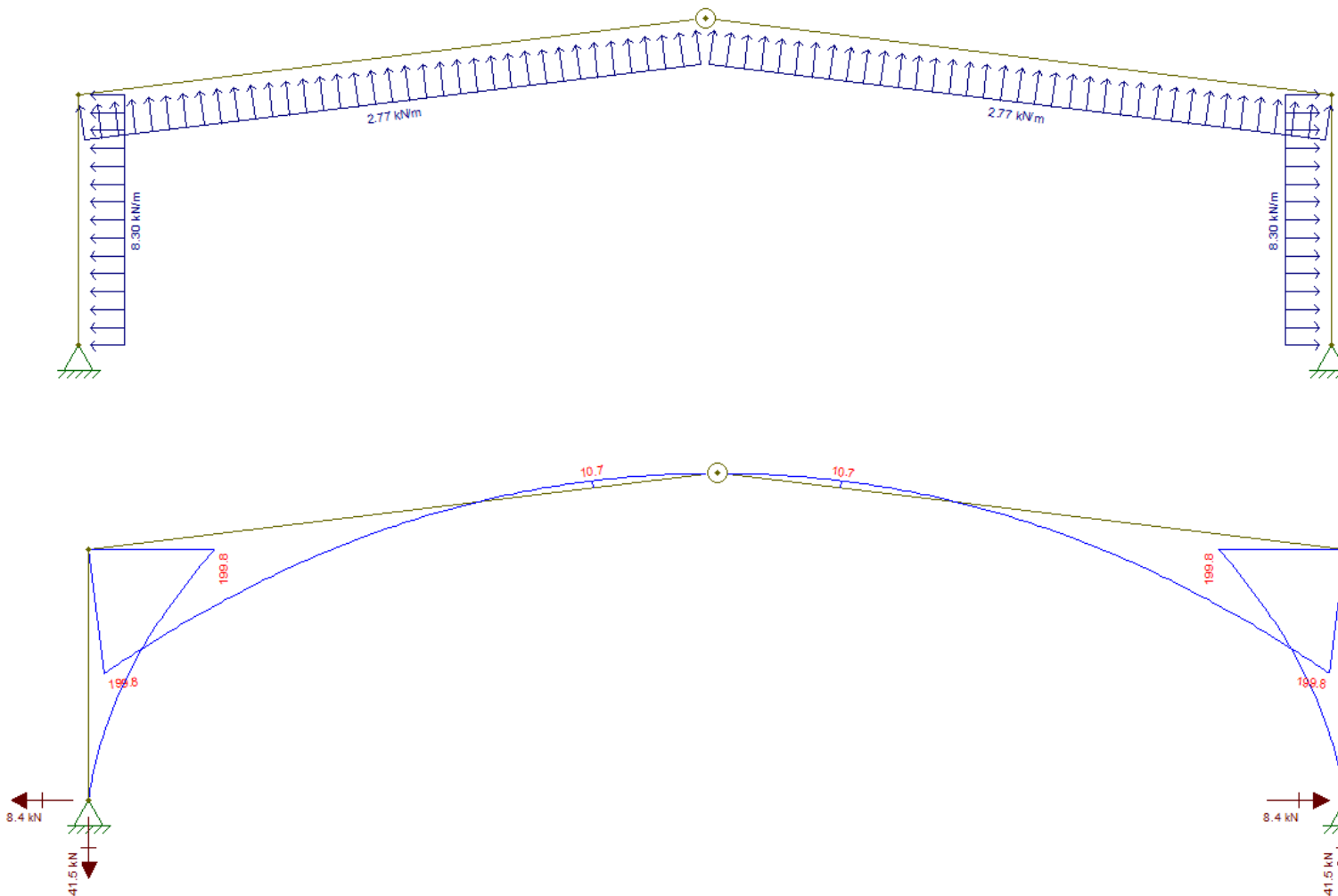
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.431 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -2.765 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.431 + 0.7 \times 0.3)) \times 5 = -2.765 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 44)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 45)



## Acção de base: Sobrecarga + Vento

---

### Caso 1

*Sobrecarga + Vento 0° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.08 \times 5 = 8.1 \text{ kN/m}$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.054 \times 5 = 0.405 \text{ kN/m}$$

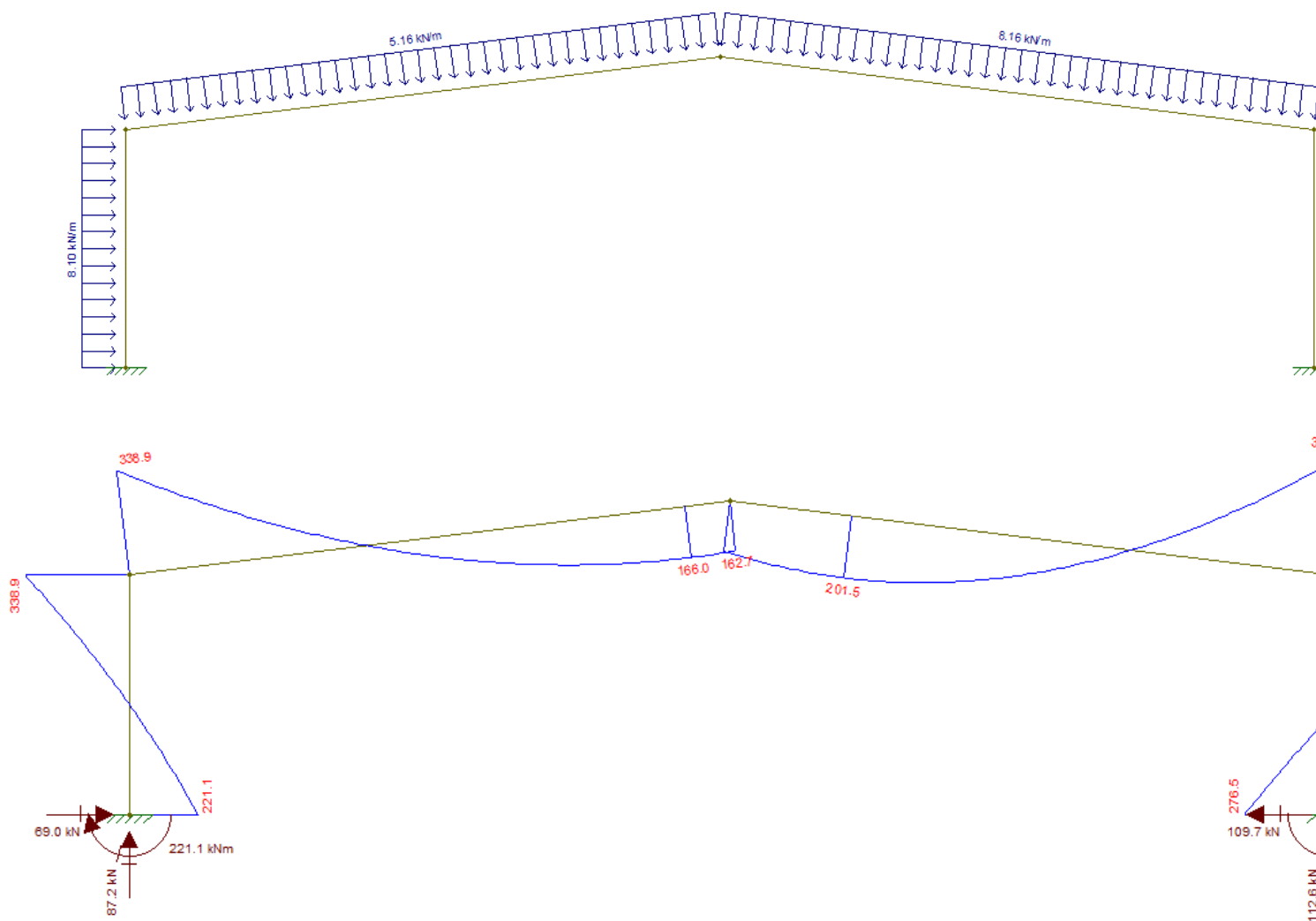
*Sobrecarga + Vento 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

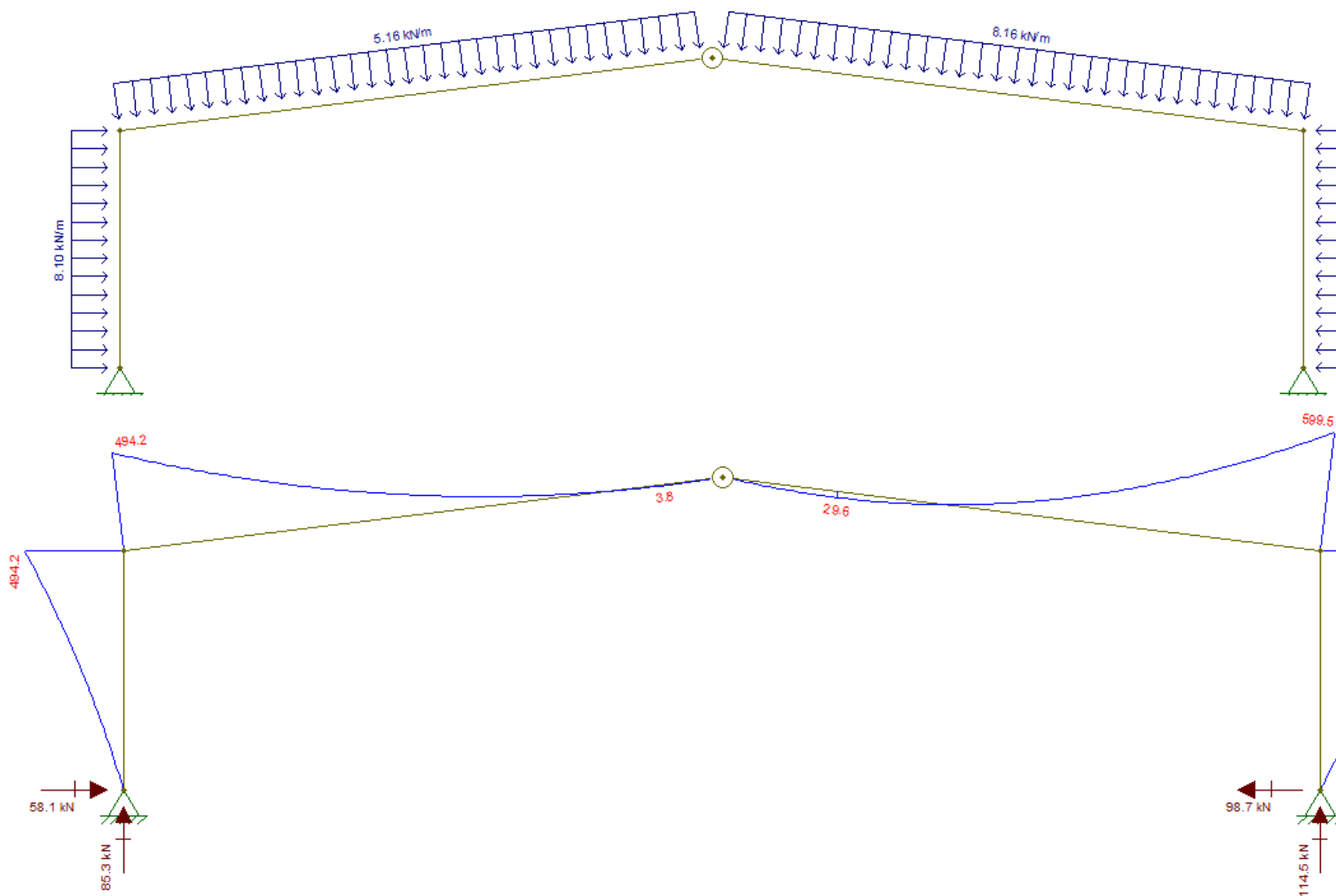
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.776 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.16 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.108 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 8.16 \text{ kN/m}$$

*Pórtico Metálico Encastrado.* (Figura 46)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 47)



Caso 2

*Sobrecarga + Vento 0° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.54 \times 5 = 4.05 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.486 \times 5 = -3.645 \text{ kN/m}$$

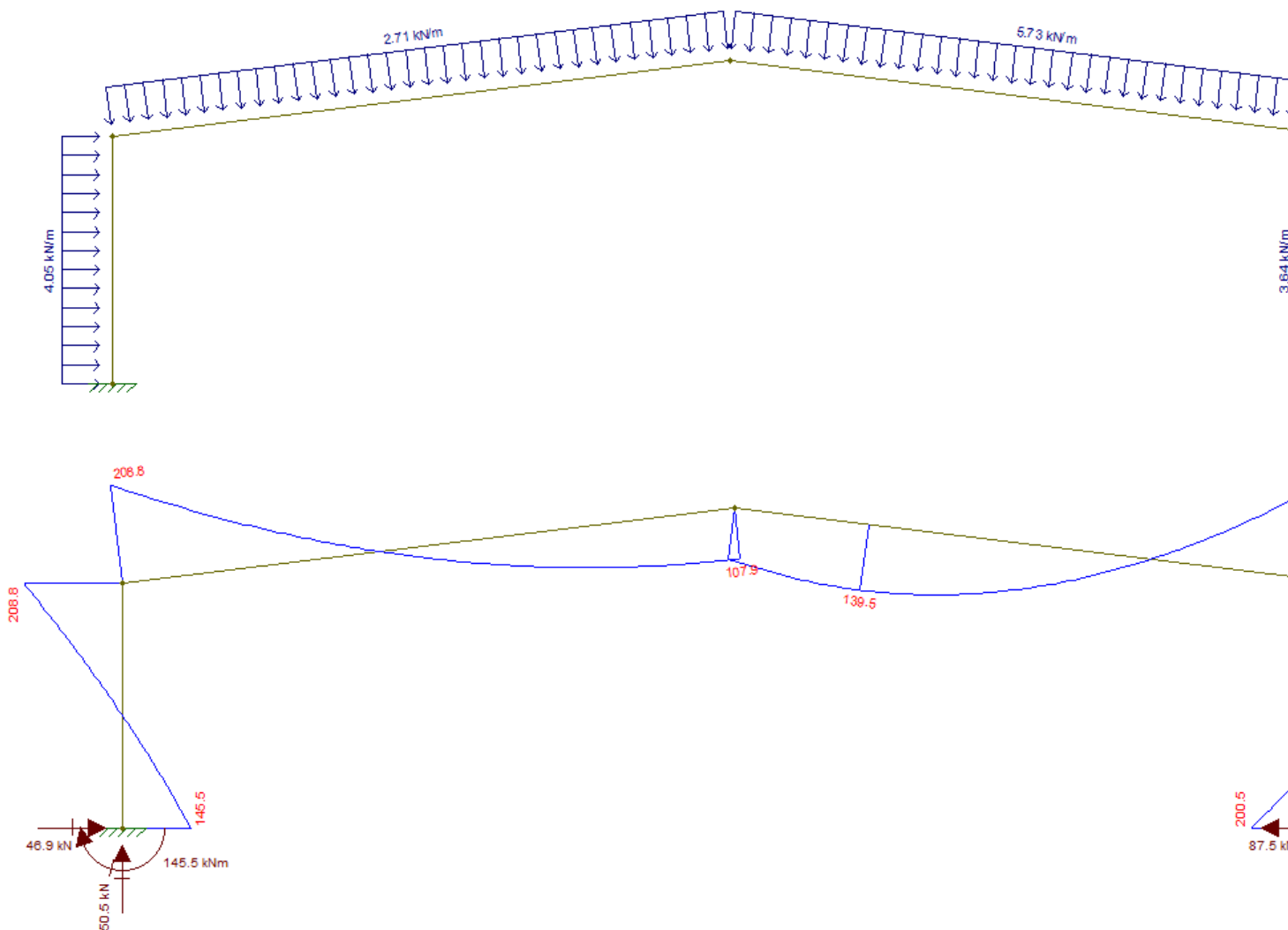
*Sobrecarga + Vento 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

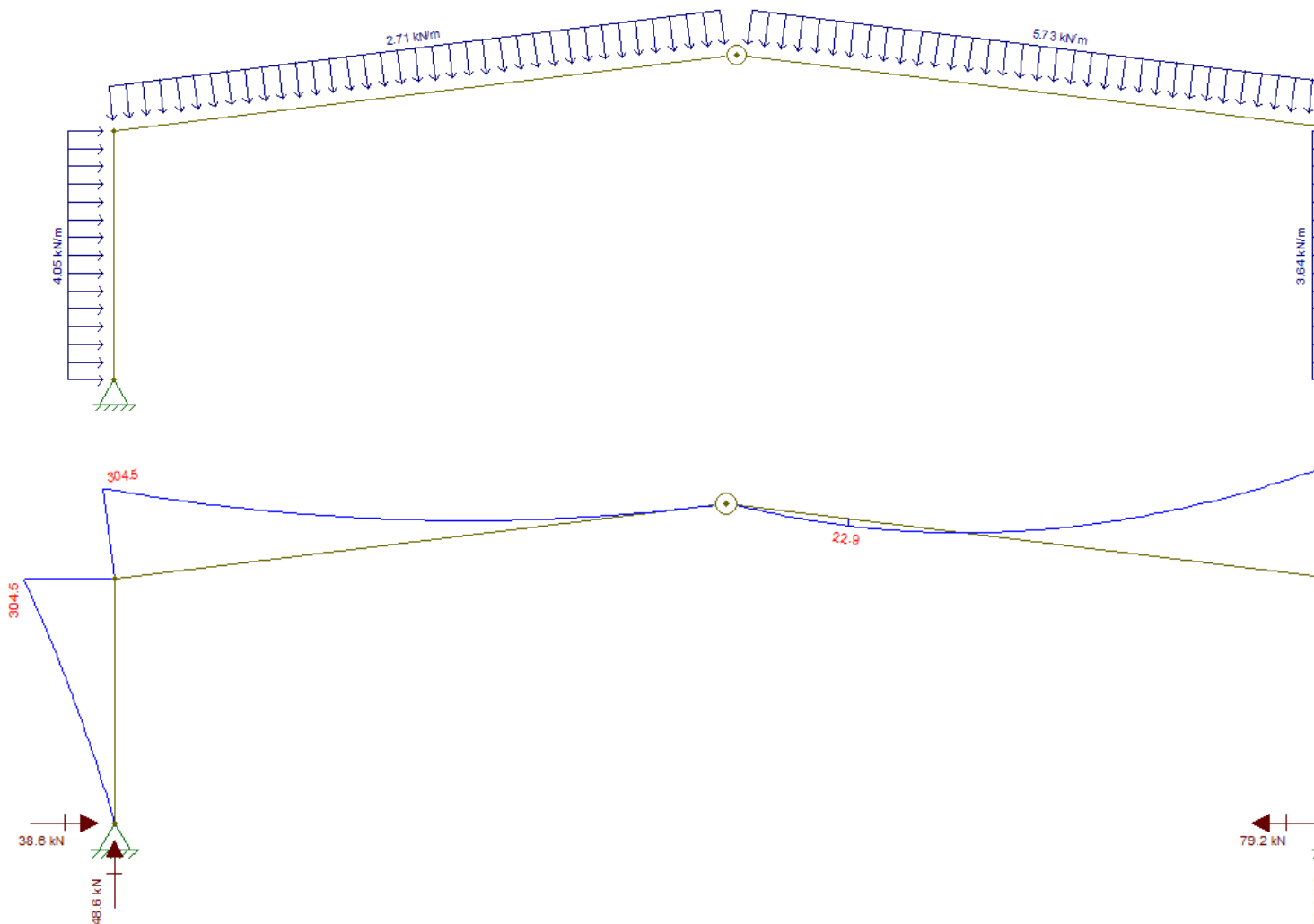
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.32 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 2.71 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.648 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.73 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 48)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 49)



Caso 3

*Sobrecarga + Vento 0° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.242 \times 5 = 9.315 \text{ kN/m}$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.216 \times 5 = 1.62 \text{ kN/m}$$

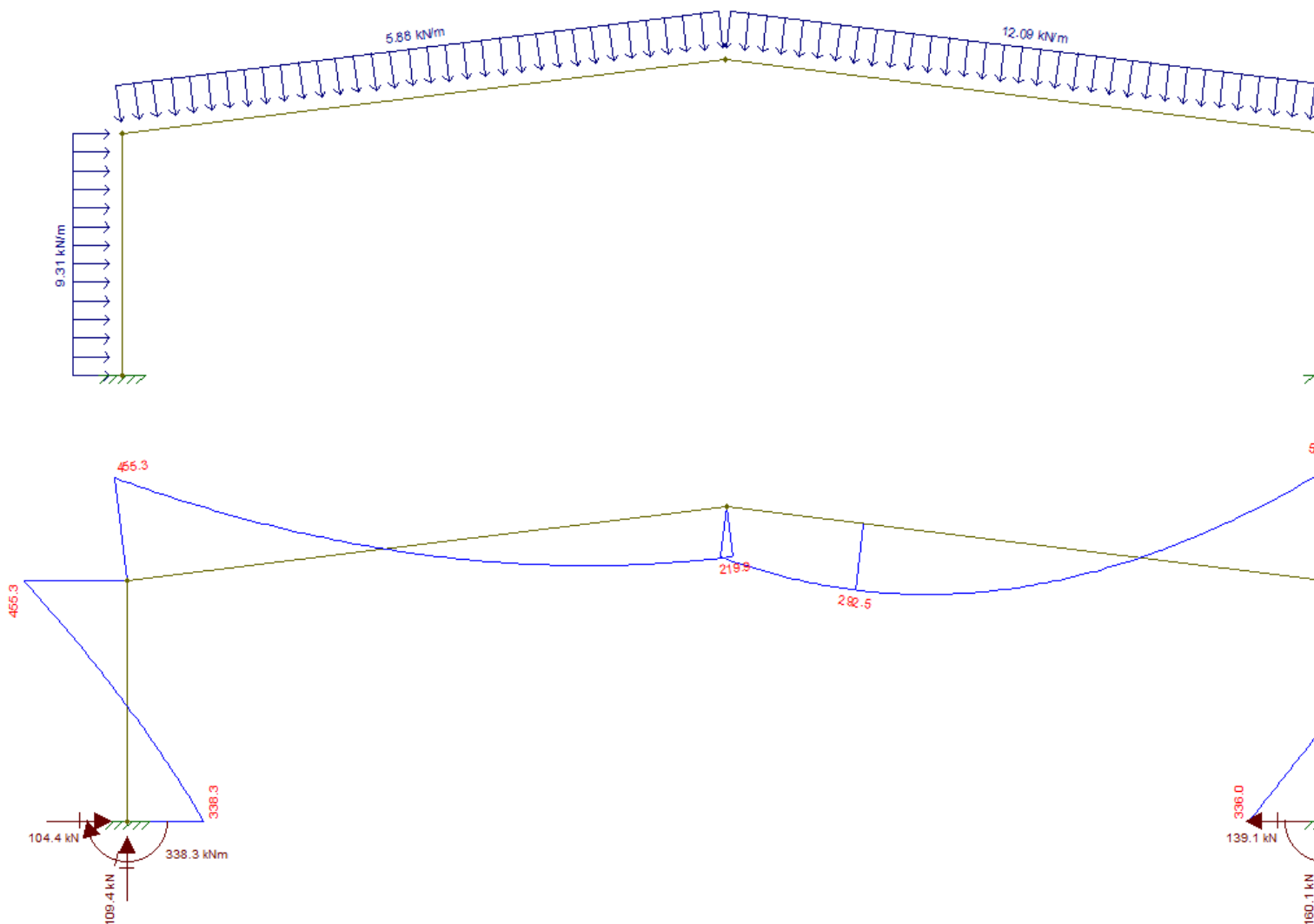
*Sobrecarga + Vento 0° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

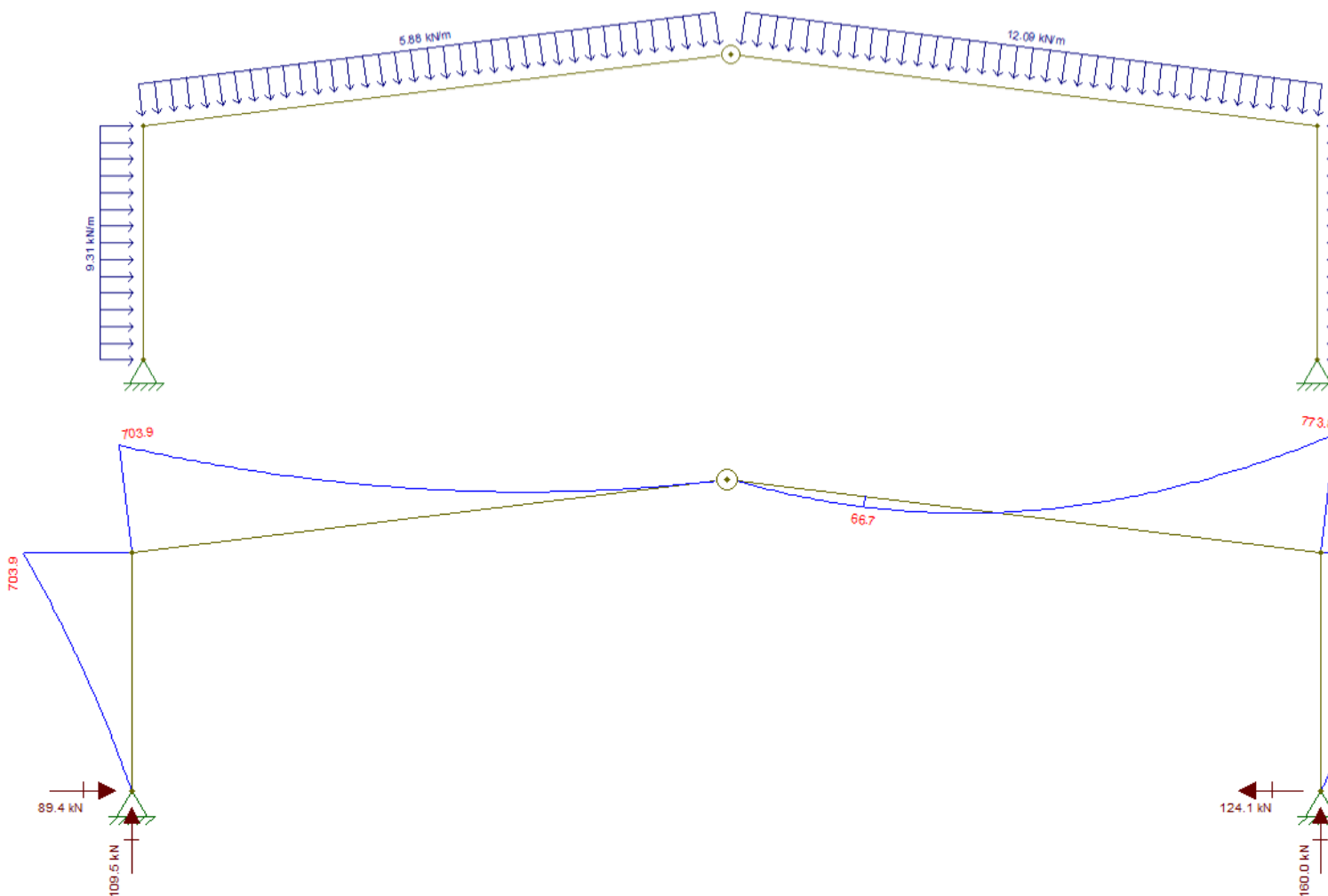
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.6156 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.88 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.5 \times 1.28 + 1.5(0.054 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 12.09 \text{ kN/m}$$

*Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 50)*



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 51)



Caso 1

*Sobrecarga + Vento 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.054 \times 5 = 0.405 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.08 \times 5 = 8.1 \text{ kN/m}$$

*Sobrecarga + Vento 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.108 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 8.16 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.776 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.16 \text{ kN/m}$$

Caso 2

*Sobrecarga + Vento 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.486 \times 5 = -3.645 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.54 \times 5 = 4.05 \text{ kN/m}$$

*Sobrecarga + Vento 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w + 0.7 \times S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.648 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.73 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.32 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 2.71 \text{ kN/m}$$

Caso 3

*Sobrecarga + Vento 180° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times 0.216 \times 5 = 1.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times 1.242 \times 5 = 9.315 \text{ kN/m}$$

*Sobrecarga + Vento 180° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

$$S_d = (1.5 \times 1.28 + 1.5(0.054 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 12.09 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.616 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.88 \text{ kN/m}$$

Nota:

Para estes 3 casos a vento 180° o comportamento é simétrico ao vento 0° e portanto os diagramas também são simétricos.

Caso 1

*Sobrecarga + Vento 90° (Laterais)*

$$S_{desq} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

$$S_{dir} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62kN/m$$

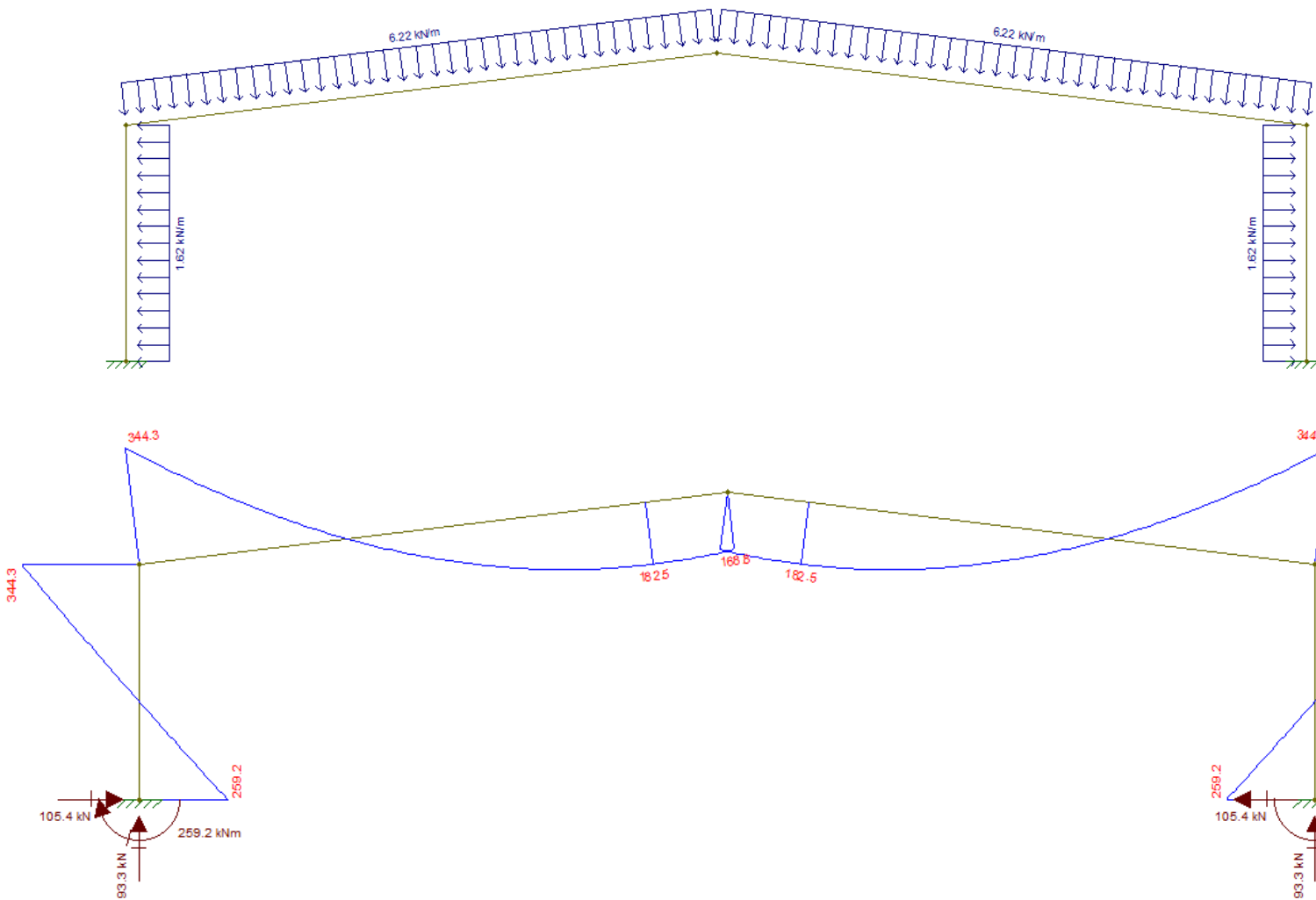
*Sobrecarga + Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

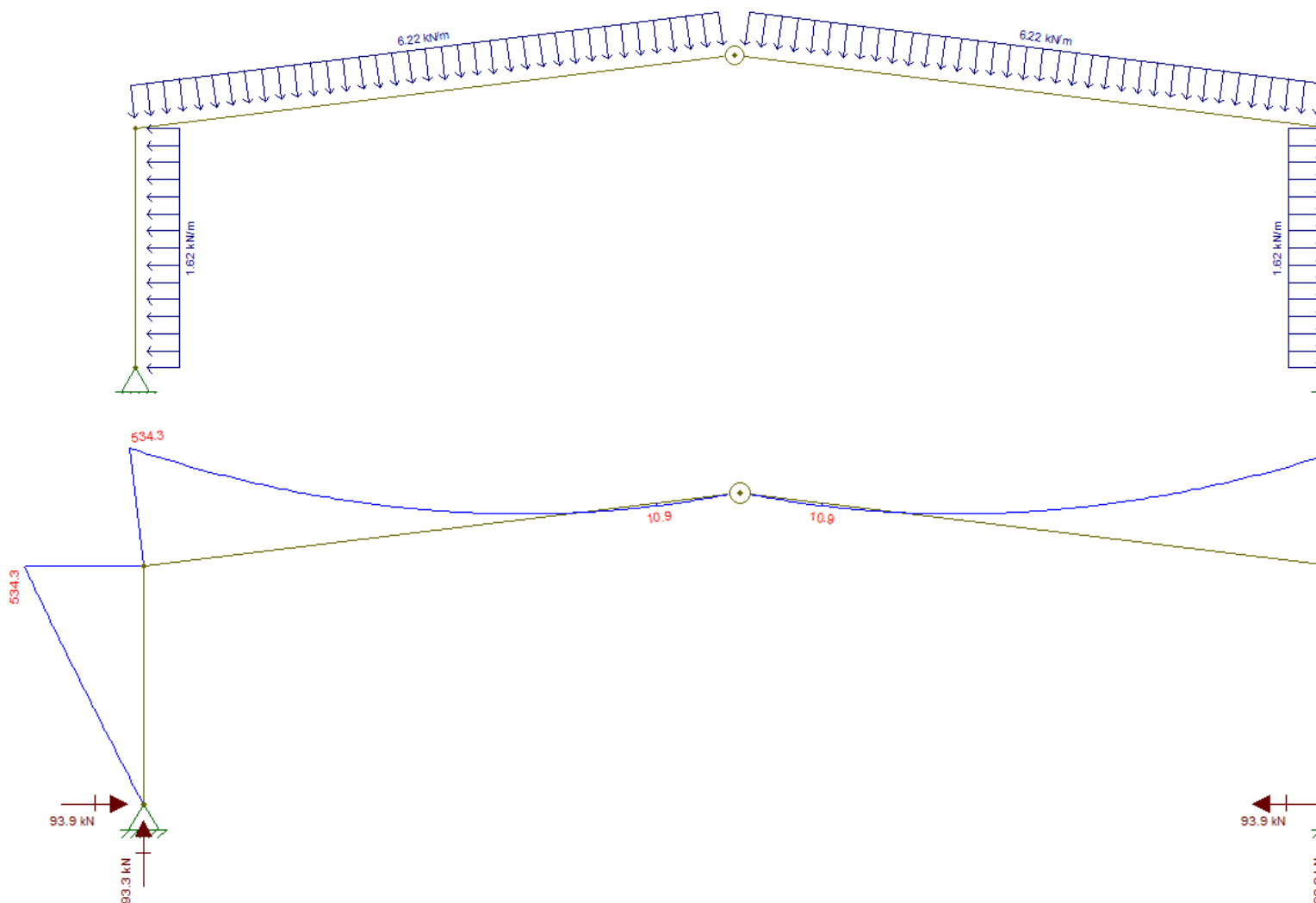
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 6.22kN/m$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 6.22kN/m$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 52)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 53)



Caso 2

*Sobrecarga + Vento 90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

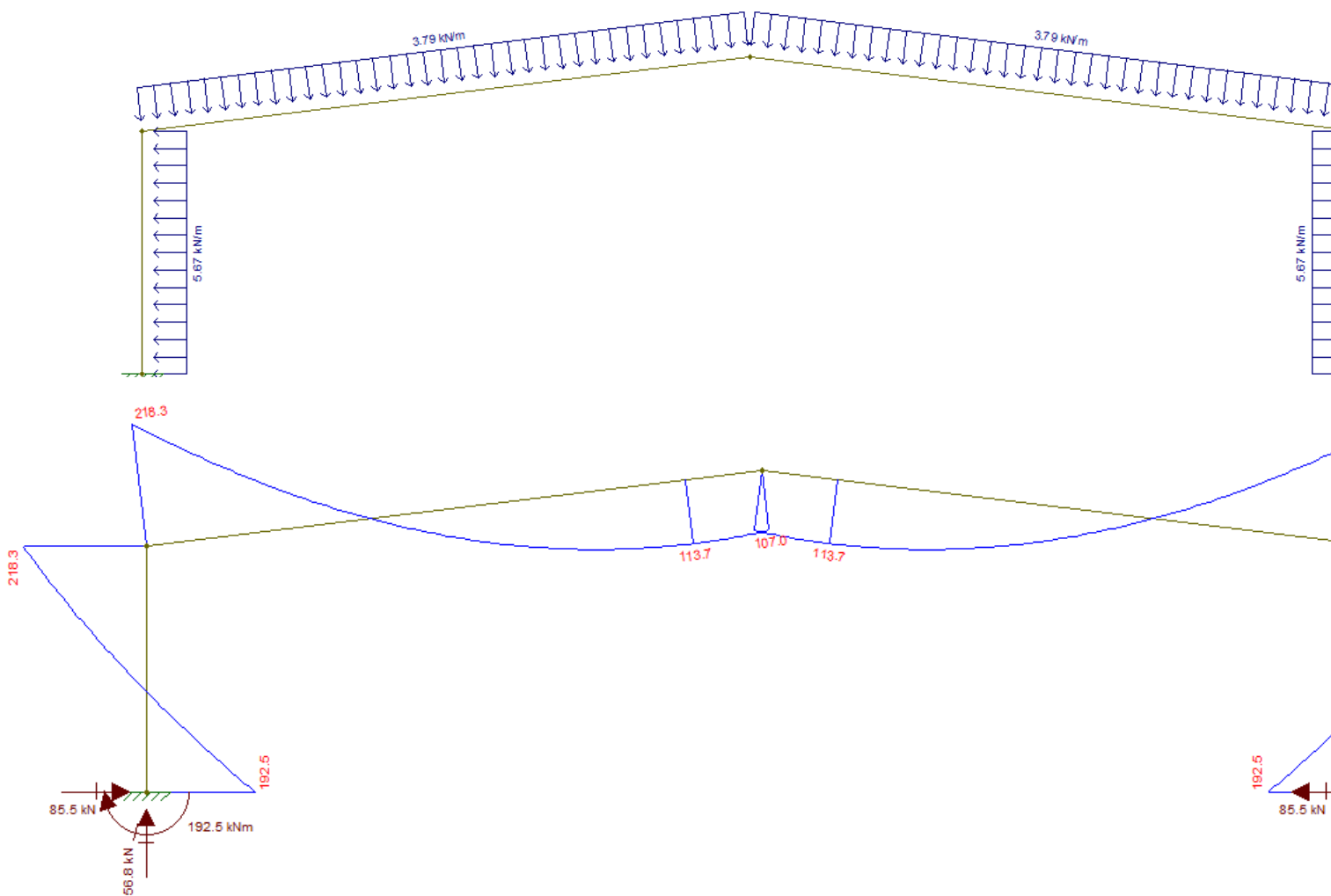
*Sobrecarga + Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

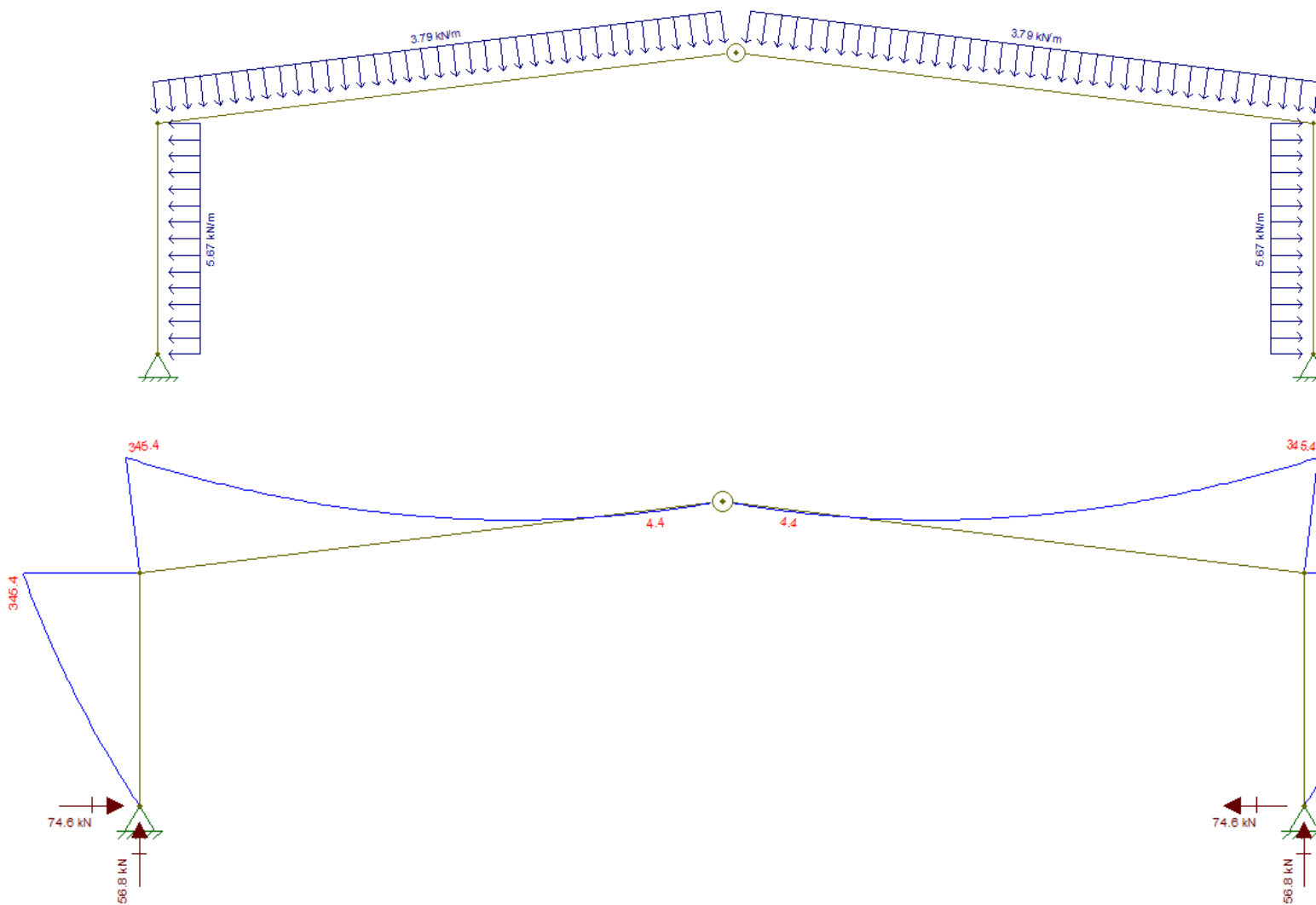
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 3.79 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 3.79 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 54)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 55)



Caso 3

*Sobrecarga + Vento 90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.459 \times 5 = -3.44 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.459 \times 5 = -3.44 \text{ kN/m}$$

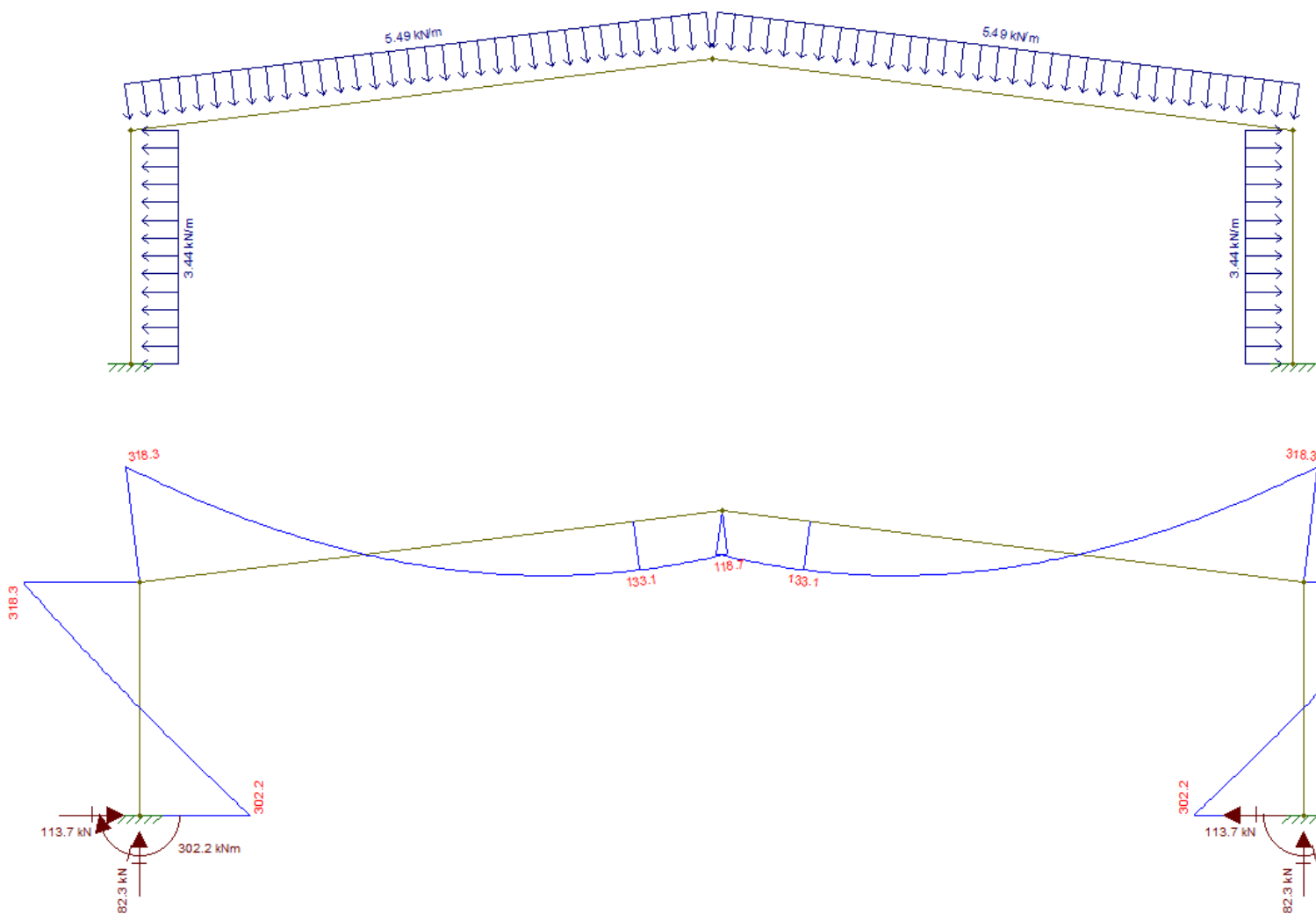
*Sobrecarga + Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

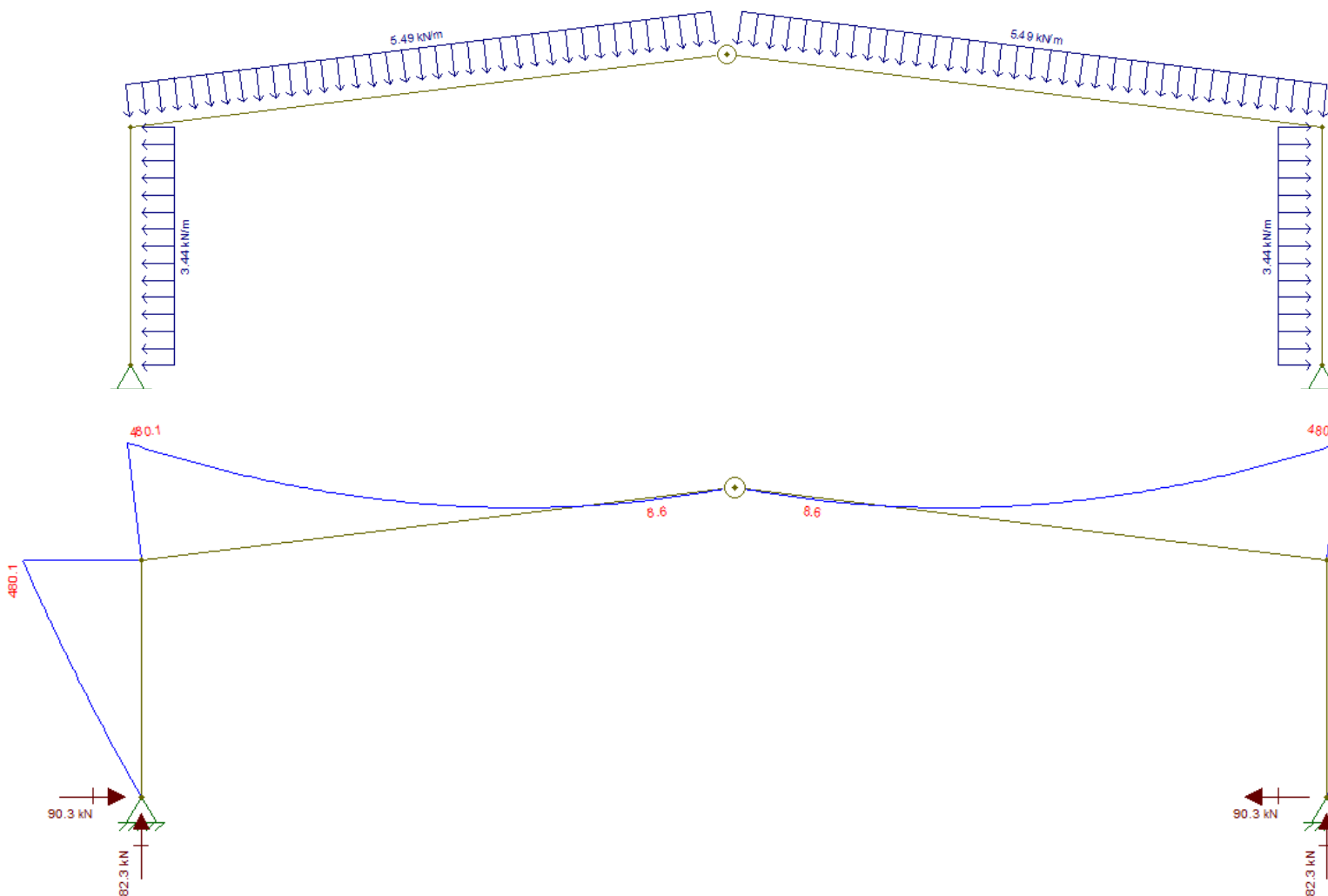
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.702 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.49 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.702 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 5.49 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 56)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 57)



Caso 1

*Sobrecarga + Vento -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.216 \times 5 = -1.62 \text{ kN/m}$$

*Sobrecarga + Vento -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 6.22 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-0.54 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 6.22 \text{ kN/m}$$

Caso 2

*Sobrecarga + Vento -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -0.756 \times 5 = -5.67 \text{ kN/m}$$

*Sobrecarga + Vento -90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 3.79 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.08 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 3.79 \text{ kN/m}$$

Nota:

Para estes 2 casos a vento 90° o comportamento é simétrico ao vento -90° e portanto os diagramas também são simétricos.

Caso 3

*Sobrecarga + Vento -90° (Laterais)*

$$S_{d_{esq}} = 1.5S_w = 1.5 \times -1.107 \times 5 = -8.3 \text{ kN/m}$$

$$S_{d_{dir}} = 1.5S_w = 1.5 \times -1.107 \times 5 = -8.3 \text{ kN/m}$$

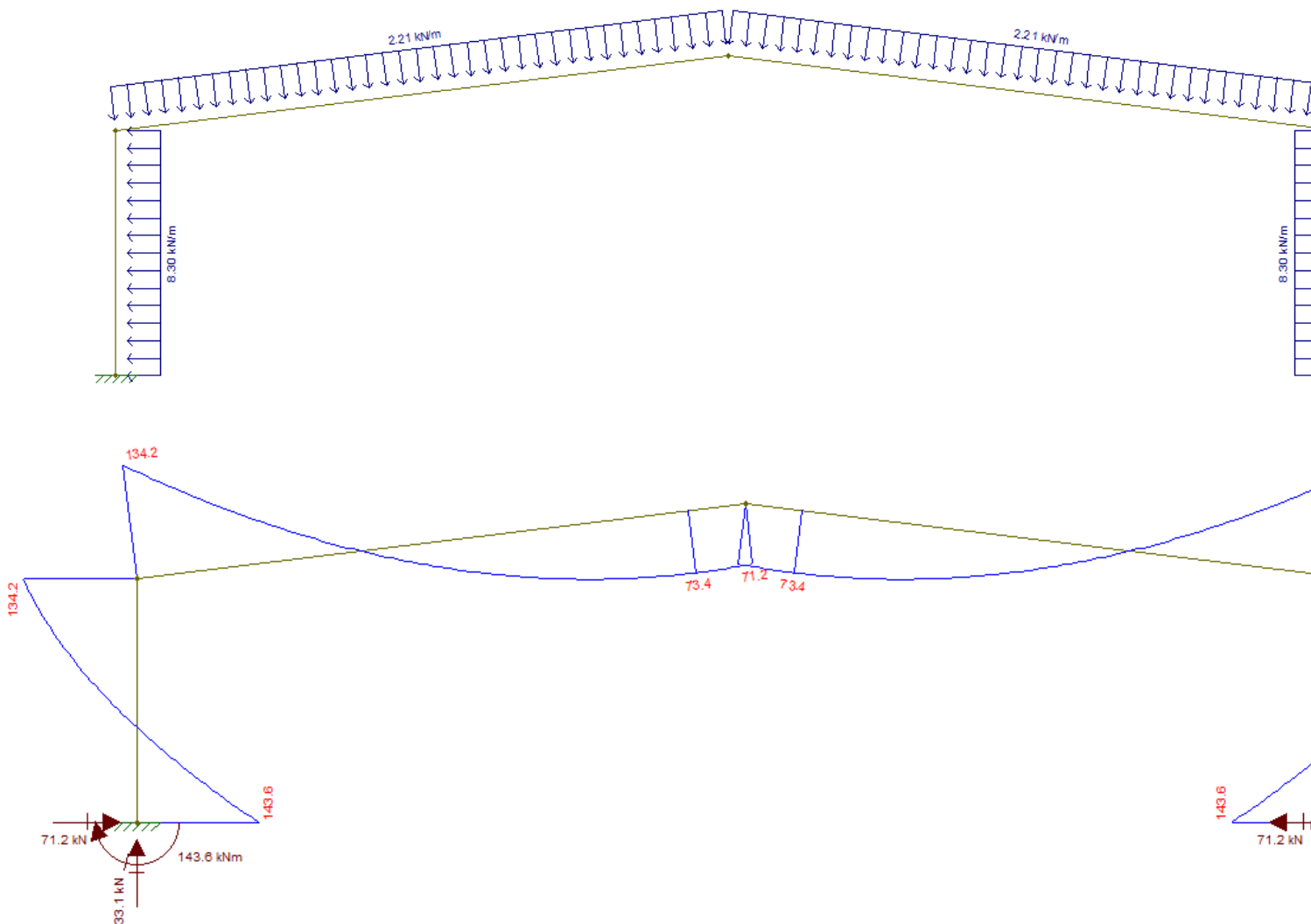
*Sobrecarga + Vento 90° (Cobertura)*

$$S_d = 1.0S_G + 1.5(S_w \times 0.6 + S_Q)$$

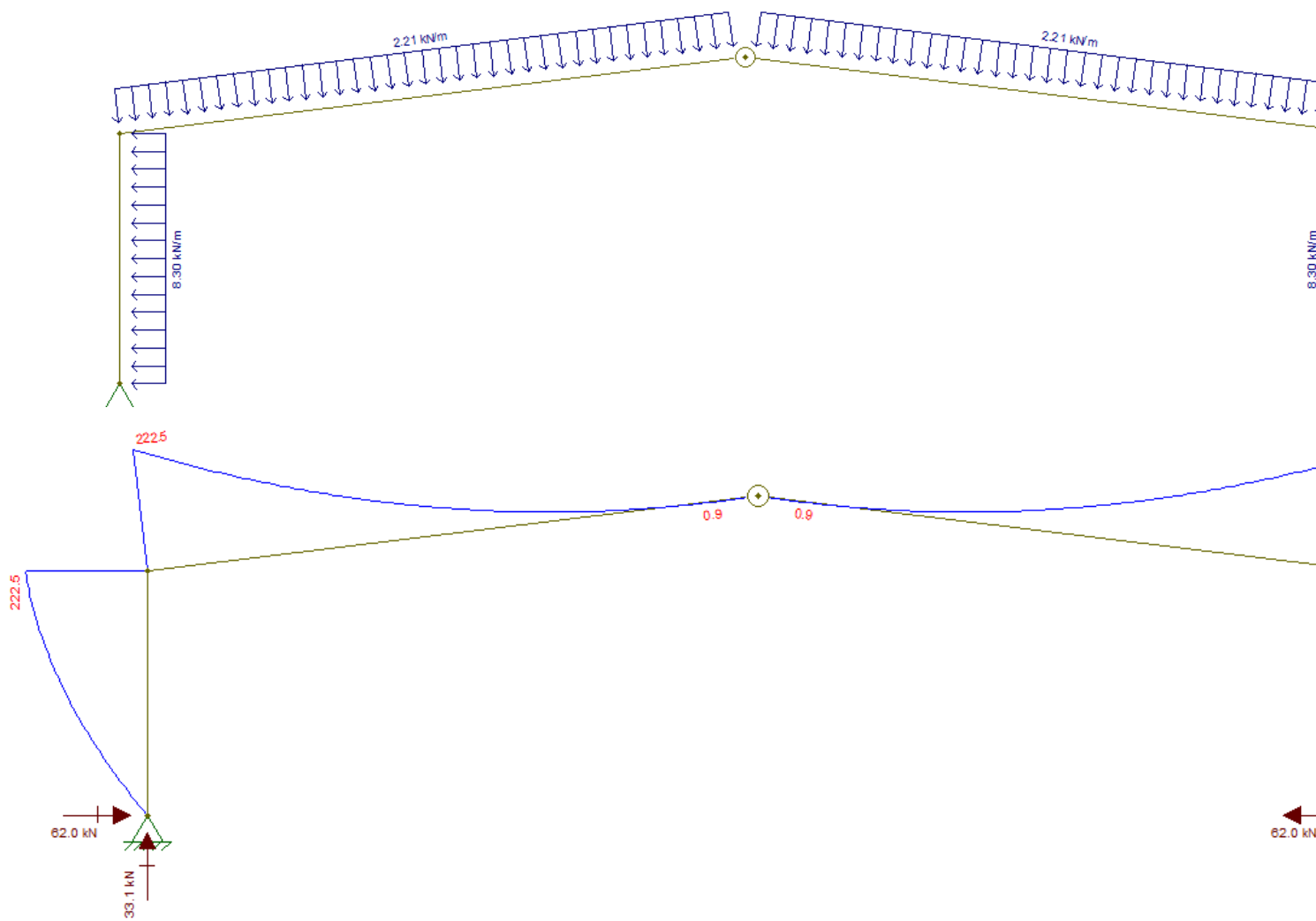
$$S_d = (1.0 \times 1.28 + 1.5(-1.431 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 2.21 \text{ kN/m}$$

$$S_d = (1.5 \times 1.28 + 1.5(-1.431 \times 0.6 + 0.3)) \times 5 = 2.21 \text{ kN/m}$$

Pórtico Metálico Encastrado. (Figura 58)



Pórtico geometria linear com rótulas. (Figura 59)



## **Conclusão do estudo das combinações:**

---

Após a análise dos gráficos dos momentos flectores concluímos que o caso mais desfavorável é a Sobrecarga + Vento 0° definido no caso3.

Para o caso do pórtico contínuo obriga-nos a usar um pilar HEA - 360 e uma viga IPE 500, em contra partida para o sistema de arco de três rótulas necessitamos de um pilar HEA – 450 e uma viga IPEA - 600.

Para o dimensionamento de reforços serão retirados valores dos diagramas de momentos do software Ftool, criando-se posteriormente no Excel dois gráficos de dispersão, obtendo-se assim duas curvas envolventes para cada caso.

Estes gráficos permitem-nos identificar os limites dos momentos flectores positivos e negativos suportados ao longo das vigas (valores retirados ao longo de 1m +/- 0.1m).

Após obtermos esses gráficos, poderemos concluir que viga e pilar serão usados, bem como qual o reforço a aplicar (Graf.1 /Graf.2).

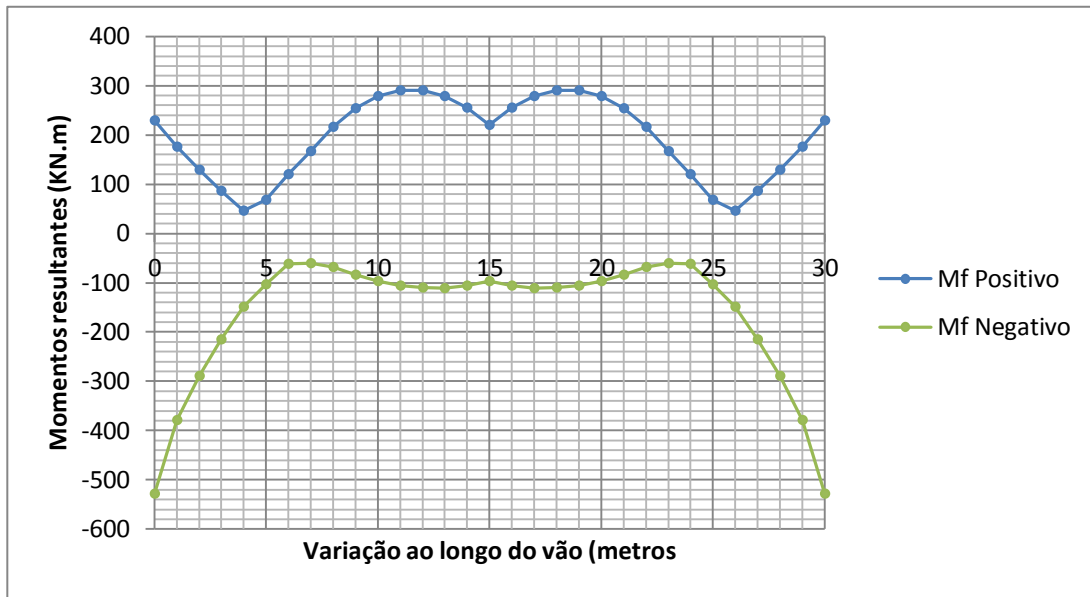


Gráfico 1 (caso de estudo para geometria contínua com encastramento nas bases)

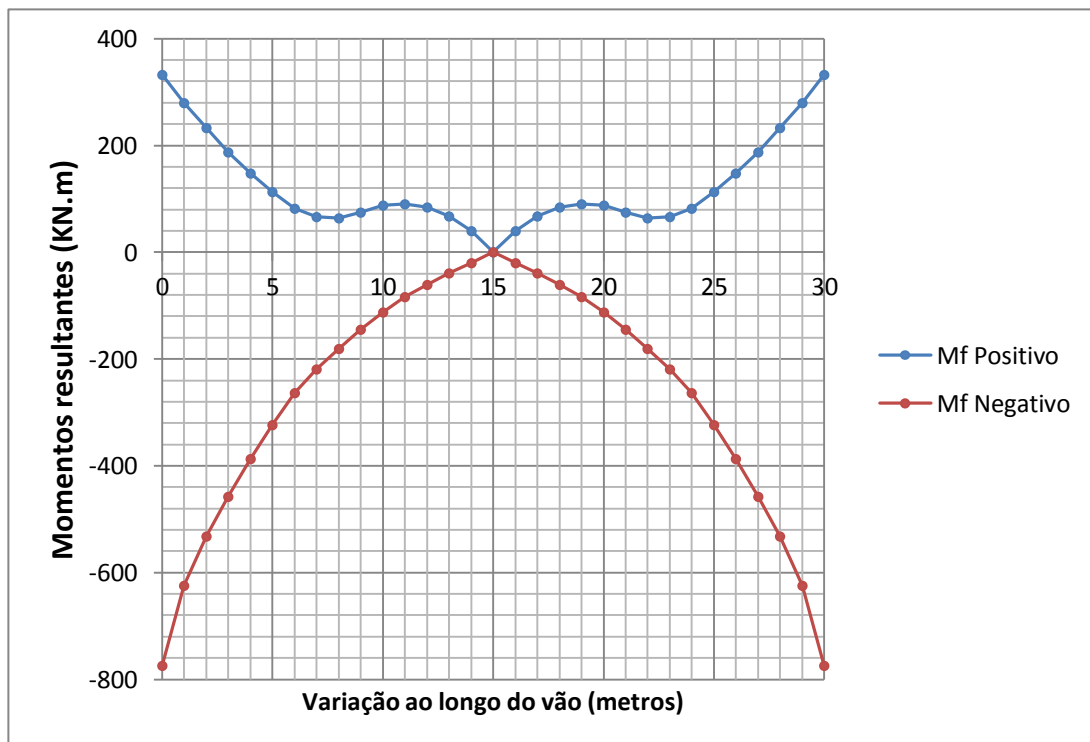


Gráfico 2 (caso de estudo para geometria linear arco de 3 rotulas)

## Cálculo dos Reforços

---

Os perfis serão reforçados nas zonas de maior solicitação onde os momentos flectores são mais elevados, numa perspectiva de otimizar o gasto de aço.

Para os dois casos de estudo será usado o Excel como apoio de cálculo dos reforços, tendo em conta as seguintes fórmulas:

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}, \text{ Cálculo do centro de gravidade;}$$

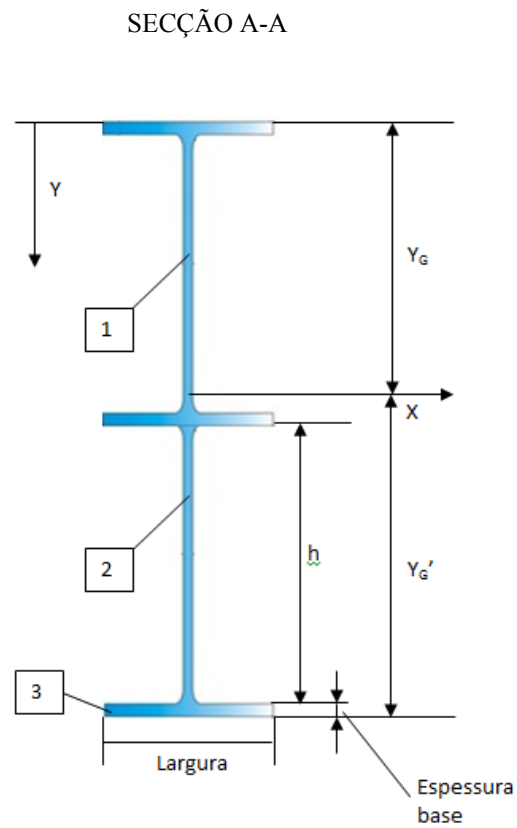
$$I_{xx} = I_x + A_i \times D_i^2, \text{ Teorema de Steiner para cálculo do momento de inercia;}$$

$V = \max(Y_G; Y_G')$ , Verificação do máximo valor da extremidade ao centro de gravidade;

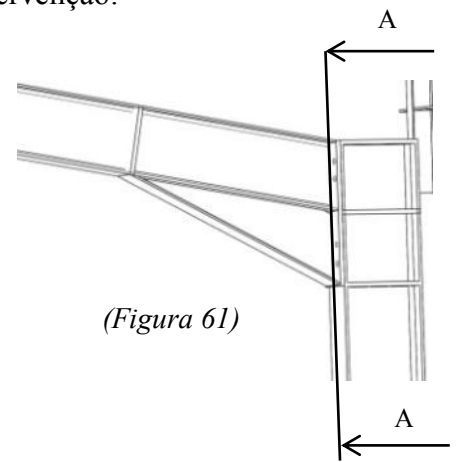
$$W = \frac{I_x}{V}, \text{ Cálculo módulo de flexão;}$$

$$\sigma = \frac{M}{W}, \text{ Cálculo do momento flector máximo admissível.}$$

A vista desta secção A-A indica-nos o local de calculo do momento flector máximo.  
A numeração indica-nos quais as áreas que serão sujeitas a intervenção.



(Figura 60)



(Figura 61)

Na figura ao lado que representa o portico de viga continua com encastramento na base são indicadas 4 secções. Nos calculos abaixo é demonstrado o metodo e a entrada de valores para o calculo da secção A-A, sendo este para as restantes secções levando em conta a variação da distancia do inicio ao fim do reforço.

Momento maximo			Cálculos das medidas dos Reforços		
Distancia do reforço	2370,00	mm			uni
Ângulo do reforço	7,00	º	A=	2370,00	mm
Altura do IPE	400,00	mm	C=	386,50	mm
Largura do IPE	180,00	mm	B=	47,46	mm
Espessura da alma	8,60	mm	D=	2338,27	mm
Espessura da base	13,50	mm	E=	2385,73	mm
Inercia em x	2,31E+08	mm <sup>4</sup>	F=	389,40	mm
Area IPE	8450,00	mm <sup>2</sup>			
Tensao admissivel	2,75E+08	N/m			

(Figura 62)

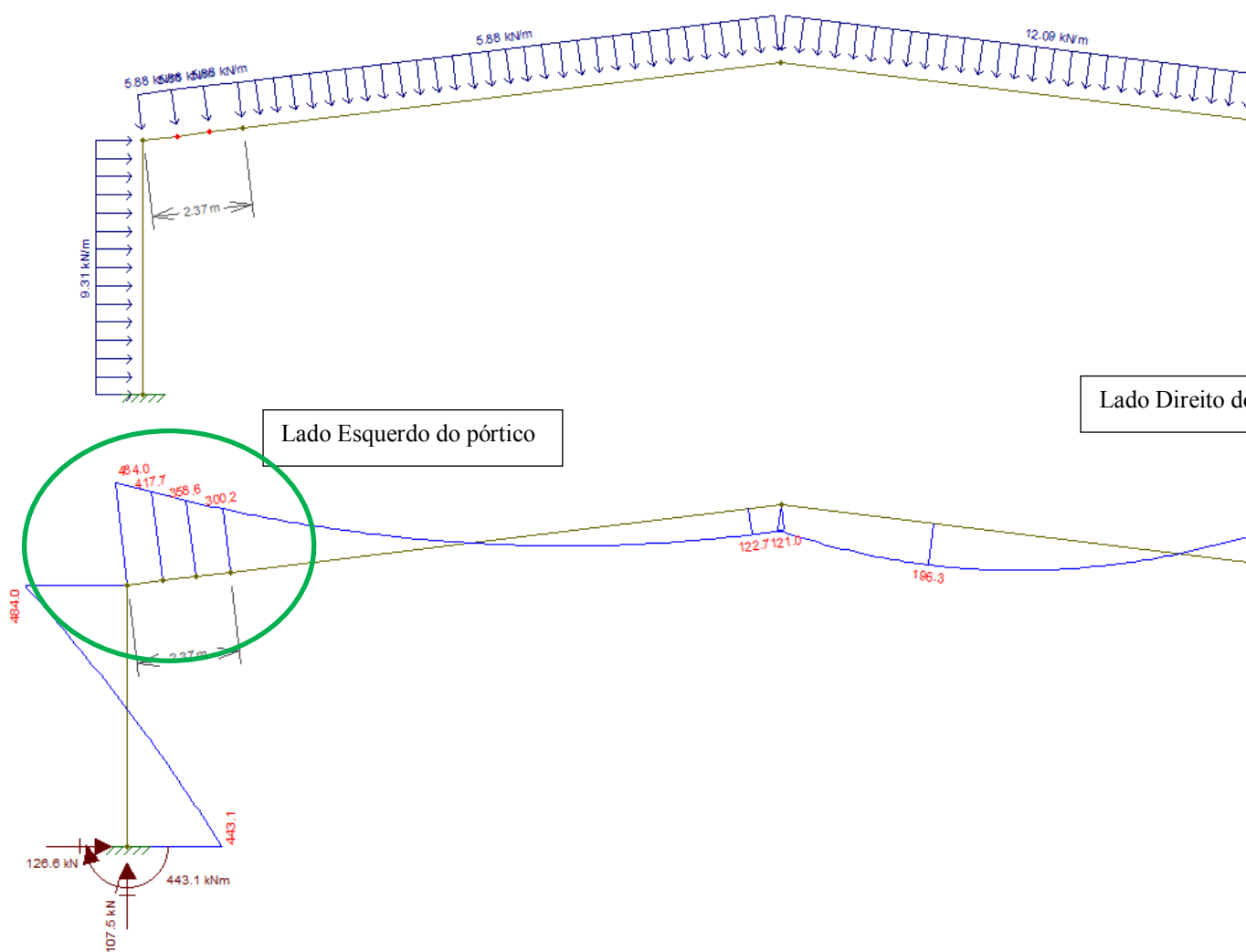
	Ai	uni	Yi	uni	AiYi	uni	li	uni	di	uni	li+Ai*di^2	uni
1	8,45E+03	mm <sup>2</sup>	2,00E+02	mm	1,69E+06	mm <sup>3</sup>	2,31E+08	mm	1,95E+02	mm	5,52E+08	mm <sup>4</sup>
2	3,35E+03	mm <sup>2</sup>	5,95E+02	mm	1,99E+06	mm <sup>3</sup>	4,23E+07	mm	2,00E+02	mm	1,76E+08	mm <sup>4</sup>
3	2,43E+03	mm <sup>2</sup>	7,96E+02	mm	1,93E+06	mm <sup>3</sup>	3,69E+04	mm	4,01E+02	mm	3,92E+08	mm <sup>4</sup>
Σ	1,42E+04	mm <sup>2</sup>			5,62E+06	mm <sup>3</sup>					1,12E+09	mm <sup>4</sup>

Yg=	394,71	mm
Yg1=	394,70	mm
W=	2,84E+06	mm <sup>3</sup>
M=	780021,78	N.m



Diagrama para geometria contínua com encastramento nas bases. (Figura 67)



Na figura ao lado que representa-se o arco de 3 rotulas em que se indica 4 secções de corte. Nos calculos abaixo é demonstrado o metodo e a entrada de valores para o calculo da secção A-A, sendo estes repetidos para as restantes secções levando em conta a variação da distancia do inicio ao fim do reforço.

Momento maximo			
Distancia do reforço	5200,00	mm	
Ângulo do reforço	48,50	º	
Altura do IPE	360,00	mm	
Largura do IPE	170,00	mm	
Espessura da alma	8,00	mm	
Espessura da base	12,70	mm	
Inercia em x	1,63E+08	mm <sup>4</sup>	
Area IPE	7270,00	mm <sup>2</sup>	
Tensao admissivel	2,75E+08	N/m	
Altura do IPE base	360,00	mm	

		Cálculos das medidas dos	
A=	5200,00	mm	
C=	347,30	mm	
B=	392,55	mm	
D=	5188,39	mm	
E=	5580,94	mm	
F=	524,13	mm	

	Ai	uni	Yi		AIYi		li		di		li+Ai*di^2	
1	7,27E+03	mm <sup>2</sup>	1,80E+02	mm	1,31E+06	mm <sup>3</sup>	1,63E+08	mm <sup>4</sup>	2,49E+02	mm	6,12E+08	mm <sup>4</sup>
2	4,19E+03	mm <sup>2</sup>	6,22E+02	mm	2,61E+06	mm <sup>3</sup>	9,60E+07	mm <sup>4</sup>	1,93E+02	mm	2,53E+08	mm <sup>4</sup>
3	2,16E+03	mm <sup>2</sup>	8,90E+02	mm	1,92E+06	mm <sup>3</sup>	2,90E+04	mm <sup>4</sup>	4,62E+02	mm	4,60E+08	mm <sup>4</sup>
Σ	1,36E+04	mm <sup>2</sup>			5,84E+06	mm <sup>3</sup>					1,33E+09	mm <sup>4</sup>

Yg=	428,68	mm
Yg1=	455,45	mm
W=	2910411,54	mm <sup>3</sup>
M=	800363,17	N.m

(Figura 68)

Na figura ao lado que representa-se no arco de 3 rotulas as secções de corte no pilar. Nos calculos abaixo é demonstrado o metodo e a entrada de valores para o calculo da secção A-A, sendo estes repetidos para as restantes secções levando em conta a variação da distancia do inicio ao fim do reforço.

Momento maximo			
Distancia do	5,20E+03	mm	
Ângulo do reforço	48,5	º	
Altura do HEA	270	mm	
Largura do HEA	280	mm	
Espessura da alma	8	mm	
Espessura da base	13	mm	
Inercia em x	1,37E+08	mm <sup>4</sup>	
Area HEA	9730	mm <sup>2</sup>	
Tensao admissivel	2,75E+08	N/m	
Altura do HEA	270	mm	

		Cálculos das medidas dos	
A=	5,20E+03	mm	
C=	2,57E+02	mm	
B=	2,90E+02	mm	
D=	5,19E+03	mm	
E=	5,48E+03	mm	
F=	3,88E+02	mm	

	Ai	Yi	AiYi	li	di	li+Ai*di^2
1	9,73E+03 mm <sup>2</sup>	1,35E+02 mm	1,31E+06 mm <sup>3</sup>	1,37E+08 mm <sup>4</sup>	1,79E+02 mm	4,48E+08 mm <sup>4</sup>
2	3,10E+03 mm <sup>2</sup>	4,64E+02 mm	1,44E+06 mm <sup>3</sup>	3,89E+07 mm <sup>4</sup>	1,50E+02 mm	1,09E+08 mm <sup>4</sup>
3	3,64E+03 mm <sup>2</sup>	6,64E+02 mm	2,42E+06 mm <sup>3</sup>	5,13E+04 mm <sup>4</sup>	3,50E+02 mm	4,47E+08 mm <sup>4</sup>
Σ	1,65E+04 mm <sup>2</sup>		5,17E+06 mm <sup>3</sup>			1,00E+09 mm <sup>4</sup>

Yg=	313,93	mm
Yg1=	343,93	mm
W=	2919192,06	mm <sup>3</sup>
M=	802777,82	N.m

(Figura 71)

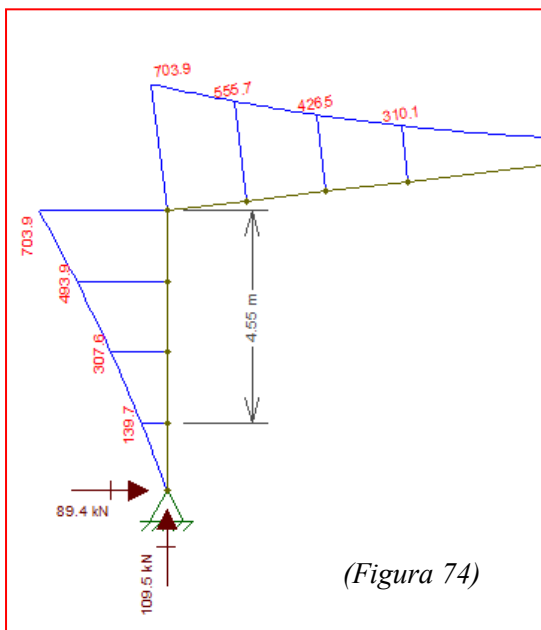
Após a demonstração do cálculo para Secção A-A serão colocado os valores das restantes secções, B-B, C-C e D-D num quadro de Excel.

Comparação e verificação dos valores de cálculo do Excel com os momentos flectores do Ftool.

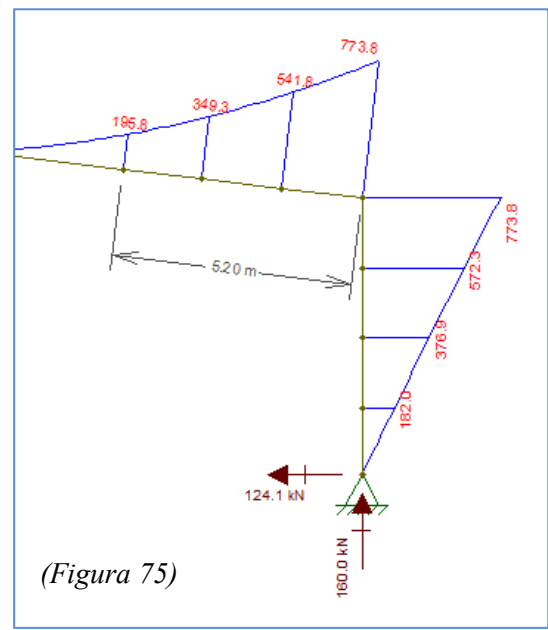
Cálculo Excel

Secções		Valores	Uni	Secções		Valores	Uni
Secção A-A	M=	800363,17	N.m	Secção A-A	M=	802777,82	N.m
Secção B-B	M=	619635,99	N.m	Secção B-B	M=	764422,34	N.m
Secção C-C	M=	475551,59	N.m	Secção C-C	M=	607044,93	N.m
Secção D-D	M=	356941,96	N.m	Secção D-D	M=	426400,23	N.m

Lado esquerdo do pórtico

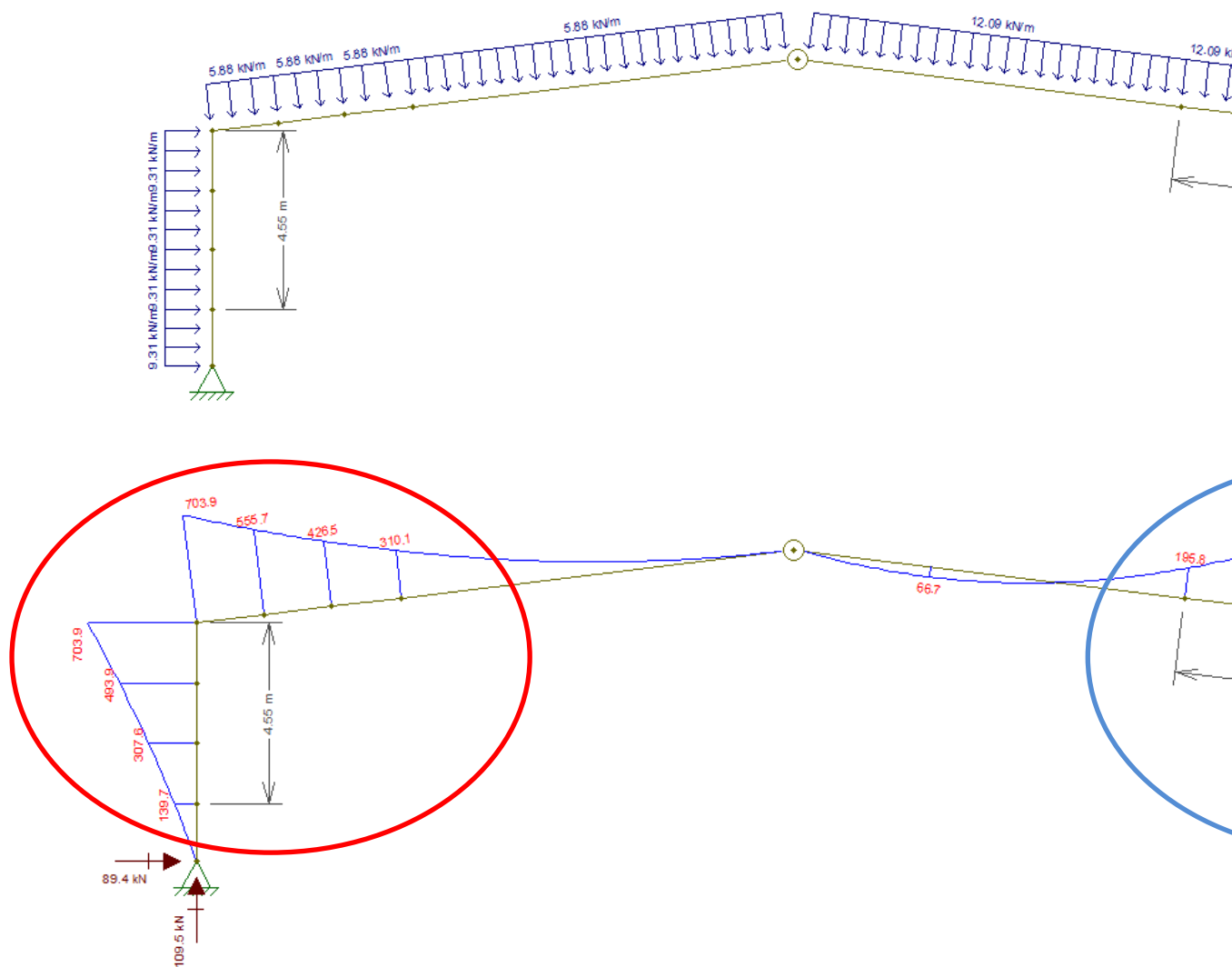


Lado Direito do pórtico



Podemos verificar que os reforços aplicados suportam as cargas máximas indicadas pelo Ftool.

Diagrama para geometria contínua do arco 3 rótulas. (Figura 76)



Após análise dos 2 gráficos acima e após conclusão dos cálculos dos reforços para os dois casos, obtemos a área necessária para o IPE base, reforçando-o nas zonas em que se ultrapassem o limite deste.

As secções feitas mostram onde o cálculo de Excel foi realizado para se verificar que não há nenhum ponto onde o momento flector aplicado seja superior ao máximo admissível pelo perfil de aço.

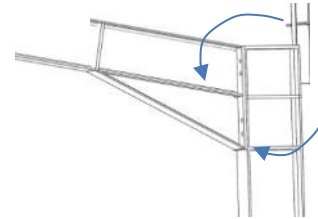
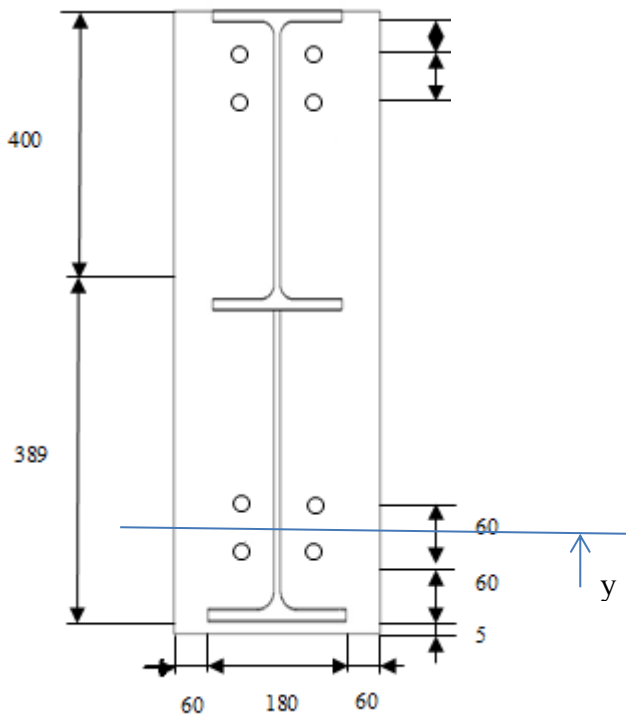
Para o primeiro gráfico a zona de abrangência do IPE400 situa-se nos +/-317.9KN.m, obrigando a usar um reforço com 2.37m de comprimento, sendo este cortado na diagonal apenas na alma do próprio IPE400 e o pilar a ser usado para a geometria continua com encastramento nas bases será HEA400, (foi escolhido este tipo de perfil e não o perfil I devido ao vão ter 30 metros e se situar numa zona costeira onde o vento e bastante incidente na estrutura do telhado).

Para o gráfico 2 tem-se o mesmo procedimento em que foram feitos os cálculos com os reforços aplicados usando o Ftool e o Excel para a verificação dos momentos flectores máximos, originando um reforço da viga com um comprimento de 5.2m e para o pilar de 4.55m.

A intenção de fazer este tipo de conjugação é otimizar os perfis a usar, tendo em conta o factor comercial para algumas decisões. Em ambos os casos foi usado os reforços provenientes dos mesmos perfis para que o factor preço também seja pensado no projecto em causa.

Estes valores das vigas e pilar base com os reforços incorporados são demonstrados através da verificação nas folhas de Excel.

## Ligações Viga – Pilar para caso de encastramento nas bases



$$M_{sd} = 614.8 \text{ KN.m}$$

Dimensões da ligação viga – pilar [mm]. (Figura 77)

Calculo a tracção

$$M30 \text{ 8.8 } A_p = 561 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{ced} \approx 640 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{rd} = 0.8 \times f_{yd} = 0.8 \times 640 = 512 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

Momento aplicado  $M_{sd} = 614.8 \text{ KN.m}$

Encontrar eixo neutro ( $y$ )

$$\frac{by^2}{2} = 2A_p \times (715.5 - y) + 2A_p \times (655.5 - y)$$

$$\frac{300y^2}{2} = 2A_p \times (715.5 - y) + 2A_p \times (655.5 - y) \Leftrightarrow y = 94\text{mm}$$

$$I = \frac{bh^3}{3} (2A_p + 2A_p) \times d^2$$

$$I = \frac{300 \times 94^3}{3} + 2 \times 561 \times (715.5 - 94)^2 + 2 \times 561 \times (655.5 - 94)^2$$

$$= 870 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{614.8 \times 10^3 \times (0.7155 - 0.094)}{870 \times 10^{-6}} = 439\text{MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

439MPa ≤ 512MPa Verifica

*Calculo ao corte*

M30 8.8  $A_p = 561\text{mm}^2$

$$\sigma_{ced} \approx 640\text{MPa}$$

$$\tau_{rd} = 0.7 \times f_{yd} = 0.7 \times 640 = 448\text{MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{F}{A} = \frac{12.09 \times 15.11}{8 \times A_{M24}} = \frac{182.68 \times 10^3}{8 \times 870 \times 10^{-6}} = 26.24\text{MPa}$$

26.24MPa ≤ 448MPa Verifica

*Dimensionamento da chapa testa*

A chapa é uma placa quadrada em aço S235, com oito furos.

*Diâmetro dos furos*

Os oito furos na chapa têm um diâmetro de 33 mm para o uso de M30, conforme o artigo 23.º do REAPE

*Espessura da placa da ligação viga - pilar*

Como a espessura do banzo do pilar é 19mm, sendo a chapa um elemento de ligação, como tal não deve ser considerada como o elemento menos resistente,

optou-se por uma chapa de espessura de 23mm, que é cerca de 20% a mais que a espessura banzo.

### Chapa esmagamento

$$\sigma_{ced} \approx 235MPa$$

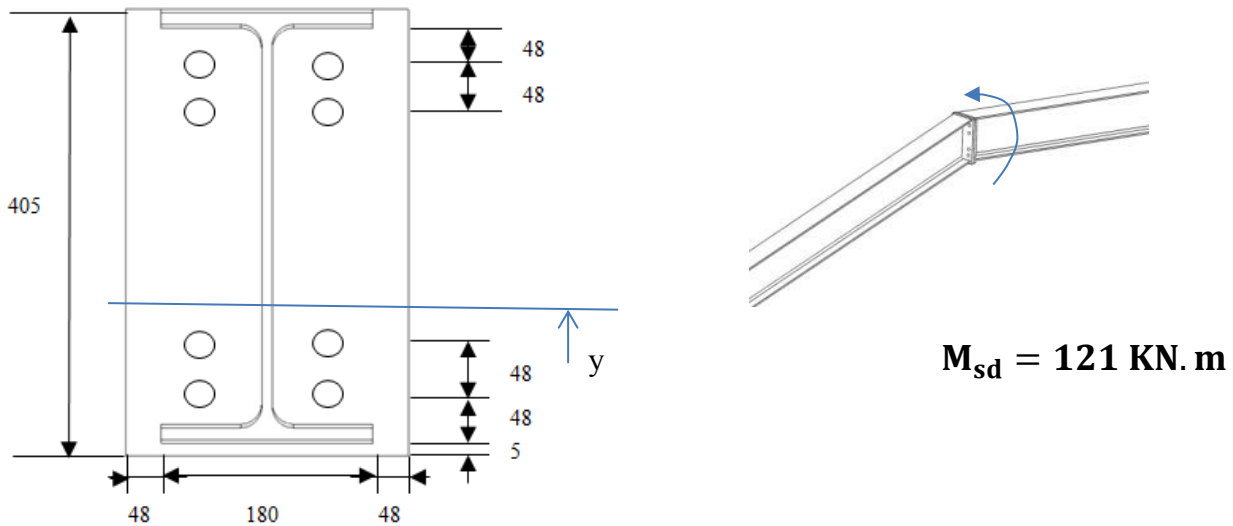
$$\sigma_{rd} = 2.25 \times f_{yd} = 2.25 \times 235 = 528.75MPa$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

$$\sigma = \frac{F}{8 \times e \times d_p} = \frac{182.68 \times 10^3}{8 \times 23 \times 24 \times 10^{-6}} = 41.37MPa$$

$$41.37MPa \leq 528.75MPa \text{ Verifica}$$

## Ligações Viga – Viga para caso de encastramento nas bases



Dimensões da ligação viga – viga [mm]. (Figura 78)

Calculo a tracção

$$M20 \ 8.8 \ A_p = 245 \text{mm}^2$$

$$\sigma_{ced} \approx 640 \text{MPa}$$

$$\sigma_{rd} = 0.8 \times f_{yd} = 0.8 \times 640 = 512 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

Momento aplicado  $M_{sd} = 121 \text{KN.m}$

Encontrar eixo neutro ( $y$ )

$$\frac{by^2}{2} = 2A_p \times (343.5 - y) + 2A_p \times (295.5 - y)$$

$$\frac{276y^2}{2} = 2 \times 245 \times (343.5 - y) + 2 \times 245 \times (295.5 - y) \Leftrightarrow y = 44.2 \text{mm}$$

$$I = \frac{bh^3}{3} (2A_p + 2A_p) \times d^2$$

$$I = \frac{276 \times 44.2^3}{3} + 2 \times 245 \times (343.5 - 44.2)^2 + 2 \times 245 \times (295.5 - 44.2)^2$$

$$= 82.7 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_{sd} \times y}{I} = \frac{121 \times 10^3 \times (0.3485 - 0.0442)}{82.7 \times 10^{-6}} = 444.8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

444.8MPa ≤ 512MPa Verifica

*Calculo ao corte*

M20 8.8 A<sub>p</sub> = 245mm<sup>2</sup>

$$\sigma_{ced} \approx 640 \text{MPa}$$

$$\tau_{rd} = 0.7 \times f_{yd} = 0.7 \times 640 = 448 \text{MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{F}{A} = \frac{135.76 \times 10^3}{8 \times A_{M20}} = \frac{135.76 \times 10^3}{8 \times 245 \times 10^{-6}} = 69.27 \text{MPa}$$

69.27MPa ≤ 448MPa Verifica

*Dimensionamento da chapa testa*

A chapa é uma placa quadrada em aço S235, com oito furos.

*Diâmetro dos furos*

Com a utilização de parafusos M20, os oito furos na chapa têm um diâmetro de 22 mm, conforme o artigo 23.º do REAPE

*Espessura da placa da ligação viga - viga*

Como a espessura do banzo da viga é 13.5mm, sendo a chapa um elemento de ligação, como tal não deve ser considerada como o elemento menos resistente, optou-se por uma chapa de espessura de 16mm, que é cerca de 20% a mais que a espessura banzo.

*Chapa esmagamento*

$$\sigma_{ced} \approx 235 \text{MPa}$$

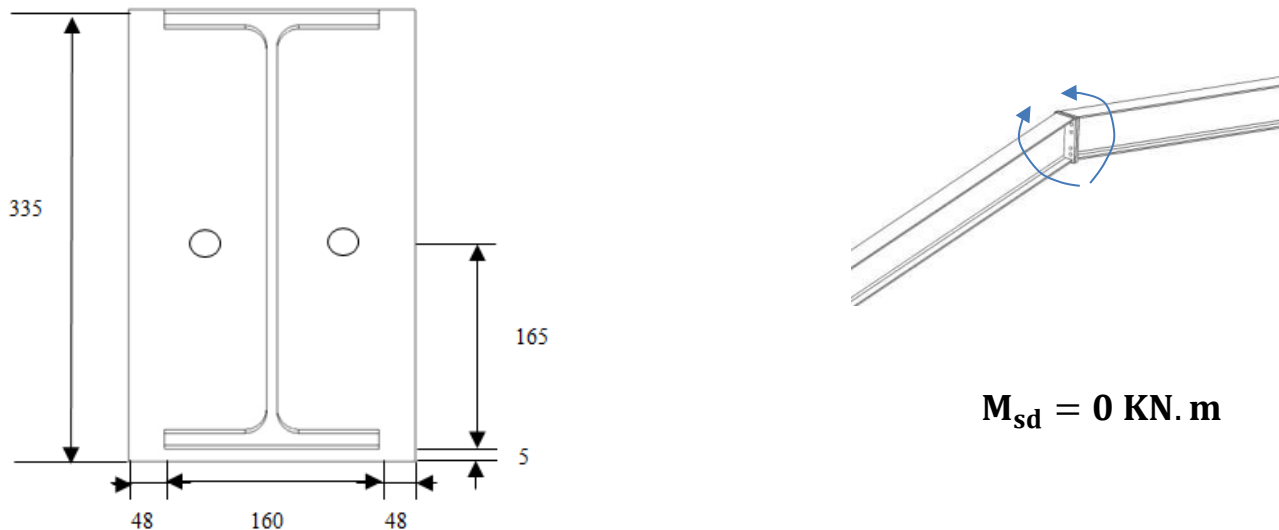
$$\sigma_{rd} = 2.25 \times f_{yd} = 2.25 \times 235 = 528.75 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

$$\sigma = \frac{F}{8 \times e \times d_p} = \frac{135.76 \times 10^3}{8 \times 16 \times 20 \times 10^{-6}} = 53 \text{MPa}$$

$53 \text{MPa} \leq 528.75 \text{MPa}$  Verifica

## Ligações Viga – Viga para caso de arco 3 rótulas



Dimensões da ligação viga – viga [mm]. (Figura 79)

Calculo ao corte

M16 8.8  $A_p = 157\text{mm}^2$

$$\sigma_{ced} \approx 640\text{MPa}$$

$$\tau_{rd} = 0.7 \times f_{yd} = 0.7 \times 640 = 448\text{MPa}$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{F}{A} = \frac{135.76 \times 10^3}{2 \times A_{M16}} = \frac{135.76 \times 10^3}{2 \times 157 \times 10^{-6}} = 432\text{MPa}$$

$432\text{MPa} \leq 448\text{MPa}$  Verifica

Nota: Irá ser usado um M24 para esta ligação devido a só ser usado 2 parafusos, pensando na questão de segurança de uma eventualidade de um parafuso partir o outro não iria aguentar. Procedeu-se a uma verificação de cálculos com um só parafuso.

Calculo ao corte

M24 8.8  $A_p = 353\text{mm}^2$

$$\sigma_{ced} \approx 640MPa$$

$$\tau_{rd} = 0.7 \times f_{yd} = 0.7 \times 640 = 448MPa$$

$$\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$$

$$\tau_{rd} = \frac{F}{A} = \frac{135.76 \times 10^3}{1 \times A_{M30}} = \frac{135.76 \times 10^3}{1 \times 353 \times 10^{-6}} = 384.6MPa$$

384.6MPa ≤ 448MPa Verifica

#### *Dimensionamento da chapa testa*

A chapa é uma placa quadrada em aço S235, com dois furos.

#### *Diâmetro dos furos*

Com a utilização de um M24, os dois furos na chapa têm um diâmetro de 27 mm, conforme o artigo 23.º do REAPE

#### *Espessura da placa da ligação viga - viga*

Como a espessura do banzo da viga é 12mm, sendo a chapa um elemento de ligação, como tal não deve ser considerada como o elemento menos resistente, optou-se por uma chapa de espessura de 14mm, que é cerca de 20% a mais que a espessura banzo.

#### *Chapa esmagamento*

$$\sigma_{ced} \approx 235MPa$$

$$\sigma_{rd} = 2.25 \times f_{yd} = 2.25 \times 235 = 528.75MPa$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

$$\sigma = \frac{F}{2 \times e \times d_p} = \frac{135.76 \times 10^3}{2 \times 14 \times 16 \times 10^{-6}} = 161.7MPa$$

161.7MPa ≤ 528.75MPa Verifica

## Cálculo dos chumbadouros, placa base e volume de betão

### Caso de encastramento nas bases

Serão usados os seguintes materiais com as seguintes especificações:

- Betão C30 ( $f_{ck}=30$  MPA)
- Aço da placa base S275 ( $f_y=27.5$  KN/cm<sup>2</sup>;  $f_u=43$ KN/cm<sup>2</sup>)
- Aço S275 ( $f_y=27.5$  KN/ cm<sup>2</sup>;  $f_u=43$ KN/cm<sup>2</sup>)
- Altura do perfil HEA400 (390 mm)
- Largura do perfil HEA400 (300 mm)
- Largura da chapa necessária 500 mm
- Comprimento da chapa necessária 710 mm
- Número de chumbadouros 12 (diâmetro de 39 mm)
- Momento flector retirado do diagrama do Ftool ( $M_{sd}=443.1$ KN.m)
- Força X ( $F_x=126.6$  KN)
- Força Y ( $F_y=-107.5$  KN)

Verificação da pressão de contacto no betão do bloco

$$F_c = 0.35f_{ck} = 0.35 \times 3.0 = 1.05\text{KN/cm}^2$$

$$f_{c \max} = \frac{N_k}{B \times L} + \frac{6M_k}{B \times L^2} = \frac{-107.5}{50 \times 71} + \frac{6 \times 44310}{50 \times 71^2} = 1.024\text{KN/cm}^2$$

$$f_{c \max} \leq F_c \quad \text{Verifica}$$

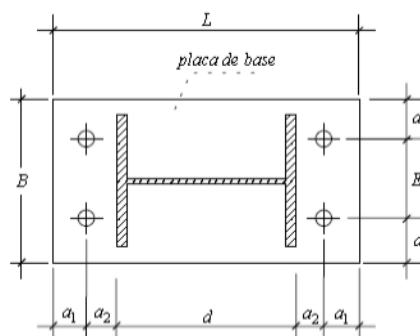
Determinação da espessura da chapa base:

$$a_2 = 1,6 \phi$$

$$a_1 = \begin{cases} 1,8 \phi & \text{para } \phi \leq 25 \text{ mm} \\ 1,6 \phi & \text{para } \phi > 25 \text{ mm} \end{cases}$$

( $\phi$  é o diâmetro do chumbador)

$$E \geq 2 a_2$$



(Figura 80)

Perante a imagem anterior podemos saber quais as distâncias mínimas admissíveis entre os vários furos os furos segundo o Eurocódigo.

Após cálculo de verificação de espessura mínima da chapa e o diâmetro mínimo para os chumbadouros, é possível minimizar a espessura da chapa através de reforços.

$$a_1 = a_2 = \frac{710 - 390}{4} = 80 \text{ mm}$$

$$m = a_1 + a_2 = 160 \text{ mm}$$

$$t \geq 2m \sqrt{\frac{f_c \text{ max}}{f_y}} \geq 2 \times 160 \sqrt{\frac{1.024}{27.5}} \geq 61.76 \text{ mm}$$

Cálculo dos chumbadouros:

$$f_{c \text{ min}} = \frac{N_k}{B \times L} - \frac{6M_k}{B \times L^2} = \frac{-107.5}{50 \times 71} - \frac{6 \times 44310}{50 \times 71^2} = -1.085 \text{ KN/cm}^2$$

Como  $f_{c \text{ min}}$  é negativo, ocorre tracção nos chumbadouros.

$$c = \frac{f_c \text{ max} \times L}{f_c \text{ max} + |f_{c \text{ min}}|} = \frac{1.024 \times 710}{1.024 + |1.085|} = 344.8 \text{ mm}$$

$$a = \frac{L}{2} - \frac{c}{3} = \frac{710}{2} - \frac{344.8}{3} = 240 \text{ mm}$$

$$y = L - a_1 - \frac{c}{3} = 710 - 80 - \frac{344.8}{3} = 515$$

$$T = \frac{M_k - N_k \times a}{y} = \frac{443100 - (-107.5) \times 240}{515} = 910.5 \text{ KN}$$

T é a força de tracção que actua nos 6 chumbadouros do lado traccionado da base.

Assim temos:

$$T_1 = \frac{T}{6} = \frac{910.5}{6} = 151.75 \text{ KN}$$

$$H = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{126.6^2 + (-107.5)^2} = 166.084 \text{ KN}$$

$$H_1 = \frac{166.084}{12} = 13.84 \text{ KN}$$

Admitindo que o diâmetro é 39 mm

$$A = \frac{\pi \times 3.9^2}{4} = 11.95 \text{ cm}^2$$

$$f_{T1} = \frac{T_1}{A} = \frac{151.75}{11.95} = 12.7 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{H1} = \frac{H_1}{A} = \frac{13.84}{11.95} = 1.16 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_1 = \sqrt{f_{T1}^2 + f_{H1}^2} = \sqrt{12.7^2 + 1.16^2} = 12.75 \text{ KN/cm}^2$$

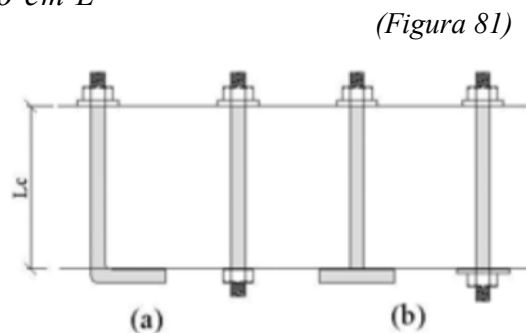
$$f_1 \leq 0.33 f_u = 0.33 \times 43 = 14.19 \text{ KN/cm}^2, \text{ Verifica}$$

*Cálculo do comprimento do chumbadouro em L*

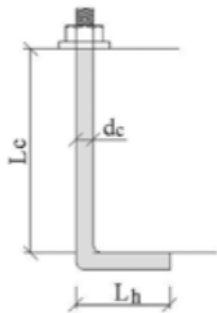
Para este caso como já foi majorado nas forças aplicadas às vigas, calcula-se sem factor de segurança.

$$L_h = \frac{T_u}{1.4 \times f_{ck} \times d_c} = \frac{0.56 \times f_u \times A_{chu}}{1.4 \times f_{ck} \times d_c} = \frac{287756}{16380} = 17.57 \text{ cm}$$

$$L_c = 12 \times 3.9 = 46.8 \text{ cm}$$



Comprimento total do chumbadouro será de  $46.8+17.57=64.37$  cm



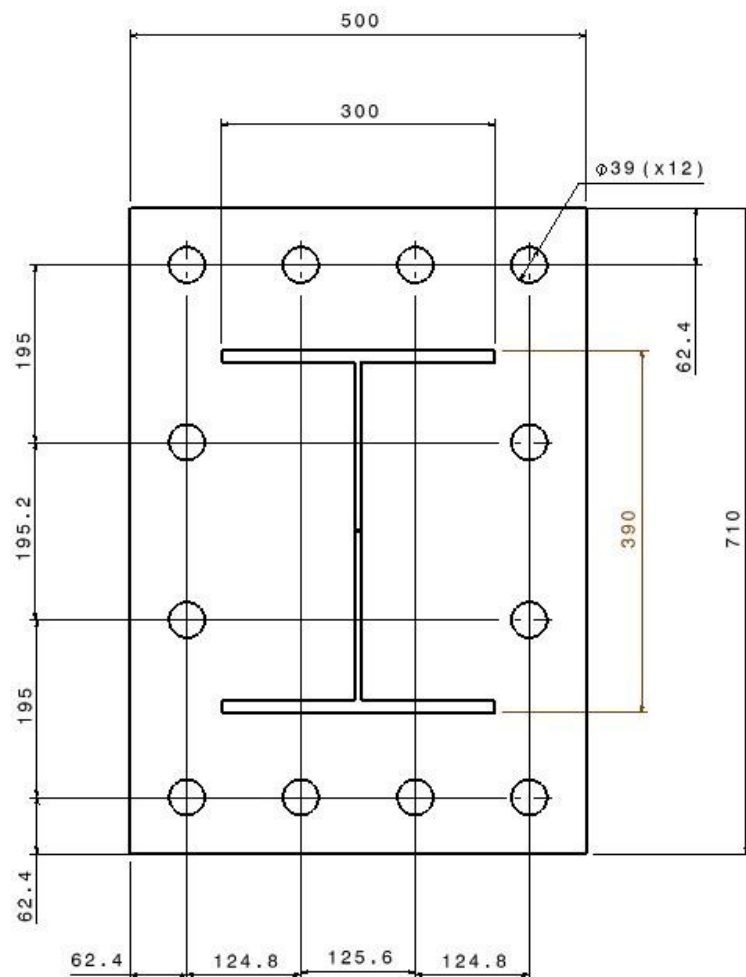
Sendo,  $d_c$  o diâmetro da barra e  $L_h$  o comprimento da parte reta horizontal.

(Figura 82)

Tipos de aço	Comprimento $L_c$	Distância entre chumb. X
S275	$12d_c$	$5d_c \geq 100\text{mm}$

(Figura 83)

A imagem seguinte da chapa com os furos, cotas e desenho do perfil H respeitam as normas anteriormente descritas sobre os espaços mínimos entre furos.



(Figura 84)

Calculo dos reforços para placa base:

Como todos os espaços entre chapas assinalados com 1 tem as áreas iguais calcula-se apenas uma área

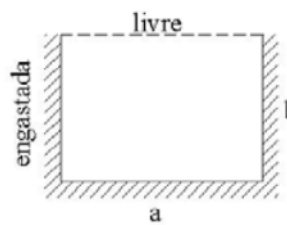
Sector 1

$$a = 150\text{mm}$$

$$b = 160\text{mm}$$

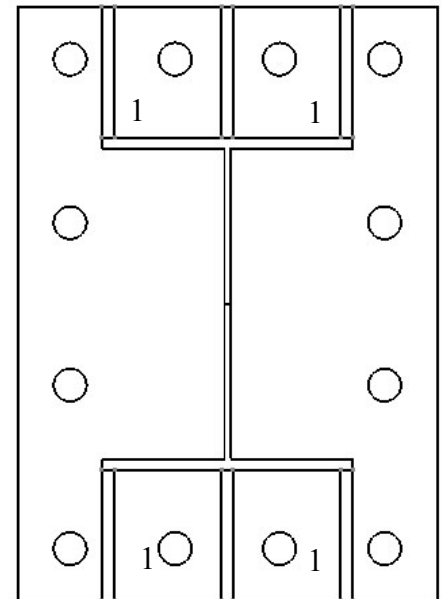
$$\frac{a}{b} = \frac{150}{160} = 0.9375$$

$$\beta = 0.2825$$



$\frac{a}{b}$	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2	3
$\beta$	0,02	0,08	0,17	0,32	0,73	1,2	2,1

(Figura 85)



(Figura 86)

Cálculo da nova espessura:

$$t = b \sqrt{\frac{\beta \times f_{cmax}}{0.66f_y}} = 160 \sqrt{\frac{0.2825 \times 1.024}{0.66 \times 27.5}} = 20.2 \text{ mm}$$

Perante o cálculo da nova espessura da chapa base teremos então 22x500x710 na vez dos 65x500x710

Verificação da chapa de reforço a tracção:

$$M_{ch} = \frac{f_{cmax} \times a \times b}{2} = \frac{1.024 \times 150 \times 160^2}{2} = 1966080 \text{ N. mm}$$

Admitindo chapa de reforço 15x150x250

$$W_{ch} = \frac{15 \times 250^2}{6} = 156250\text{mm}^3$$

$$f_b = \frac{M_{ch}}{W_{ch}} = \frac{1966080}{156250} = 12.58$$

$f_b < 0.6f_y \Leftrightarrow 12.58 < 16.5$ ; verifica

*Verificação da relação entre a espessura e a largura da chapa:*

$$\frac{b}{t} = \frac{150}{15} = 10 < \frac{79}{\sqrt{f_y}} \Leftrightarrow 10 < 15$$

Verifica

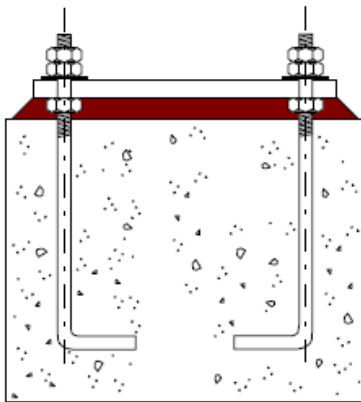
Verificação ao corte:

R é a distância do centro do sector ao bordo da chapa

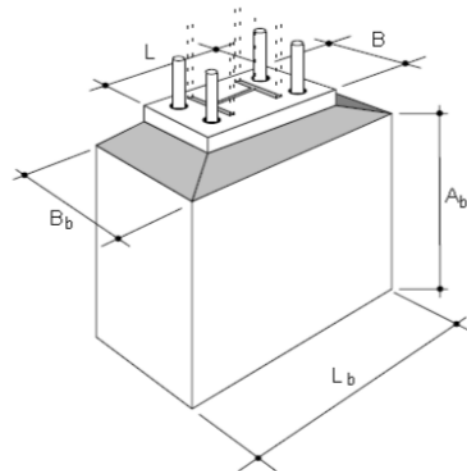
$$f_v = \frac{f_{cmax} \times R \times b}{t \times h} = \frac{1.024 \times 18.75 \times 16}{1.5 \times 25} = 8.19 < 0.4f_y \Leftrightarrow 8.19 < 11$$

Verifica

Cálculo do volume do betão.



(Figura 87)



(Figura 88)

$$L_b \geq \begin{cases} L \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ L + 2(b - a) \\ L + 2 \text{ grout} \end{cases} \geq \begin{cases} 710 \times \sqrt{\frac{(710 + 455) \times (500 + 455)}{710 \times 500}} \\ 710 + 2(150 - 62.4) \\ 710 + 2 \times 75 \end{cases} \geq \begin{cases} 1257 \text{ mm} \\ 885.2 \text{ mm} \\ 860 \text{ mm} \end{cases}$$

$$B_b \geq \begin{cases} B \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ B + 2(b - a) \\ B + 2 \text{ grout} \end{cases} \geq \begin{cases} 500 \times \sqrt{\frac{(710 + 455) \times (500 + 455)}{710 \times 500}} \\ 500 + 2(150 - 62.4) \\ 500 + 2 \times 75 \end{cases} \geq \begin{cases} 885 \text{ mm} \\ 675.2 \text{ mm} \\ 650 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_b \geq \begin{cases} d + 100 \text{ mm} \\ L_b \end{cases} \geq \begin{cases} 644 + 100 \\ 1257 \end{cases} \geq \begin{cases} 744 \text{ mm} \\ 1257 \text{ mm} \end{cases}$$

Medidas necessárias para calcular o volume de betão são:

- $L_b = 1257 \text{ mm}$
- $B_b = 885 \text{ mm}$
- $A_b = 1257 \text{ mm}$

*Caso para arco de 3 rótulas*

Irá ser usado os seguintes materiais e suas especificações:

- Betão C30 ( $f_{ck}=30$  MPA)
- Aço da placa base S275 ( $f_y=27.5$  KN/cm<sup>2</sup>;  $f_u=43$ KN/cm<sup>2</sup>)
- Aço S275 ( $f_y=27.5$  KN/ cm<sup>2</sup>;  $f_u=43$ KN/cm<sup>2</sup>)
- Altura do perfil HEA240 (230 mm)
- Largura do perfil HEA240 (240 mm)
- Largura da chapa necessária 256 mm
- Comprimento da chapa necessária 250 mm
- Número de chumbadouros 4 (diâmetro de 20 mm)
- Força X ( $F_x=124.1$  KN)
- Força Y ( $F_y=-160$  KN)

*Cálculo da chapa base*

Para a condição  $1.42bf < d$  usa-se a seguinte fórmula de cálculo para valores já majorados.

$$t = \sqrt{\frac{N_{ut} \times g \times d}{0.9 \times f_y (d^2 + 2 \times bf^2)}} = \sqrt{\frac{160000 \times 12.5 \times 23}{0.9 \times 43000 \times (23^2 + 2 \times 24^2)}} = 8.4mm$$

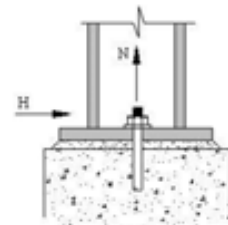
A espessura determinada situa-se nos 8.4mm, mas irá ser usada a espessura de 10mm

Chapa a ser usada 10x300x320

Cálculo será feito a tracção e corte perante as direcções das forças de reacção.

*Método para calculo do diâmetro do chumbadouro com carga majorada Tracção.*

$$A_{ch} = \frac{H_u}{0.3 \times f_u \times n_c} = \pi \frac{d_c^2}{4} \Leftrightarrow \frac{H_u}{0.3 \times 43 \times n_c} = \pi \frac{d_c^2}{4}$$



(Figura 89)

$$d_c = 0.314 \sqrt{\frac{H_u}{n_c}} = 0.314 \times \sqrt{\frac{124.1}{4}} = 1.75 \text{ cm}$$

Usar M20

$$A_{ch} = \frac{T_u}{0.56 \times f_u \times n_c} = \pi \frac{d_c^2}{4} \Leftrightarrow \frac{T_u}{0.56 \times 43 \times n_c} = \pi \frac{d_c^2}{4}$$

$$d_c = 0.23 \sqrt{\frac{T_u}{n_c}} = 0.23 \times \sqrt{\frac{160}{4}} = 1.45 \text{ cm}$$

O diâmetro mínimo necessário a usar seria M16, mas como o cálculo combinatório só verifica a condição com diâmetro de M20 então passa de imediato a ser o M20 usado na vez do M16.

*Cálculo combinatório ao corte e a tracção, para M20.*

$$A_{ch} = \pi \frac{d_c^2}{4} = \pi \times \frac{2^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$f_t = \frac{T_u}{A_{ch}} = \frac{160}{3.14 \times 4} = 12.74 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{H_u}{A_{ch}} = \frac{124.1}{3.14 \times 4} = 9.88 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_t + 3 \times f_v} = \sqrt{12.74^2 + 3 \times 9.88^2} = 21.3 \text{ KN/cm}^2$$

$$f < 0.56 \times f_u \Leftrightarrow 21.3 < 0.56 \times 43 = 24, \text{ Verifica}$$

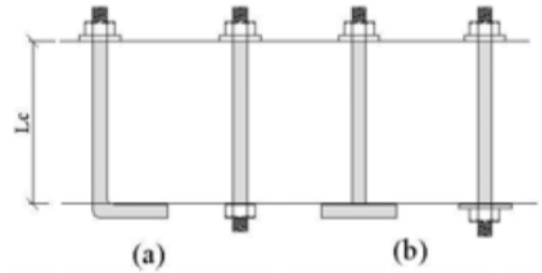
*Cálculo do comprimento do chumbadouro em L*

Para este caso como já foi majorado nas forças aplicadas as vigas, vai-se calcular sem factor de segurança.

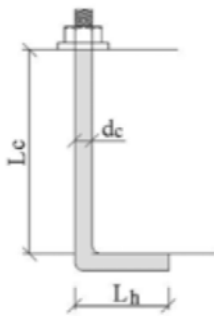
$$L_h = \frac{T_u}{1.4 \times f_{ck} \times d_c} = \frac{0.56 \times f_u \times A_{chu}}{1.4 \times f_{ck} \times d_c} = \frac{75611}{8400} = 9 \text{ cm}$$

$$L_c = 12 \times 2 = 24 \text{ cm}$$

Comprimento total do chumbadouro será de 24+9=33 cm



(Figura 90)



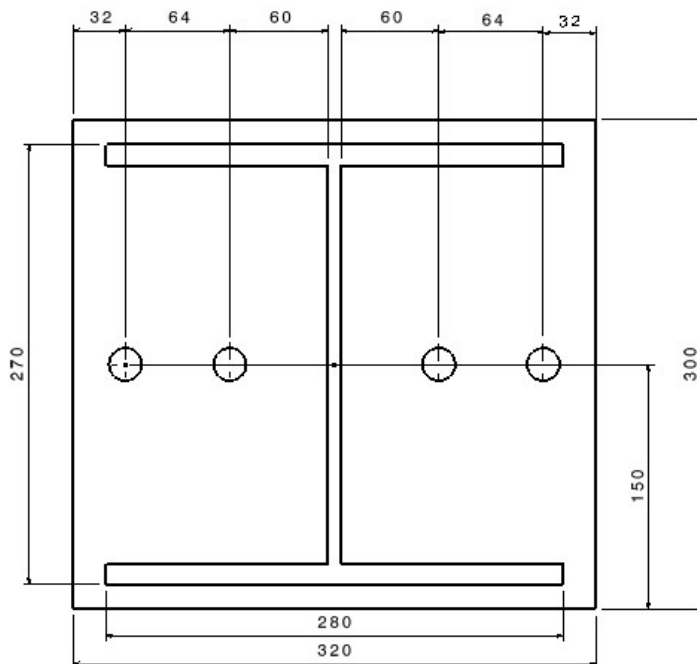
Sendo,  $d_c$  o diâmetro da barra e  $L_h$  o comprimento da parte reta horizontal.

(Figura 91)

Tipos de aço	Comprimento $L_c$	Distância entre chumb. X
S275	$12d_c$	$5d_c \geq 100\text{mm}$

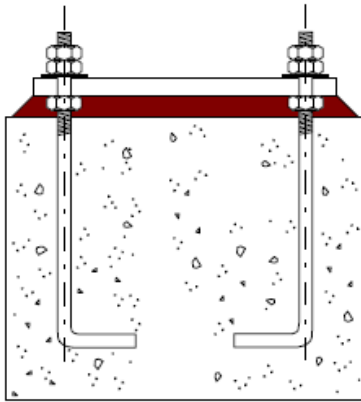
(Figura 92)

A imagem abaixo mostra todas as cotas da distribuição dos parafusos na chapa e posicionamento do perfil, todas as cotas indicadas estão em mm (imagem na escala de 1:2)

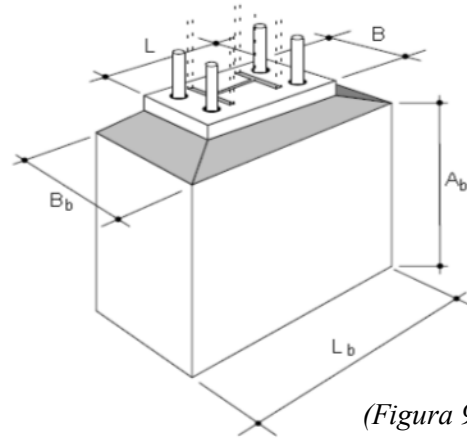


(Figura 93)

Cálculo do volume do betão.



(Figura 94)



(Figura 95)

$$L_b \geq \begin{cases} L \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ L + 2(b - a) \\ L + 2 \text{ grout} \end{cases} \geq \begin{cases} 300 \times \sqrt{\frac{(300 + 233) \times (320 + 233)}{300 \times 320}} \\ 300 + 2(0 - 0) \\ 300 + 2 \times 50 \end{cases} \geq \begin{cases} 526 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \\ 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$B_b \geq \begin{cases} B \times \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \\ B + 2(b - a) \\ B + 2 \text{ grout} \end{cases} \geq \begin{cases} 320 \times \sqrt{\frac{(300 + 233) \times (320 + 233)}{300 \times 320}} \\ 320 + 2(80 - 32) \\ 320 + 2 \times 50 \end{cases} \geq \begin{cases} 560 \text{ mm} \\ 416 \text{ mm} \\ 420 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_b \geq \begin{cases} d + 100 \text{ mm} \\ L_b \end{cases} \geq \begin{cases} 330 + 100 \\ 400 \end{cases} \geq \begin{cases} 430 \text{ mm} \\ 526 \text{ mm} \end{cases}$$

Medidas necessárias para calcular o volume de betão são:

- $L_b = 526 \text{ mm}$
- $B_b = 560 \text{ mm}$
- $A_b = 526 \text{ mm}$

## Análise de custos dos casos estudados

---

Custo do ferro por Kg ronda os 1.80 euros

Custo do betão por m<sup>3</sup> 109.16 euros

Descrição	Un	Preço custo	Margem	Preço venda
Fornecimento e aplicação de betão da classe C30/37 (B37) S3 D=22mm, incluindo bombagem e vibração.	m3	94,92 €	15,00%	109,16 €

(Figura 96)

*Caso de encastramento nas bases*

Ferro Kg:

IPE400=66.3Kg/m

HEA400=125Kg/m

Reforço= 2.37m

$$Peso\ total = 66.3 \times 15.11 \times 2 + 125 \times 6 \times 2 + 2.37 \times 66.3 = 3660\ Kg$$

$$Preço = 3660 \times 1.8 = 6589.3\ €$$

Volume Betão:

$$V = 1.257 \times 0.885 \times 1.257 = 1.4\ m^3$$

$$Preço = 109.16 \times 1.4 \times 2 = 306\ €$$

$$Preço\ final = 6589.3 + 306 \cong 6895\ €$$

*Caso Arco 3 rótulas*

Ferro Kg:

IPE330=49.1Kg/m

HEA240=60.3Kg/m

Reforço = IPE400-66.3 para 5.2m, HEA300-88.3 para 4.55m

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= 57.1 \times 15.11 \times 2 + 76.4 \times 6 \times 2 + 5.2 \times 57.1 + 76.4 \times 4.55 \\ &= 3287 \text{ Kg} \end{aligned}$$

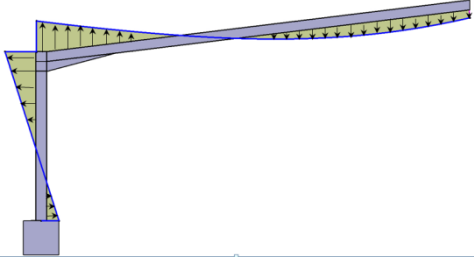
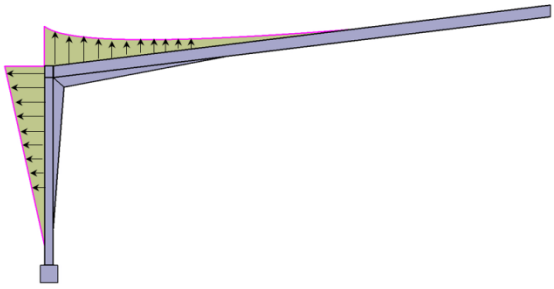
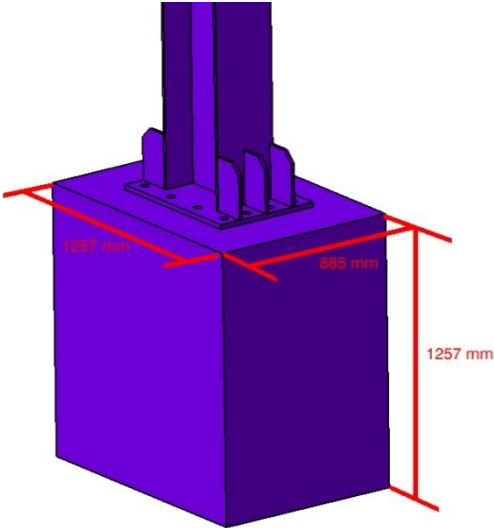
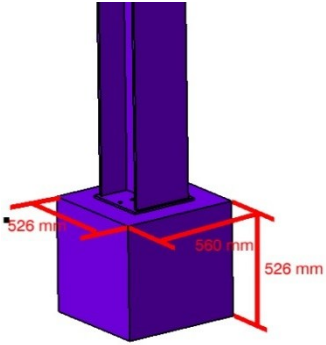
$$\text{Preço} = 3287 \times 1.8 = 5917 \text{ €}$$

Volume Betão:

$$V = 0.526 \times 0.56 \times 0.526 = 0.155 \text{ m}^3$$

$$\text{Preço} = 109.16 \times 0.155 \times 2 = 34 \text{ €}$$

$$\text{Preço final} = 5917 + 34 \cong 5951 \text{ €}$$

<p>Pórtico Metálico Encastrado</p> 	<p>Arco 3 Rótulas</p> 
<p>Base de betão necessária para o pórtico encastrado</p>	<p>Base de betão necessário para o arco de 3 rótulas</p>
	

## **Conclusão final**

---

Dados os factos adquiridos durante este estudo cumpre agora realizar os custos que cada solução comporta.

De salientar que todas as chapas e parafusos calculados foram desprezados neste cálculo de custos, sendo apenas custeado, os perfis, reforços e betão uma vez que representam 99% do valor em causa.

Após este comparativo e tomando uma análise mais detalhada das cotas de cada um dos desenhos anteriores atestamos que a solução mais económica é encontrada com o arco de 3 rótulas em detrimento do pórtico metálico encastrado.

A quantidade de aço usado no pórtico metálico encastrado é superior ao arco 3 rótulas contrariando um pouco a expectativa inicial.

Este perfil é calculado para momento flector máximo, sendo que nas zonas onde o momento flector é muito inferior o perfil metálico fica sobredimensionado, pelo que passa haver aço em excesso.

Contrariamente no arco de 3 rótulas, o perfil é dimensionado evolutivamente não havendo um sobredimensionamento relativamente aos momentos flectores tão evidente como no pórtico metálico contínuo.

De salientar que para o cumprimento das normas do Reap e do Eurocodigo as bases de betão são dimensionadas tendo em conta a distribuição e sobreposição das zonas de esforço dos parafusos originando algumas condicionantes que geram volumes diferentes de betão.

Na conclusão deste trabalho conseguimos ter uma noção mais exacta do custo de cada uma das soluções estudadas e tirar elações de qual a mais económica. No entanto podem existir outras variáveis que não foram aqui consideradas e que alterem estes resultados.

## Bibliografia

---

- (1) DECRETO-LEI n.º 235/83: RSAEEP – Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. DR I Série. (83-05-31) 1991-2024.
- (2) DECRETO-LEI n.º 211/86: REAE – Regulamento de estruturas de aço para edifícios. DR I Série. (86-07-31) 1884-1906.
- (3) Euro código 3. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 1992, p. 56.
- (4) REIS, A. Correia dos; FARINHA, M. Brazão; FARINHA, J. P. Brazão – Tabelas Técnicas. Lisboa: Edições Técnicas E. T. L. Lda., 2008.
- (5) GOMES, Professor Reis – Estruturas Metálicas. Porto: DEMEGI – Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP. Capítulo 4.
- (6) ILDONY HÉLIO BELLEI - Interfaces Aço-Concreto: Instituto Brasileiro de Siderurgia Centro Brasileiro da Construção em Aço.

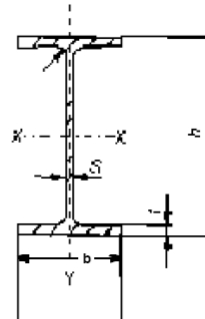
## Anexos

### Tabelas de características das vigas de perfil IPE

## Perfis IPE

Norma Dimensional DIN 1025 parte 5 (Euronorm 19)

Norma Material DIN 17100 / EN 10025



$h$  = Altura total ou nominal

$b$  = Largura das abas

$e$  = Espessura da alma

$e_1$  = Espessura da aba

$r$  = Raio de concordância entre a alma e a aba

$I$  = Momento de inércia

$W$  = Módulo resistente

$i$  = Raio de giração =  $\sqrt{I/A}$

$A$  = Área da secção recta transversal

$m$  = Massa por metro

Designação do perfil	Medidas mm					A cm <sup>2</sup>	m Kg / m
	$h$	$b$	$e$	$e_1$	$r$		
IPE 80	80	46	3,8	5,2	5	7,64	6,0
IPE 100	100	55	4,1	5,7	7	10,3	8,1
IPE 120	120	64	4,4	6,3	7	13,2	10,4
IPE 140	140	73	4,7	6,9	7	16,4	12,9
IPE 160	160	82	5,0	7,4	9	20,1	15,8
IPE 180	180	91	5,3	8,0	9	23,9	18,8
IPE 200	200	100	5,6	8,5	12	28,5	22,4
IPE 220	220	110	5,9	9,2	12	33,4	26,2
IPE 240	240	120	6,2	9,8	15	39,1	30,7
IPE 270	270	135	6,6	10,2	15	45,9	36,1
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	53,8	42,2
IPE 330	330	160	7,5	11,5	18	62,6	49,1
IPE 360	360	170	8,0	12,7	18	72,7	57,1
IPE 400	400	180	8,6	13,5	21	84,5	66,3
IPE 450	450	190	9,4	14,6	21	98,8	77,6
IPE 500	500	200	10,2	16,0	21	116	90,7
IPE 550	550	210	11,1	17,2	24	134	106
IPE 600	600	220	12,0	19,0	24	156	122

Designação do perfil	Momento de inércia cm <sup>4</sup>		Módulo resistente cm <sup>3</sup>		Raio de giração cm		Superfície Pintura	
	$I_x$	$I_y$	$W_x$	$W_y$	$i_x$	$i_y$	m <sup>2</sup> /m	m <sup>2</sup> /t
IPE 80	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05	0,328	54,80
IPE 100	171	15,9	34,2	5,79	4,07	1,24	0,400	49,33
IPE 120	316	27,7	53,0	8,65	4,90	1,45	0,475	45,82
IPE 140	541	44,9	77,3	12,3	5,74	1,65	0,551	42,70
IPE 160	869	68,3	109	16,7	6,58	1,84	0,623	39,47
IPE 180	1.317	101	146	22,2	7,42	2,05	0,698	37,13
IPE 200	1.943	142	194	28,5	8,26	2,24	0,768	34,36
IPE 220	2.772	205	252	37,3	9,11	2,48	0,848	32,36
IPE 240	3,892	284	324	47,3	9,97	2,69	0,922	30,02
IPE 270	5.790	420	429	62,2	11,2	3,02	1,041	28,86
IPE 300	8.356	604	557	80,5	12,5	3,35	1,160	27,46
IPE 330	11.770	788	713	98,5	13,7	3,55	1,254	25,52
IPE 360	16.270	1.043	904	123	15,0	3,79	1,353	23,70
IPE 400	23.130	1.318	1.160	146	16,5	3,95	1,467	22,12
IPE 450	33.740	1,676	1.500	176	18,5	4,12	1,605	20,69
IPE 500	48.200	2.142	1.930	214	20,4	4,31	1,744	19,23
IPE 550	67.120	2.668	2.440	254	22,3	4,45	1,877	17,78
IPE 600	92.080	3.387	3.070	308	24,3	4,66	2,015	16,45

## Momentos Flectores das vigas e pilares

	S 235		S 275		S 355			S 235		S 275		S 355	
	MeI	Mpl	MeI	Mpl	MeI	Mpl		MeI	Mpl	MeI	Mpl	MeI	Mpl
	kN/m												
IPE A 100	6,8	7,8	7,9	9,1	10,2	11,7	<b>HE 100 A</b>	17,1	19,5	20,0	22,8	25,8	29,5
IPE 100	8,0	9,3	9,4	10,8	12,1	14,0	<b>HE 100 B</b>	21,1	24,5	24,7	28,7	31,9	37,0
IPE A 120	10,3	11,7	12,0	13,7	15,5	17,7	<b>HE 120 A</b>	25,0	28,1	29,2	32,9	37,7	42,4
IPE 120	12,4	14,3	14,6	16,7	18,8	21,6	<b>HE 120 B</b>	33,9	38,8	39,6	45,4	51,2	58,6
IPE A 140	14,9	16,8	17,4	19,7	22,5	25,4	<b>HE 140 A</b>	36,5	40,8	42,7	47,7	55,2	61,6
IPE 140	18,2	20,8	21,3	24,3	27,4	31,4	<b>HE 140 B</b>	50,7	57,7	59,3	67,5	76,5	87,1
IPE A 160	20,6	23,3	24,1	27,2	31,2	35,2	<b>HE 160 A</b>	51,7	57,6	60,5	67,4	78,1	87,0
IPE 160	25,5	29,1	29,9	34,1	38,6	44,0	<b>HE 160 B</b>	73,2	83,2	85,7	97,4	110,6	125,7
IPE A 180	28,2	31,8	33,0	37,2	42,6	48,0	<b>HE 180 A</b>	69,0	76,4	80,7	89,3	104,2	115,3
IPE 180	34,4	39,1	40,2	45,8	51,9	59,1	<b>HE 180 B</b>	100,0	113,1	117,1	132,4	151,1	170,9
IPE A 200	38,0	42,7	44,4	50,0	57,4	64,5	<b>HE 200 A</b>	91,3	100,9	106,9	118,1	138,0	152,5
IPE 200	45,7	51,8	53,4	60,7	69,0	78,3	<b>HE 200 B</b>	133,9	151,0	156,6	176,7	202,2	228,1
IPE A 220	50,2	56,4	58,7	66,1	75,8	85,3	<b>HE 220 A</b>	121,1	133,6	141,7	156,3	182,9	201,8
IPE 220	59,2	67,1	69,3	78,5	89,5	101,3	<b>HE 220 B</b>	172,8	194,3	202,3	227,4	261,1	293,6
IPE A 240	65,3	73,2	76,4	85,7	98,6	110,6	<b>HE 240 A</b>	158,6	175,0	185,7	204,8	239,7	264,3
IPE 240	76,2	86,2	89,2	100,8	115,1	130,1	<b>HE 240 B</b>	220,5	247,5	258,0	289,6	333,1	373,8
IPE A 270	86,6	96,9	101,3	113,4	130,7	146,4	<b>HE 260 A</b>	196,6	216,2	230,0	252,9	296,9	326,5
IPE 270	100,8	113,7	117,9	133,1	152,3	171,8	<b>HE 260 B</b>	269,8	301,5	315,7	352,8	407,5	455,5
IPE A 300	113,5	127,3	132,9	149,0	171,5	192,3	<b>HE 280 A</b>	238,1	261,3	278,6	305,8	359,6	394,8
IPE 300	130,9	147,7	153,2	172,8	197,8	223,1	<b>HE 280 B</b>	323,4	360,5	378,4	421,9	488,5	544,6
IPE A 330	147,0	164,9	172,1	193,0	222,1	249,2	<b>HE 300 A</b>	296,1	325,0	346,5	380,3	447,3	491,0
IPE 330	167,6	189,0	196,1	221,2	253,2	285,5	<b>HE 300 B</b>	394,3	439,2	461,5	514,0	595,7	663,5
IPE A 360	190,8	213,1	223,2	249,4	288,2	321,9	<b>HE 320 A</b>	347,6	382,6	406,7	447,7	525,0	577,9
IPE 360	212,3	239,5	248,5	280,2	320,8	361,7	<b>HE 320 B</b>	452,6	505,0	529,7	591,0	683,7	762,9
IPE A 400	240,2	268,8	281,1	314,6	362,8	406,1	<b>HE 340 A</b>	394,3	434,8	461,5	508,8	595,7	656,8
IPE 400	271,7	307,1	317,9	359,4	410,4	464,0	<b>HE 340 B</b>	506,7	565,9	592,9	662,2	765,4	854,8
IPE A 450	312,8	351,1	366,0	410,9	472,5	530,4	<b>HE 360 A</b>	444,4	490,7	520,0	574,2	671,3	741,2
IPE 450	352,5	400,0	412,5	468,1	532,5	604,2	<b>HE 360 B</b>	564,0	630,5	660,0	737,8	852,0	952,5
IPE A 500	406,1	457,3	475,2	535,2	613,4	690,8	<b>HE 400 A</b>	543,1	602,1	635,5	704,6	820,4	909,5
IPE 500	453,1	515,6	530,2	603,4	684,4	778,9	<b>HE 400 B</b>	677,7	759,5	793,1	888,8	1023,8	1147,4

Tabelas de características dos parafusos

Resistência ao Corte e à Tracção de Parafusos de Rosca Métrica

	d mm	d <sub>0</sub> mm	s mm	pitch mm	As mm <sup>2</sup>	cl 4.6		cl 5.6		cl 8.8		cl 10.9		cl 12.9	
						F <sub>V,Rd</sub> kN	F <sub>T,Rd</sub> kN	F <sub>V,Rd</sub> kN	F <sub>T,Rd</sub> kN	F <sub>V,Rd</sub> kN	F <sub>T,Rd</sub> kN	F <sub>V,Rd</sub> kN	F <sub>T,Rd</sub> kN	F <sub>V,Rd</sub> kN	F <sub>T,Rd</sub> kN
M4	4	5	7	0,700	8,78	1,7	2,5	2,1	3,2	3,4	5,1	3,5	6,3	4,2	7,6
M5	5	6	8	0,800	14,2	2,7	4,1	3,4	5,1	5,4	8,2	5,7	10,2	6,8	12,3
M6	6	7	10	1,000	20,1	3,9	5,8	4,8	7,2	7,7	11,6	8,0	14,5	9,7	17,4
M7	7	8	11	1,125	27,8	5,3	8,0	6,7	10,0	10,7	16,0	11,1	20,0	13,3	24,0
M8	8	9	13	1,250	36,6	7,0	10,5	8,8	13,2	14,1	21,1	14,6	26,4	17,6	31,6
M10	10	11	17	1,500	58,0	11,1	16,7	13,9	20,9	22,3	33,4	23,2	41,8	27,8	50,1
M12	12	13	19	1,750	84,3	16,2	24,3	20,2	30,3	32,4	48,5	33,7	60,7	40,4	72,8
M14	14	16	22	2,000	115	22,2	33,2	27,7	41,6	44,3	66,5	46,2	83,1	55,4	99,7
M16	16	18	24	2,000	157	30,1	45,1	37,6	56,4	60,2	90,2	62,7	112,8	75,2	135,4
M20	20	22	30	2,500	245	47,0	70,5	58,8	88,1	94,0	141,0	97,9	176,3	117,5	211,5
M24	24	26	36	3,000	353	67,7	101,5	84,6	126,9	135,4	203,0	141,0	253,8	169,2	304,6
M27	27	30	41	3,250	451	86,5	129,8	108,1	162,2	173,0	259,5	180,2	324,4	216,3	389,3
M30	30	33	46	3,500	561	107,6	161,4	134,5	201,8	215,3	322,9	224,2	403,6	269,1	484,3
M33	33	36	50	3,750	683	131,1	196,6	163,8	245,8	262,1	393,2	273,1	491,5	327,7	589,8
M36	36	39	55	4,000	817	156,8	235,2	196,0	294,0	313,6	470,4	326,7	588,0	392,0	705,6
M39	39	42	60	4,250	963	184,9	277,3	231,1	346,6	369,7	554,6	-	-	-	-
M42	42	45	65	4,500	1121	215,2	322,8	269,0	403,5	430,4	645,6	-	-	-	-
M45	45	48	70	4,750	1291	247,9	371,8	309,8	464,8	495,8	743,6	-	-	-	-
M48	48	51	75	5,000	1473	282,8	424,3	363,6	530,3	565,7	848,5	-	-	-	-
M52	52	55	80	5,250	1740	334,2	501,2	417,7	626,6	668,3	1002,5	-	-	-	-
M56	56	59	85	5,500	2030	389,8	584,6	487,2	730,8	779,5	1169,3	-	-	-	-
M60	60	63	90	5,750	2342	449,6	674,5	562,0	843,1	899,3	1348,9	-	-	-	-
M64	64	67	95	6,000	2676	513,8	770,7	642,2	963,4	1027,6	1541,4	-	-	-	-

**Tabela material usado para chapa e chumbadouros**

EN1993-1-1 Table 3.1: Nominal values of yield strength  $f_y$  and ultimate tensile strength  $f_u$  for hot rolled structural steel

**Table 3.1: Nominal values of yield strength  $f_y$  and ultimate tensile strength  $f_u$  for hot rolled structural steel**

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

© Copyright BS, 2005