



**Departamento de Engenharia Mecânica
e Gestão Industrial**

Projecto de uma Nave Industrial Segundo o EC3

PROJECTO DE CONSTRUÇÕES MECÂNICAS

Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica
Opção de Construções Mecânicas

Paulo de Pinho Duque Rebelo
em04002@fe.up.pt
2009

Agradecimentos

Agradeço ao Professor Carlos Reis Gomes, o orientador do projecto, pelo incentivo ao trabalho na área de Estruturas Metálicas e os esclarecimentos e ajuda na elaboração da tese.

Resumo

Este trabalho consistiu no Projecto de uma Nave Industrial com $100 \times 50 \times 20$ m (comprimento $\times$ vão $\times$ altura) segundo o Eurocódigo 3. Foram estudadas três soluções para a estrutura resistente principal, Pórtico PRS, Pórtico com Viga-Armada, e Pórtico Viga-Asna. Apresentou-se a metodologia de dimensionamento em que a resistência das secções é verificada para os diferentes mecanismos de ruína possíveis. Tratamos também com detalhe a verificação da resistência das ligações aparafusadas e ligações soldadas utilizadas. Por último foram executados os desenhos de definição da estrutura. A colecção completa dos desenhos encontra-se no CD anexo.

Abstract

This work consists in the Design of an Industrial Building of one bay, $100 \times 50 \times 20$ m (length $\times$ width $\times$ height) following the design rules of Eurocode 3: Design Steel structures – Part.1: General rules for buildings. Three solutions were studied for the structure: I- Welded I sections for columns and beam; II – Welded I section for columns and triangulated beam of constant depth for the beam; III Welded I section for columns and triangulated lattice girder. The design methodology of EC3 is followed, where particular attention is given to the definition of the Resistance of Cross Sections with respect to the different collapse mechanisms. This work includes the engineering drawings according to project specifications and usual steel work standards. All drawings are presented in CD ROM appended to this report.

Notação

Letras Romanas

A	Área
A_{VZ}	Área resistente da alma ao esforço cortante
A_{eff}	Área efectiva
A_s	Área resistente do parafuso
A_f	Área resistente de n parafusos
A	Altura da garganta dos cordões de soldadura
B	Largura do edificio
β_A	Coefficiente de redução da área função da classe da secção
C	Diâmetro exterior da patela
C_1	Factor que contabiliza o efeito do diagrama de momentos
D	Diâmetro do perno
D	Altura da alma resistente ao esforço cortante
$d_{m,Cobertura}$	Distância entre madres da cobertura
E	Módulo de elasticidade
f_y	Tensão de cedência
$f_{cd,UNIF}$	Tensão de ruptura uniforme a compressão no betão
f_{cd}	Tensão de ruptura a compressão no betão
G	Aceleração da gravidade

H	Altura do edifício (distância)
h_i	Altura da alma
i	Raio de giração
I_x^*	Momento de inércia de uma secção composta
I_y^*	Momento de inércia de uma secção composta
i_x^*	Raio de giração de uma secção composta
i_y^*	Raio de giração de uma secção composta
I_z	Momento de inércia referente a x
I_t	Módulo de torção
I_w	Momento de inércia sectorial
$I_{x.g}$	Momento de inércia relativamente ao eixo paralelo ao eixo X e que passa pelo centro de gravidade
K_τ	Coefficiente de encurvadura por corte
K_Y	Factor de amplificação de momentos.
K_{LT}	Factor de amplificação de momentos.
L	Comprimento do edifício
l_e	Comprimento equivalente
M	Momento
m	Razão de módulos de elasticidade
M_{sd}	Momento instalado
M_{Rd}	Momento resistente
$M_{f,Rd}$	Momento plástico dos banzos

$M_{y.Rd}$	Resistência da secção transversal à flexão pura.
$M_{b.y.Rd}$	Resistência à encurvadura lateral da secção.
$M_{y.sd}$	Momento flector aplicado à secção.
M_{cr}	Momento crítico
N_{sd}	Esforço normal instalado
$N_{x.sd}$	Carga axial aplicada
$N_{x.Rd}$	Resistência da secção transversal a cargas axiais
$N_{b.y.Rd}$	Resistência à encurvadura da secção relativamente ao eixo y.
$N_{b.z.Rd}$	Resistência à encurvadura da secção relativamente ao eixo z.
N_p	Esforço aplicado por perno
$N_{b,Rd}$	Resistência a encurvadura
P_{max}	Pressão máxima
q_G^Z	Peso projectado segundo Z
q_G^Y	Peso projectado em Y
q_V^Y	Carga do vento segundo a direcção Z
q_s^Z	Carga da sobrecarga segundo a direcção Z
q_s^Y	Carga da sobrecarga segundo a direcção Y
Q_s	Sobrecarga projectada
q_V^Z	Carga do vento segundo a direcção Z
S_d	Combinação de acções associada ao Estado Limite Último
S'_d ou Serviço	Combinação de acções associada ao Estado Limite Utilização
S_{wk}	Pressão actuante numa superfície

S_{Gk}	Peso por unidade de comprimento
S_{Wk}	Força do vento por unidade de comprimento
S_{Qk}	Força de sobrecarga por unidade de comprimento
S_d acções	Força por unidade de comprimento devido a combinação de
t_w	Espessura da alma
t	Espessura da patela ou espessura da placa base
V_{sd}	Esforço transversal instalado
$V_{ba,Rd}$	Resistência de cálculo a encurvadura por corte
χ	Coefficiente de redução para o varejamento
χ_{LT}	Coefficiente de redução para o bambeamento
Y	Flecha (deslocamento)
Y_G	Posição Y do centro de gravidade
W	Modulo elástico
W_K^B	Pressão dinâmica do vento para a zona B
W_K^A	Pressão dinâmica do vento para a zona A
δ_p	Coefficiente de Pressão
δ_{pi}	Coefficiente de pressão interior
δ_{pe}	Coefficiente de pressão exterior
δ_f	Coefficiente de força
δ_{max}	Coefficiente de pressão máximo

σ_{sd}	Tensão instalada
M_{Pl}	Momento plástico
γM_o	Coefficiente parcial de segurança
t_f	Espessura da falange

Letras Gregas

α	Factor de imperfeição
α_{LT}	Factor de imperfeição para o bambeamento
γM_1	Coefficiente parcial de segurança
λ	Coefficiente de esbelteza
λ_1	Esbelteza de Euler
$\bar{\lambda}_w$	Esbelteza da alma
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza adimensional
$\bar{\lambda}$	Esbelteza reduzida
μ	Coefficiente que contabiliza o efeito das condições de fronteira
μ_{LT}	Factor de imperfeição dos momentos
σ_M	Tensão uniforme de compressão
σ_T	Tensão entre a placa e o betão
τ_{ba}	Tensão de corte pós crítica

1 Memória Descritiva e Justificativa

1.1 Objectivos

A introdução dos Eurocódigos na área de projecto de estruturas veio permitir uma maior uniformização dos princípios de dimensionamento entre os diferentes estados Europeus e garantindo simultaneamente uma maior qualidade dos projectos. A extensão das modificações introduzidas e as metodologias de projecto seguidas justificam por si só o trabalho agora proposto, como objecto de divulgação e sedimentação dos princípios e metodologias a utilizar no EC3- Projecto de Estruturas de Aço Parte 1-1, Norma Europeia 2001.

O presente trabalho consiste no projecto de uma estrutura metálica para uma nave industrial com uma área em planta de $50\text{ m} \times 100\text{ m}$, e uma altura de 20 m . Este tipo de estruturas, com uma altura apreciável, são hoje em dia correntemente utilizadas na Europa onde a pressão imobiliária se faz sentir junto às grandes cidades o que torna necessário recorrer a sistemas de armazenagem automáticos de grande capacidade e áreas de implantação mais reduzidas.

Neste trabalho serão efectuados estudos comparativos de três soluções alternativas para a estrutura resistente principal: I - Pórtico com pilares e vigas utilizando perfis reconstruído soldados (perfis PRS) de secção variável, II – Pórtico com Viga Aramada, em que a “viga pórtico” é substituída por uma viga triangulada de altura constante e, III – Pórtico com pilares e

estrutura de suporte da cobertura em asna. Os três tipos de estruturas são apresentados nas Figura 1.1, Figura 1.2 e Figura 1.3.

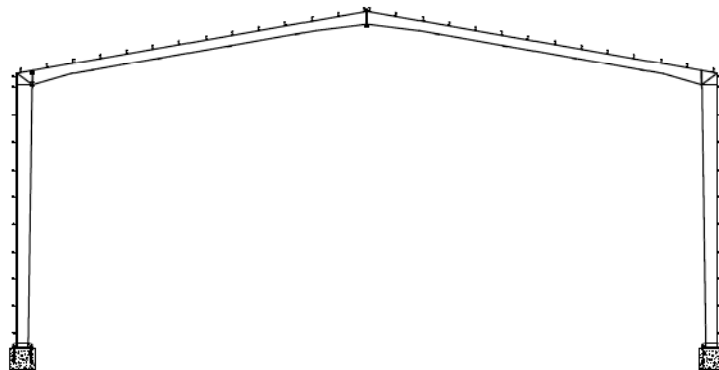


Figura 1.1 - Pórtico PRS

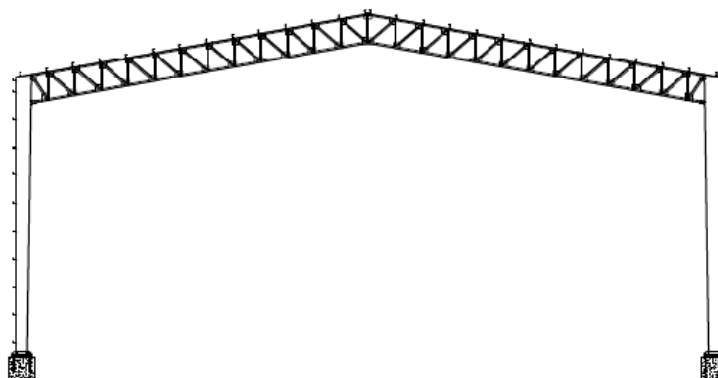


Figura 1.2 - Pórtico Viga Armada

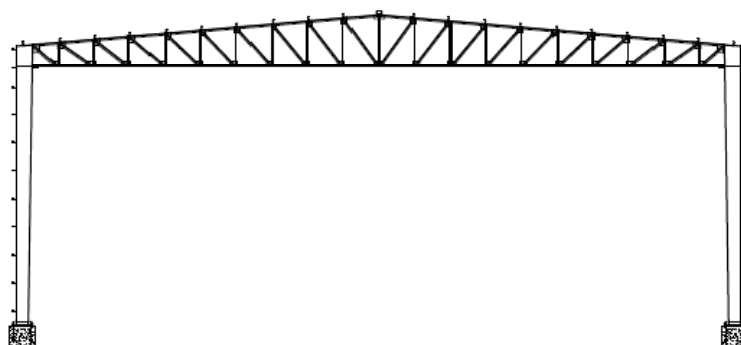


Figura 1.3 - Pórtico Asna

No Capítulo 2 é feita uma quantificação das acções sobre a envolvente, tais como acções do vento, sobrecarga e peso próprio.

No Capítulo 3 é feita a selecção da chapa de revestimento para a cobertura e fachadas. Segue-se o dimensionamento das madres de suporte dos revestimentos em todas as fachadas. O

início do projecto pelo dimensionamento da chapa de revestimento e respectivas peças de suporte justifica-se pois o seu peso próprio é uma das parcelas das acções permanentes a utilizar no dimensionamento da estrutura resistente principal.

No Capítulo 4 é feito o dimensionamento da estrutura resistente principal para a Solução I, o Pórtico PRS. São aqui lembrados os princípios de dimensionamento especificados nos EC3. São abordadas as questões de classificação das secções, e os mecanismos de ruína potenciais em estruturas metálicas. São assim tratados Estados Limites Últimos desde Resistência como a Envolvadura, a interacção Esforço Normal e Momento Flector, Resistência ao Bامbeamento, a Resistência ao Esforço Cortante, bem como a verificação da resistência à instabilidade da alma de perfis PRS devido ao esforço cortante. A verificação da segurança da estrutura é também efectuada em relação aos Estados Limites de Serviço ou Utilização, pelo controlo da deformação horizontal no topo dos pilares e da flecha máxima na cumeeira para todas as combinações de acções consideradas.

No Capítulo 5 é tratada a questão da estabilidade da estrutura em relação às acções horizontais longitudinais, devidas à acção do vento sobre a fachada de empena. São dimensionados os pilares da fachada de empena e os contraventamentos utilizados no encaminhamento das acções para as sapatas. Segue-se no Capítulo 6 o dimensionamento das sapatas para os pórticos e para os pilares da fachada de empena.

No caso de Naves com grandes vãos, no caso presente 50m, pode ser interessante o recurso a estruturas trianguladas para o suporte da cobertura em vez da viga pórtico. Foram estudadas duas soluções alternativas, *Pórtico com Viga Armada e Pórtico com Asna*, cujo dimensionamento só da estrutura da cobertura são apresentadas nos Capítulos 7 e 8 respectivamente.

No Capítulo 9 é feito o dimensionamento das ligações soldadas e aparafusadas. São estudadas soluções para nós rígidos da ligação pilar/travessa e da ligação de cumeeira. São igualmente apresentadas soluções para as ligações articuladas dos contraventamentos. Por último no Capítulo 10 reúnem-se as principais conclusões do trabalho.

Fazem parte integrante deste trabalho a elaboração dos desenhos de definição de que se apresentam um pequeno resumo nos desdobráveis seguintes. A colecção completa dos desenhos encontra-se no CD anexo.

2 Quantificação das Acções Sobre a Envolvente

2.1 Quantificação das Acções

No decorrer deste capítulo será feita uma análise e uma quantificação das acções e respectivas combinações de acções existentes sobre a envolvente do edifício. Para realizar o dimensionamento da estrutura, seja da cobertura, fachadas laterais ou fachadas de empena, é necessário conhecer todas as acções que irão actuar sobre a estrutura. Estas acções são definidas pelo Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), no qual são classificados em acções permanentes, acções variáveis e acções de acidente. Neste projecto só serão consideradas as acções variáveis e as acções permanentes. As acções de acidente serão em princípio definidas caso a caso pelo dono da obra caso tal se justifique.

2.1.1 Acções Permanentes (RSA - Capítulo III)

As acções permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura. Consideram-se como acções permanentes os pesos próprios dos elementos estruturais e não estruturais da construção, os pesos dos equipamentos fixos, os impulsos de terras, certos casos

de pressões hidrostáticas, o pré-esforço e os efeitos de retracção do betão e dos assentamentos de apoios. Neste capítulo apenas se considerara o peso próprio da estrutura. A quantificação das acções é efectuada durante o dimensionamento de cada um dos elementos em questão.

2.1.2 Acções Variáveis (RSA - Capítulo I)

As acções variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura. Consideram-se acções variáveis as sobrecargas e as acções do vento, dos sismos, das variações de temperatura, da neve, dos atritos em aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Neste projecto só serão consideradas a acção da sobrecarga e a acção do vento. A acção de sobrecarga só será considerada no dimensionamento da cobertura uma vez que nas fachadas laterais e nas fachadas de empena esta acção não tem qualquer efeito de solicitação na estrutura.

2.1.2.1 Acção do Vento (RSA – Capítulo V)

A acção do vento resulta da interacção entre o ar em movimento e o edifício, exercendo-se sob a forma de pressões aplicadas nas superfícies. Os esforços devidos ao vento serão determinados supondo que são aplicadas a superfície de construção pressões estáticas obtidas por multiplicação da pressão dinâmica do vento por adequados coeficientes de forma. Para quantificar a acção do vento, é necessário ter em conta a zona, A ou B do território, a rugosidade aerodinâmica do solo, a interacção do escoamento do ar com a construção, e as características geométricas e dinâmicas da estrutura, ou seja, a configuração de toda a envolvente.

Zonamento do território (RSA – Capítulo V – Artigo 20º)

O pavilhão será construído na cidade do Porto numa zona a uma distância inferior a 5 quilómetros do mar, tendo em conta a localização do edifício podemos considerar que pertence a **Zona B**.

Rugosidade aerodinâmica do solo (RSA – Capítulo V – Artigo 21º)

A rugosidade aerodinâmica do solo está relacionada com as dimensões e com a distribuição dos obstáculos existentes no local em estudo, os quais afectam o escoamento do ar na sua vizinhança. A variação da velocidade do vento com a distância ao solo depende fortemente da rugosidade aerodinâmica do solo. Segundo o RSA o pavilhão industrial encontra-se num local de rugosidade do **tipo I**, uma vez que se situa numa zona do porto onde os grandes edifícios predominam.

Pressão dinâmica do vento w_k (RSA – Capítulo V – Artigo 24º)

Para determinar a pressão dinâmica do vento pode-se utilizar os valores característicos indicados na figura 1 do Capítulo V do RSA. Para obtermos os valores característicos da pressão dinâmica do vento para a Zona B basta utilizar os valores obtidos para a Zona A e multiplicá-los por 1,2.

$$W_K^B = W_K^A \times 1,2$$

Recorrendo directamente o gráfico do Artigo 24º do Capítulo V do R.S.A obtemos o valor W_K^A que é igual 0.79 para uma altura de 20 m, ficando assim com um valor de W_K^B igual a 0.948 [kN/m²].

Coefficientes de forma (RSA – Capítulo V – Artigo 25º e Anexo I)

Os coeficientes de forma podem ser de dois tipos, coeficientes de pressão δ_p , ou coeficientes de força δ_f , neste trabalho serão usados os coeficientes de pressão.

$$S_{wk} = p = \delta_p W_k = (\delta_{pi} + \delta_{pe}) W_k$$

Os coeficientes de pressão têm de ser divididos em dois grupos, os coeficientes de pressão exterior, δ_{pe} , e os coeficientes de pressão interior, δ_{pi} , este tipo de distinção deve ser feito pois quando um edifício é atingido pelo vento este vai sofrer pressões tanto no seu exterior como no seu interior, e essas pressões são contabilizadas recorrendo a estes coeficientes.

Coefficientes de pressão exterior, interior e suas combinações para fachadas (δ_p)

Os coeficientes de pressão exterior dependem de dois factores um deles é a forma do edifício e o outro é a direcção do vento, com estes dados podemos recorrer ao quadro I-I do anexo I do R.S.A. Atendendo as relações geométricas do edifício podemos obter o valor dos coeficientes de pressão exterior para as situações de vento longitudinal e vento transversal.

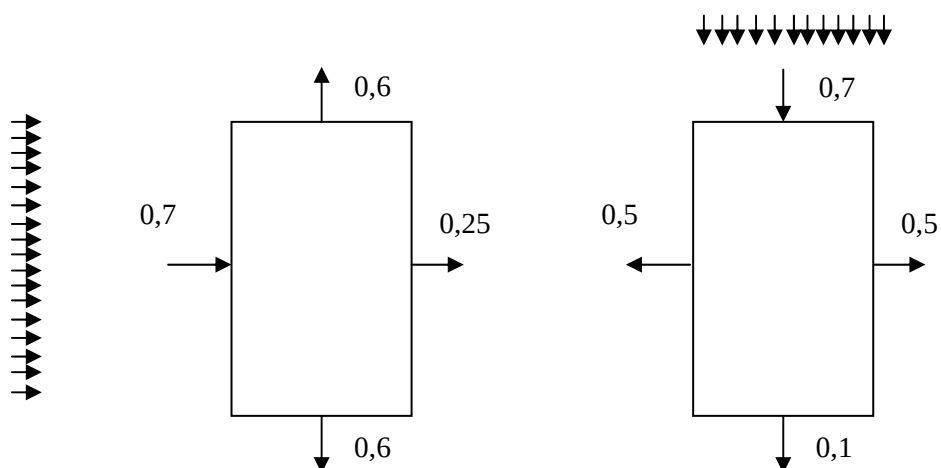
$$\frac{h}{b} = \frac{20}{50} = 0,4 < 0,5$$

Sabendo que $\frac{a}{b}$ esta entre 1,5 e 4 obtemos os quadros seguinte.

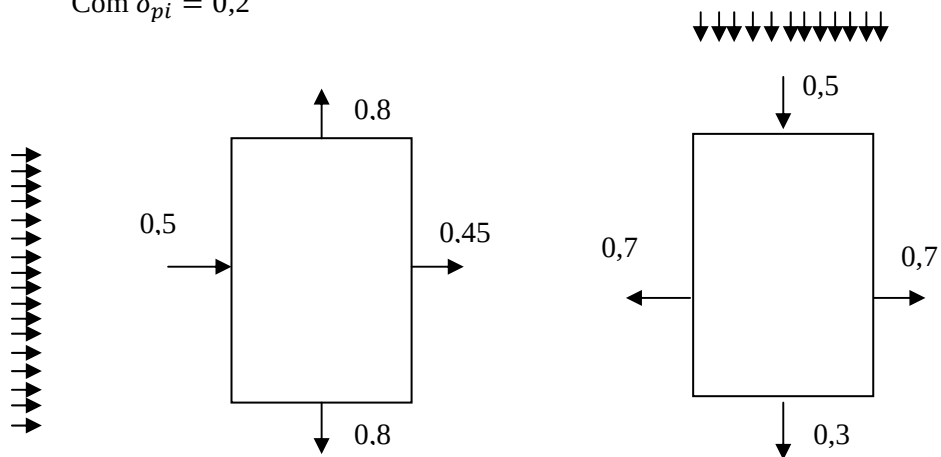
Direcção do vento (α)	A	B	C	D
Vento Transversal ($\alpha=0$)	0,7	-0,25	-0,6	-0,6
Vento longitudinal ($\alpha=90$)	-0,5	-0,5	0,7	-0,1

Tabela 2.1 Coeficientes de pressão

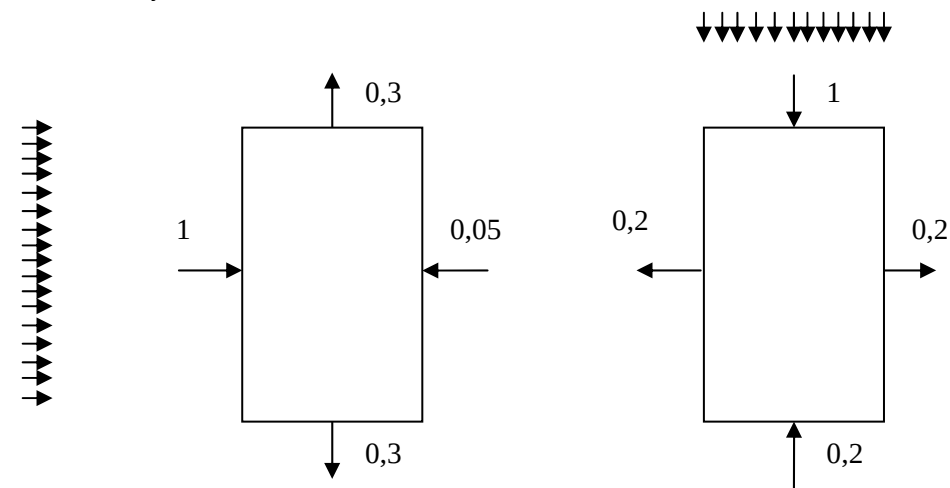
Com $\delta_{pi} = 0$



Com $\delta_{pi} = 0,2$



Com $\delta_{pi} = -0,3$



Coeficientes de pressão exterior, interior e suas combinações para a cobertura (δ_p)

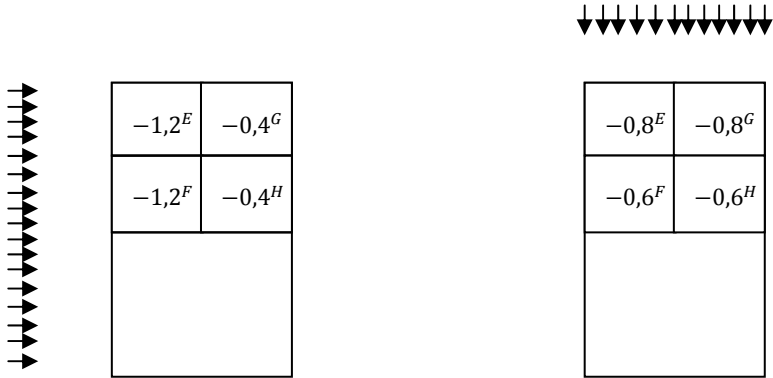
Os coeficientes de pressão exterior para a cobertura dependem da forma, bem como da direcção e sentido do vento, estes coeficientes são determinados conhecendo a inclinação das vertentes, estes coeficientes são apresentados no quadro I-II do anexo I RSA.

Neste caso $\frac{h}{b} = \frac{20}{50} = 0,4$ e $\beta = 10$ daqui resulta a tabela seguinte

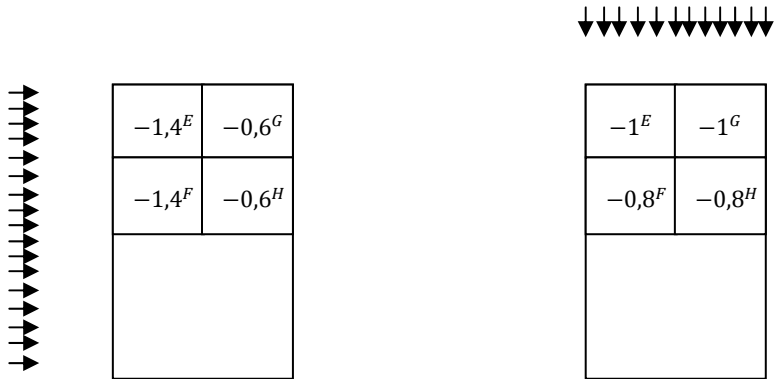
Vento transversal $\alpha=0$		Vento longitudinal $\alpha=90$	
E, F	G, H	E, G	F, H
-1,2	-0,4	-0,8	-0,6

Tabela 2.2 Coeficientes de forma

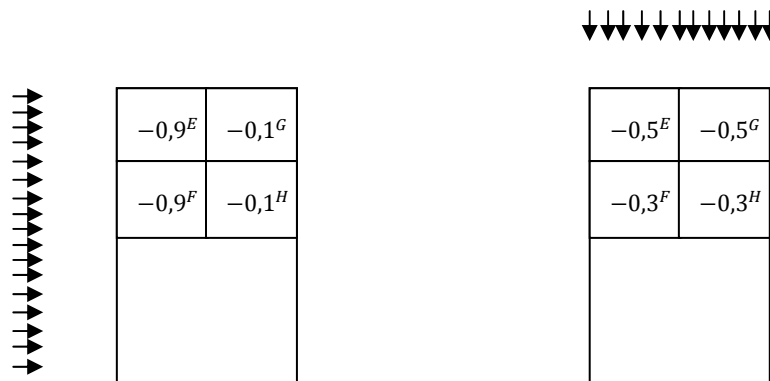
Com $\delta_{pi}=0$



Com $\delta_{pi}=0,2$

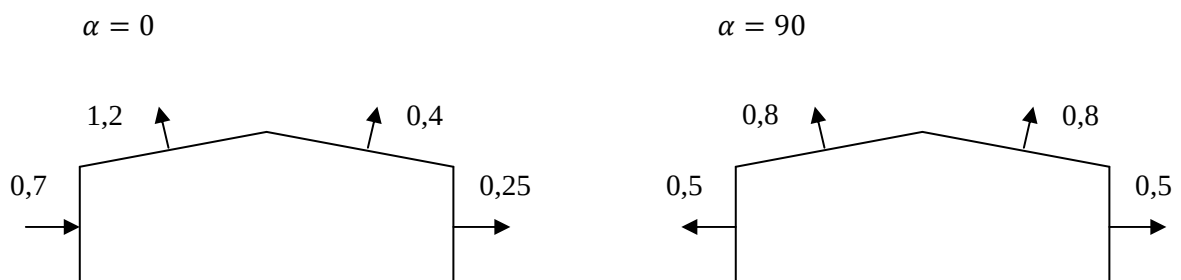


Com $\delta_{pi} = -0,3$

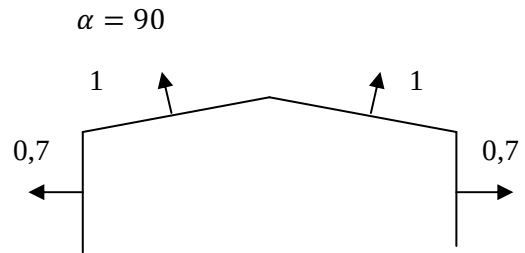
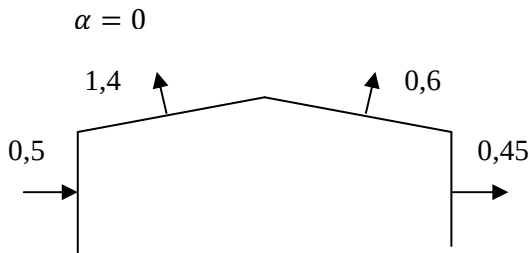


Os coeficientes de pressão interiores, δ_{pi} , dependem em termos gerais dos factores já antes referidos para coeficientes de pressão exteriores, que são a forma do edifício e o sentido e direcção de actuação do vento, sendo também um factor de elevada relevância a posição das janelas bem como a existência ou não de compartimentos interiores. Segundo o RSA, Anexo I, em edifícios para os quais não existe compartimentação interior ou, se esta existir não impeça a livre circulação do ar, os coeficientes de pressão interior podem ser obtidos através de regras que vêm descritas no RSA, que tem como principal factor a posição das aberturas para o exterior. Considerando que num edifício é pouco provável que haja aberturas na fachada durante a ocorrência de vento, e as quatro paredes têm a mesma permeabilidade, segundo o RSA podemos considerar o coeficiente de pressão interior $\delta_{pi} = -0,3$ tanto para a cobertura como para as fachadas. No entanto como este coeficiente é extremamente difícil de quantificar e por vezes os projectos sofrem alterações e remodelações que levam a alterações substanciais do edifício optou-se por fazer os cálculos considerando a possibilidade de ocorrência de todos os tipos de situações, sendo a estrutura dimensionada para a mais crítica, para isso temos de calcular para cada face a resultante dos coeficientes de pressão exteriores e interiores, e será essa resultante que iremos utilizar no dimensionamento da estrutura.

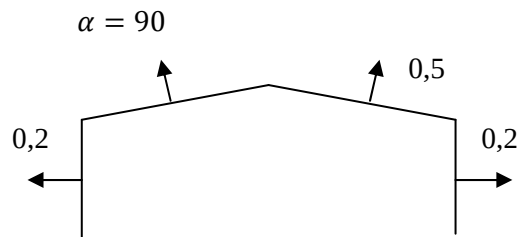
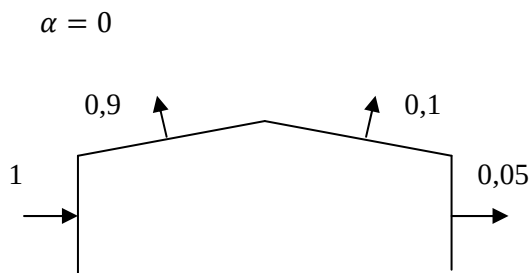
O esquema atrás representado pode ser visto em corte.



Com $\delta_{pi}=0,2$



Com $\delta_{pi}=-0,3$



2.1.2.2 Acção de Sobrecarga

Para coberturas ordinárias, que não permitem uma fácil circulação de pessoas, o valor previsto no RSA para a sobrecarga é de $0,3 \text{ kN/m}^2$ em plano horizontal.

2.1.3 Combinação de Acções

Concluído o processo de quantificação das acções é necessário efectuar as devidas combinações de acções, de acordo com os Artigo 7º, 9º e 12º do RSA. O cálculo desta estrutura será efectuado a dois Estados Limites, o Estado Limite de Utilização e o Estado Limite Último. Para todas as combinações de acções estes dois critérios têm de ser respeitados. Deve também ser referido que o coeficiente de majoração para acções permanentes será igual a 1.5.

Estados Limites Últimos

Quando os limites destes estados são ultrapassados leva a grandes estragos na estrutura, mesmo que este limite seja atingido por breves instantes, logo este estado nunca pode ser atingido. Os valores de cálculo dos esforços actuates para a verificação da segurança, considerando uma relação linear entre as acções e os esforços, são obtidos através de regras correspondentes as combinações fundamentais.

Acção de base – Sobrecarga $S_d = 1,5$	$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Qk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Transversal $\delta_{pi} = -0,3$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} [kN/m]$

Estados Limites de Utilização

Os Estados Limites de Utilização quando ultrapassados podem não resultar em severos danos para a estrutura. Estes estados são definidos tendo em conta uma duração (ou um número de repetições), ou seja, determinado comportamento da estrutura só é considerado um estado limite de utilização se permanecer durante uma parcela da vida da estrutura, são assim definidas três ordens de grandeza – muito curta, curta e longa, sendo que a primeira das três não corresponde a mais do que algumas horas da vida da estrutura, a terceira corresponde a um período de cerca de metade da vida da estrutura e a segunda corresponde a um período intermédio ao das duas anteriores.

Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança são obtidos de acordo com as seguintes regras.

Acção de base – Sobrecarga $S_d = 1,5$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Qk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Transversal $\delta_{pi} = -0,3$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [kN/m]$
Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [kN/m]$

2.1.3.1 Formulação das Combinações de Acções para a Cobertura

Perante as acções quantificadas anteriormente e tendo em atenção o sentido do vento elabora-se o seguinte esquema, com a representação das acções.

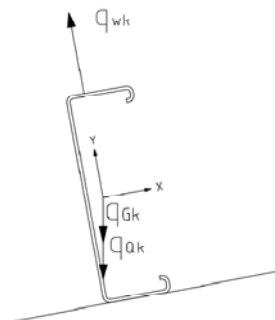


Figura 2.1 - Madre da cobertura

Combinação 01 – Acção de base sobrecarga

Sendo a acção de base a sobrecarga e sendo a acção do vento sobre a cobertura favorável, o valor de combinação da acção do vento será nulo. Para esta combinação as acções permanentes têm um sentido desfavorável pois estão com a mesma direcção.

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Qk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Qk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que,

S_{Gk} é o esforço resultante das acções permanentes.

S_{Qk} é o esforço resultante da sobrecarga.

Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

Neste caso o valor de combinação da sobrecarga será nulo pois a sobrecarga é favorável em relação à acção do vento.

As acções permanentes têm um sentido favorável pois o vento e as acções permanentes actuam em sentidos opostos.

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que

S_{Wk} é o esforço resultante da acção do vento transversal.

Combinação 03 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

Neste caso é a acção da sobrecarga a tomar o valor nulo devido as razões apontadas para a Combinação 02.

As acções permanentes têm um sentido favorável pois o vento e as acções permanentes actuam em sentidos opostos.

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que

S_{Wk} é o esforço resultante da acção do vento Transversal.

Combinação 04 – Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

Neste caso é a acção da sobrecarga a tomar o valor nulo devido as razões apontadas para a Combinação 02.

As acções permanentes têm um sentido favorável pois o vento e as acções permanentes actuam em sentidos opostos.

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que

S_{Wk} é o esforço resultante da acção do vento longitudinal.

Combinação 05 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

Neste caso é a acção da sobrecarga a tomar o valor nulo devido as razões apontadas para a Combinação 02.

As acções permanentes têm um sentido favorável pois o vento e as acções permanentes actuam em sentidos opostos.

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que

S_{Wk} é o esforço resultante da acção do vento longitudinal.

2.1.3.2 Formulação das Combinações de Acções para a Fachada Lateral.

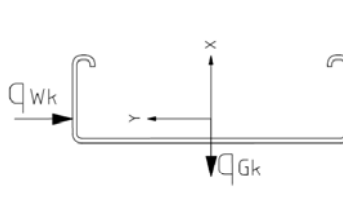


Figura 2.2 - Madre da fachada lateral

Como os esforços devidos ao vento e as cargas permanentes têm sentidos ortogonais não é de fácil distinção se as cargas vão ser favoráveis ou não pelo que se optou pelo caso mais crítico que é considerar um coeficiente de majoração de 1,5 em todas as situações, devemos notar que para a fachada lateral a sobrecarga é zero.

Combinação 01 – Acção de base sobrecarga

$$S_d = 1,5S_{Gk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

Combinação 03 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

Combinação 04 – Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

Combinação 05 – Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

2.1.3.3 Formulação das Combinações de Acções Para os Pórticos

O processo será o mesmo descrito anteriormente tendo em atenção que teremos de separar as acções do telhado das da fachada lateral pois irão ter coeficientes de pressão diferentes.

3 Dimensionamento da Cobertura

A cobertura será construída essencialmente por dois elementos que são as madres e as chapas. As madres são elementos que têm como principal função servir de apoio às chapas de revestimento da cobertura. As cargas que actuam nas madres são o peso das chapas de revestimento, o peso próprio das madres bem como os elementos de fixação, e também a acção do vento que vai ser transmitida das chapas para as madres, os esforços que daqui resultam são transferidos para os pórticos.

3.1 Dimensionamento do Revestimento da Cobertura

A chapa utilizada será uma chapa de aço trapezoidal ALAÇO que são chapas próprias para revestimentos e para coberturas, estas chapas não têm uma forma simétrica. O fabricante fornece dados de resistência para a posição A e posição B, o que corresponde na prática aos valores máximos de pressão e sucção admissíveis.

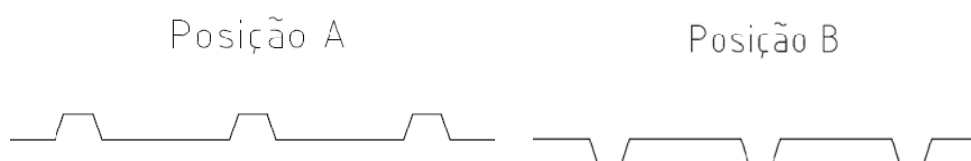


Figura 3.1 - Chapas de revestimento

Os valores de resistência fornecidos dizem respeito a valores da sobrecarga sobre a chapa, isto é carga para além do peso próprio da chapa.

Em toda a cobertura o máximo coeficiente de forma é 1.4 e ocorre para a combinação de acções Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ assim tendo em conta as distancias entre madres podemos efectuar os cálculos.

No telhado a solicitação máxima dá-se de acordo com a posição **B** logo não necessitaremos de efectuar os cálculos para a posição **A** visto que esta suporta um esforço superior a posição **B**.

- Posição **B**

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

O $\delta_{max} = 1,4$ é o máximo coeficiente de forma para a cobertura

Esta pressão terá de ser majorada ficando:

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K$$

Daqui resulta

$$P_{max} = 1,5 \times 1,4 \times 0,948 = 1,99 \text{ kN/m}^2 < 2,24 \text{ kN/m}^2$$

Chapa escolhida, PERFIL 4-241-45 espessura 0,7 mm, (7,13 kg/m²)

3.2 Dimensionamento das Madres da Cobertura

O dimensionamento das madres da cobertura será influenciado por uma vasta gama de parâmetros tais como o afastamento entre madres da cobertura, pelas cargas aplicadas consoante a combinações de acções, tendo em conta que teremos de respeitar em qualquer situação o estado limite último e o estado limite de utilização. O dimensionamento das madres será efectuado para perfis C sem aplicação de tirantes a meio vão. O afastamento entre madres será calculado tendo em conta o número de madres a aplicar e a dimensão das vertentes da cobertura.

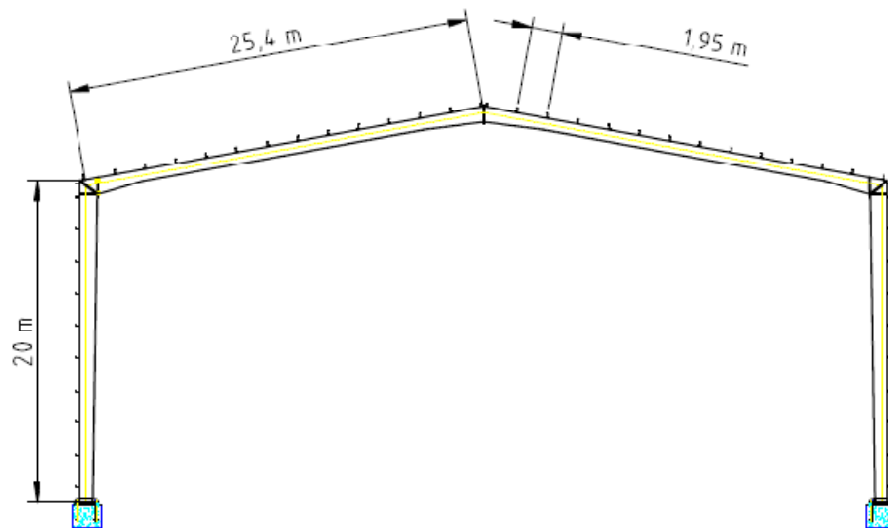


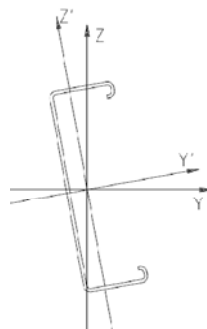
Figura 3.2 - Pórtico

Sabendo que a distancia entre pórticos é de 10 metros vamos começar por considerar um perfil SADEF C+ 250x4 com as seguintes características

Massa /m	Peso /m	W z	W y	I z	I y
kg/m	kN/m	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
14,02	0,1374	27,900z	130,600	150,200	1607,000

Tabela 3.1 Propriedades da madre

3.2.1 Cálculo das Acções Sobre as Madres



3.2.1.1 Sobrecarga

Figura 3.3 - Sistema de eixos adoptado para as madres

A sobrecarga em coberturas é de 0,3 kN/m² como se pode verificar no artigo 34 do capítulo VIII do RSA, mas como neste caso a cobertura tem uma inclinação de 10 graus a sobrecarga será:

$$Q_s = 0,3 \times \cos 10 = 0,2954 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s^Z = Q_s \times \cos(10) \times d_{m,Cobertura} = 0,295 \times \cos(10) \times 1,95 = 0,568 \text{ kN/m}$$

$$q_s^Y = Q_s \times \sin(10) \times d_{m,Cobertura} = 0,295 \times \sin(10) \times 1,95 = 0,1 \text{ kN/m}$$

3.2.1.2 Vento

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K = 1,4 \times 0,948 = 1,327 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura} = 1,327 \times 1,95 = 2,592 \text{ kN/m}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K = -0,9 \times 0,948 = 0,853 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura} = 0,853 \times 1,95 = 1,663 \text{ kN/m}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = -1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_V^Z = 0,948 \times 1,95 = 1,849 \text{ kN/m}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K = -0,5 \times 0,948 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura} = 0,474 \times 1,95 = 0,924 \text{ kN/m}$$

3.2.1.3 Peso da Chapa

$$q_{G\ Chapa}^Z = \frac{g \times peso \times d_{m,Cobertura} \times \cos(10)}{1000}$$

$$q_{G\ Chapa}^Z = \frac{9,8 \times 7,13 \times 1,95 \times \cos(10)}{1000} = 0,1342 \text{ kN/m}$$

$$q_{G\ Chapa}^Y = \frac{g \times peso \times d_{m,Cobertura} \times \sin(10)}{1000}$$

$$q_{G\ Chapa}^Y = \frac{9,8 \times 7,13 \times 1,95 \times \sin(10)}{1000} = 0,0237 \text{ kN/m}$$

3.2.1.4 Peso das Madres

$$q_{Gmadre}^Z = \frac{g \times peso \times \cos(10)}{1000}$$

$$q_{Gmadre}^Z = \frac{9,8 \times 14,02 \times \cos(10)}{1000} = 0,1353 \text{ kN/m}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{g \times peso \times \sin(10)}{1000}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{9,8 \times 14,02 \times \sin(10)}{1000} = 0,0239 \text{ kN/m}$$

3.2.2 Combinação de Acções para a Madre (Artigo 9 do RSA):

A análise dos coeficientes de pressão para a acção do vento permite concluir que a solicitação crítica para o dimensionamento das madres é a combinação de acções com a acção de base vento transversal com coeficiente de pressão interno de 0,2. Neste caso o valor máximo do coeficiente de pressão é de 1,4. Estas considerações são válidas quer para o Estado Limite Último quer para o Estado Limite de Serviço ou Utilização. A título exemplificativo explicitam-se de seguida os cálculos para a acção de base sobrecarga e para a acção de base Vento transversal ($\delta p=0,2$).

3.2.2.1 Combinação 01

Acção de base sobrecarga

$$S_{dy} = 1,5 \times q_{Gchapa}^Y + 1,5 \times q_{Gmadre}^Y + 1,5 \times q_s^Y$$

$$S_{dy} = 1,5 \times 0,0237 + 1,5 \times 0,0239 + 1,5 \times 0,1 = 0,222 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dy} = q_{chapa}^Y + q_{Gmadre}^Y + q_s^Y$$

$$S'_{dy} = 0,0237 + 0,0239 + 0,1 = 0,148 \text{ kN/m}$$

Notação:

S_d - Combinação de acções associada ao Estado Limite Último

S'_d - Combinação de acções associada ao Estado Limite Utilização ou Serviço

$$S_{dz} = 1,5 \times q_{Gchapa}^Z + 1,5 \times q_{Gmadre}^Z + 1,5 \times q_s^Z$$

$$S_{dz} = 1,5 \times 0,1342 + 1,5 \times 0,1353 + 1,5 \times 0,567 = 1,257 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dz} = q_G^Z \text{ Chapa} + q_G^Z \text{ madre} + q_s^Z$$

$$S'_{dz} = 0,1342 + 0,1353 + 0,567 = 0,838 \text{ kN/m}$$

3.2.2.2 Combinação 02

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{Gmadre}^Y) - 1,5 \times q_V^Y$$

$$S_{dY} = (1 \times 0,0237 + 1 \times 0,0239) - 1,5 \times 0 = 0,0476 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{Gmadre}^Y) - 1 \times q_V^Y$$

$$S'_{dY} = (1 \times 0,0237 + 1 \times 0,0239) - 1 \times 0 = 0,0476 \text{ kN/m}$$

$$S_{dz} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1,5 \times q_V^Z$$

$$S_{dz} = 0,1342 + 0,1353 - 1,5 \times 2,592 = -3,619 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dz} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1 \times q_V^Z$$

$$S'_{dz} = 0,1342 + 0,1350 - 2,592 = -2,323 \text{ kN/m}$$

3.2.3 Resistência das madres

Definidas as combinações de acções possíveis a verificação da resistência das madres, no dimensionamento ao Estado Limite Último, passa por garantir que as tensões não ultrapassam o valor da tensão de cedência do material ($f_y = 350 \text{ N/mm}^2$).

Utilizando uma montagem em viga contínua de pelo menos 4 tramos os valores máximos do momento flector máximo na madre é dado com boa aproximação por

$$M_{max} = \frac{qL^2}{10}$$

3.2.3.1 Combinação 01 Acção de Base Sobrecarga

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dY}L^2}{10} = \frac{0,222 \times 10^2}{10} = 2,22 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dZ}L^2}{10} = \frac{1,257 \times 10^2}{10} = 12,57 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{2,22 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{12,57 \times 10^6}{130,6 \times 10^3} = 175,81 \text{ MPa}$$

3.2.3.2 Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dy}L^2}{10} = \frac{0,0476 \times 10^2}{10} = 0,476 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dz}L^2}{10} = \frac{3,619 \times 10^2}{10} = 36,19 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{0,476 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{36,19 \times 10^6}{130,6 \times 10^3} = 294,167 \text{ MPa}$$

Para qualquer um destes casos não foi atingida a tensão de cedência da madre que é de 350 MPa.

Combinação de acções	Tensão máxima instalada na madre [MPa]
Combinação 01	175,81
Combinação 02	294,18

Tabela 3.2 - Valores das tensões

3.2.4 Verificação do Estado Limite de Utilização

A flecha máxima é dada por:

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

3.2.4.1 Combinação 01 Acção de Base Sobrecarga

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{0,838 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 6,47 \text{ mm}$$

3.2.4.2 Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{2,323 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 17,9 \text{ mm}$$

Combinação de acções	Flecha máxima [mm]
Combinação 01	6,5
Combinação 02	17,9

Tabela 3.3 - Valeres das flechas

Para que se cumpra o que está regulamentado a flecha máxima terá de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ mm}$ o que se verifica para qualquer um dos casos. No plano da cobertura mão é necessária a verificação porque a chapa impede que a madre se desloque nesse plano.

3.3 Dimensionamento do Revestimento Para as Fachadas Laterais

A selecção da chapa de revestimento da fachada lateral segue os mesmos pressupostos já utilizados para a cobertura. A análise dos coeficientes de pressão resultantes para todos rumos de vento possíveis permite concluir que a chapa estará sujeita a coeficientes de pressão máximo de 1,0 e sucção de 0,8.

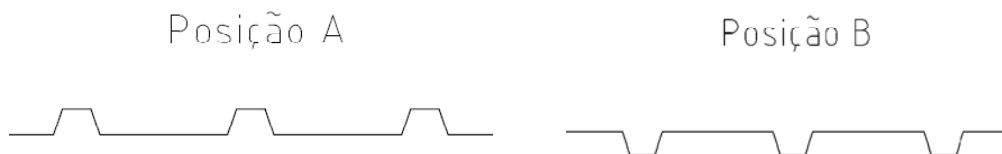


Figura 3.4 - Chapas de revestimento

- Posição A

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

O δ_{max} é o máximo coeficiente de forma para as fachadas laterais.

Esta pressão terá de ser majorada ficando:

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K$$

Daqui resulta

$$P_{max} = 1,5 \times 1 \times 0,948 = 1,422 < 1,6 \text{ kN/m}^2$$

- Posição B

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

O $\delta_{\max}$ é o máximo coeficiente de forma para as fachadas laterais.

Esta pressão terá de ser majorada ficando:

$$P_{\max} = 1,5 \times \delta_{\max} \times W_K$$

Daqui resulta

$$P_{\max} = 1,5 \times 0,8 \times 0,948 = 1,14 \text{ kN/m}^2 < 1,36 \text{ kN/m}^2$$

Chapa escolhida, PERFIL 4-241-45 espessura 0,5 mm (5,09 kg/m²)

3.4 Dimensionamento das Madres da Fachada Lateral

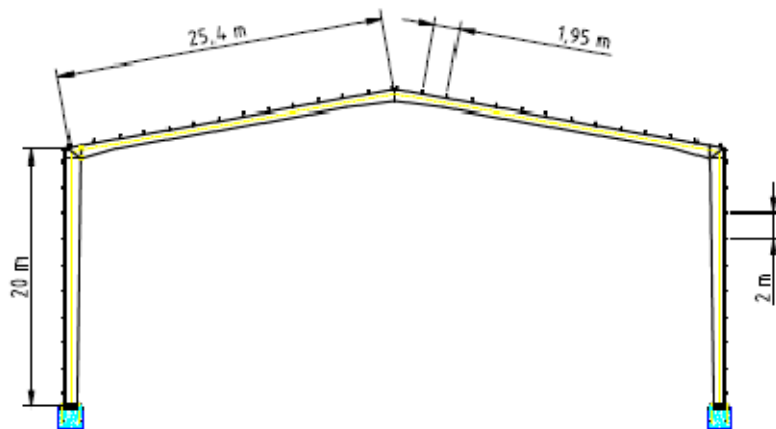


Figura 3.5 - Pórtico PRS

O dimensionamento das madres da fachada lateral tal como o dimensionamento das madres da cobertura que foi realizado no Capítulo 3, será influenciado por vários parâmetros, que são os mesmos que se apresentaram no anterior Capítulo, ou seja o afastamento entre madres, acções do vento, peso das madres e peso das chapas, também neste caso teremos de respeitar o estado limite último e o estado limite de utilização.

O perfil utilizado na fachada lateral foi ainda o perfil SADEF C+ 250x4 cujas características estão definidas anteriormente.

3.4.1 Acções sobre a madre

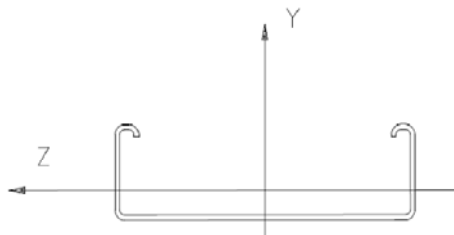


Figura 3.6 - Sistema de eixos adoptado para as madres

A análise do diagrama de coeficientes de pressão sobre a envolvente na pág. 10/11, permite concluir que a solicitação crítica de vento para o dimensionamento das madres é a do vento transversal com $\delta_{pi} = -0,3$. O coeficiente de pressão resultante $\delta_p = 1,0$.

Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K = 1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_m = 0,948 \times 2 = 1,896 \text{ kN/m}$$

Peso da chapa

$$q_{G \text{ chapa}}^Y = \frac{g \times peso \times d_{m, fachada}}{1000}$$

$$q_{G \text{ chapa}}^Y = \frac{9,8 \times 5,09 \times 2}{1000} = 0,100 \text{ kN/m}$$

Peso das madres

$$q_{G \text{ madre}}^Y = \frac{g \times peso}{1000}$$

$$q_{G \text{ madre}}^Y = \frac{9,8 \times 14,02}{1000} = 0,135 \text{ kN/m}$$

3.4.2 Combinação de Acções (Artigo 9 do RSA):

Neste caso dada a orientação relativa das madres e a ortogonalidade entre as acções gravíticas e a acção do vento sobre a fachada lateral a única combinação de acções a considerar resulta das acções permanentes e da acção do vento. Neste caso vento transversal com $\delta_{pi} = -0,3$.

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_{dY} = (1,5 \times q_{Chapa}^Y + 1,5 \times q_{G \text{ madre}}^Y) - 1,5 \times q_V^Y$$

$$S_{dY} = (1,5 \times 0,0998 + 1,5 \times 0,135) - 1,5 \times 0 = 0,352 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{G \text{ madre}}^Y) - 1 \times q_V^Y$$

$$S'_{dY} = (1 \times 0,0998 + 1 \times 0,135) - 1 \times 0 = 0,235 \text{ kN/m}$$

$$S_{dZ} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{G \text{ madre}}^Z) - 1,5 \times q_V^Z$$

$$S_{dZ} = 0 + 0 - 1,5 \times 1,896 = -2,844 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dZ} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{G \text{ madre}}^Z) - 1 \times q_V^Z$$

$$S'_{dz} = 0 + 0 - 1,896 = 1,896 \text{ kN/m}$$

3.4.3 Resistência das Madres

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dy}L^2}{10} = \frac{0,352 \times 10^2}{10} = 3,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dz}L^2}{10} = \frac{2,814 \times 10^2}{10} = 28,14 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{3,52 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{28,14 \times 10^6}{130,6 \times 10^3} = 341,63 \text{ MPa}$$

Para qualquer um destes casos não foi atingida a tensão de cedência da madre que é de 350 MPa.

3.4.4 Verificação do Estado Limite de Utilização

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,896 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 14,63 \text{ mm}$$

Para que se cumpra o que está regulamentado a deflexão máxima terá de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ mm}$ o que se verifica para qualquer um dos casos. No plano da fachada lateral não é necessária a verificação porque a chapa impede que a madre se desloque nesse plano.

3.5 Dimensionamento do Revestimento para a Fachada de Empena

As chapas escolhidas para a fachada de empena são do mesmo catálogo das da cobertura e fachada lateral, assim o processo de cálculo será semelhante. A selecção da chapa de revestimento da fachada lateral segue os mesmos pressupostos já utilizados para a cobertura e fachada lateral. A análise dos coeficientes de pressão resultantes para todos rumos de vento possíveis permite concluir que a chapa estará sujeita a coeficientes de pressão máximo de 1,0 e sucção de 0,8. O máximo coeficiente de forma é 1 e ocorre para a Combinação 05 Acção de Base Vento longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$. No caso do vento transversal, o máximo coeficiente

de forma é de $\delta_{pi}=0,8$, originando sucção. Por hipótese considerou-se um, PERFIL 4-241-45 espessura 0,5 mm

- Posição A (sobrecarga admissível $5,09 \text{ kg/m}^2$)

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K = 1,5 \times 1 \times 0,948 = 1,422 < 1,6 \text{ kN/m}^2$$

- Posição B (sobrecarga admissível $1,36 \text{ kg/m}^2$)

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K = 1,5 \times 0,8 \times 0,948 = 1,14 \text{ kN/m}^2 < 1,36 \text{ kN/m}^2$$

3.6 Dimensionamento das Madres da Fachada de Empena

O dimensionamento das madres da fachada de empena tal como o dimensionamento das madres da cobertura e fachada lateral, será influenciada por vários parâmetros, que serão, o afastamento entre madres, cargas do vento, peso das madres e ainda o peso das chapas, também neste caso teremos de respeitar o estado limite último e o estado limite de utilização.

Distancia entre os pilares da fachada de empena é de 5 metros.

Madre em perfil SADEF C+ 150x2 com as seguintes características

Massa /m	peso /m	W z	W y	I z	I y
kg/m	kN/m	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
6,61	0,06478	22,8	38,6	111	286

Tabela 3.4 - Propriedades da madre

3.6.1 Acções sobre a Madre

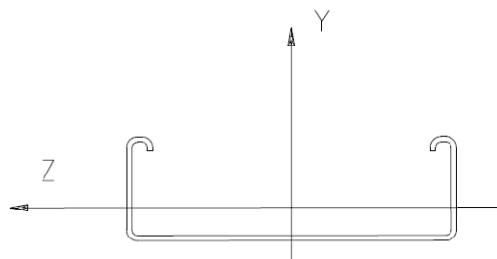


Figura 3.7 - Sistema de eixos adoptado para as madres

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K = 0,8 \times 0,948 = 0,758 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura} = 0,758 \times 2 = 1,516 \text{ kN/m}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K = 1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_m = 0,948 \times 2 = 1,896 \text{ kN/m}$$

Peso da chapa

$$q_{G\text{ chapa}}^Y = \frac{g \times peso \times d_{m,fachada}}{1000}$$

$$q_{G\text{ chapa}}^Y = \frac{9,8 \times 5,09 \times 2}{1000} = 0,0998 \text{ kN/m}$$

Peso das madres

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{g \times peso}{1000}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{9,8 \times 6,61}{1000} = 0,06478 \text{ kN/m}$$

3.6.2 Combinação de Acções (Artigo 9 do RSA):

3.6.2.1 Combinação 02

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_{dY} = (1,5 \times q_{Chapa}^Y + 1,5 \times q_{Gmadre}^Y) - 1,5 \times q_V^Y$$

$$S_{dY} = (1,5 \times 0,0998 + 1,5 \times 0,06478) - 1,5 \times 0 = 0,247 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{Gmadre}^Y) - 1 \times q_V^Y$$

$$S'_{dY} = (1 \times 0,0998 + 1 \times 0,06478) - 1 \times 0 = 0,165 \text{ kN/m}$$

$$S_{dZ} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1,5 \times q_V^Z$$

$$S_{dZ} = 0 + 0 - 1,5 \times 1,516 = 2,274 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dZ} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1 \times q_V^Z$$

$$S'_{dZ} = 0 + 0 - 1,516 = 1,516 \text{ kN/m}$$

3.6.2.2 Combinação 05

Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_{dY} = (1,5 \times q_{Chapa}^Y + 1,5 \times q_{Gmadre}^Y) - 1,5 \times q_V^Y$$

$$S_{dY} = (1,5 \times 0,0998 + 1,5 \times 0,06478) - 1,5 \times 0 = 0,247 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{Gmadre}^Y) - 1 \times q_V^Y$$

$$S'_{dY} = (1 \times 0,0998 + 1 \times 0,06478) - 1 \times 0 = 0,165 \text{ kN/m}$$

$$S_{dZ} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1,5 \times q_V^Z$$

$$S_{dZ} = 0 + 0 - 1,5 \times 1,896 = 2,844 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dZ} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1 \times q_V^Z$$

$$S'_{dZ} = 0 + 0 - 1,896 = 1,896 \text{ kN/m}$$

3.6.3 Resistência da Madre

O momento máximo será dado por:

$$M_{max} = \frac{qL^2}{10}$$

Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dY}L^2}{10} = \frac{0,247 \times 5^2}{10} = 0,618 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dZ}L^2}{10} = \frac{2,274 \times 5^2}{10} = 5,685 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{0,618 \times 10^6}{22,8 \times 10^3} + \frac{5,685 \times 10^6}{38,6 \times 10^3} = 174,39 \text{ MPa}$$

Combinação 05 Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dY}L^2}{10} = \frac{0,247 \times 5^2}{10} = 0,618 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dZ}L^2}{10} = \frac{2,844 \times 5^2}{10} = 7,110 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{0,618 \times 10^6}{22,8 \times 10^3} + \frac{7,110 \times 10^6}{38,6 \times 10^3} = 211,30 \text{ MPa}$$

Para qualquer um destes casos não foi atingida a tensão de cedência da madre que é de 350 MPa.

3.6.4 Verificação do Estado Limite de Utilização

Flecha máxima é dada por:

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,516 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 286 \times 10^4} = 4,11 \text{ mm}$$

Combinação 05 Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,896 \times 5000^4}{384 \times 210000 \times 286 \times 10^4} = 5,14 \text{ mm}$$

Para que se cumpra o que está regulamentado a flecha máxima terá de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$ o que se verifica para qualquer um dos casos. No plano da fachada de empena mão é necessária a verificação porque a chapa impede que a madre se desloque nesse plano.

4 Dimensionamento do Pórtico PRS

A análise e dimensionamento da Solução 1, pórtico com viga travessa e pilar PRS de secção variável será efectuada de acordo com o EC3. Neste capítulo serão calculadas as acções sobre a estrutura resistente principal de acordo com o RSA e utilizando os princípios já referidos anteriormente.

A análise de esforços é efectuada através de um programa de cálculo automático de estruturas, Multiframe 4D, que utiliza uma formulação do Método dos Deslocamentos. A estrutura é discretizada em barras, sendo que quer os pilares quer as vigas são subdivididos nos pontos de apoio das madres.

Todas as acções, quer as acções permanentes, quer as acções variáveis, vento e sobrecarga, são transmitidas ao pórtico nos pontos de apoio das madres. A quantificação de cada uma dessas acções será feita através da área de influência de cada nó, função da distância entre madres, d_m e da distância entre pórticos, d_p .

4.1 Quantificação das Acções Sobre o Pórtico

Os esforços a que os pórticos estão sujeitos são os esforços transmitidos pelas madres, que já foram determinados anteriormente, assim podemos considerar que todos os esforços tanto o peso das chapas como a acção do vento são transmitidos as madres e por sua vês estas os transmitirão ao pórtico, assim no modelo estas cargas serão aplicadas de modo concentrado, no

sítio onde as madres se ligam aos pórticos, tendo varias grandezas consoante a combinação de acções em estudo.

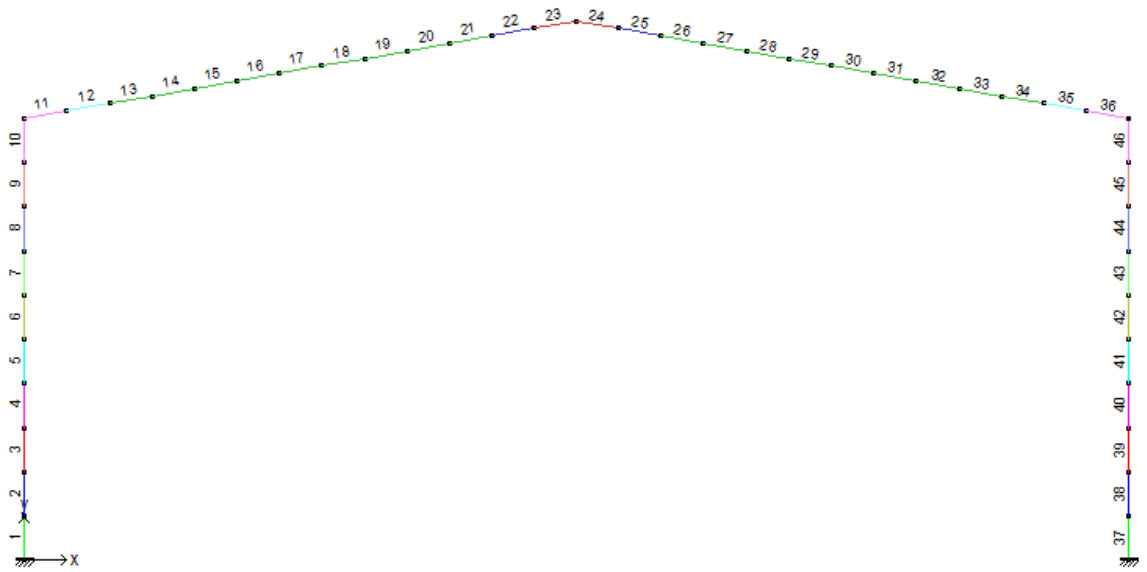


Figura 4.1 - Pórtico PRS

Nota:

O peso do pórtico será introduzido automaticamente pelo software de cálculo

4.1.1 Cobertura

4.1.1.1 Sobrecarga

Para uma sobrecarga na coberturas de $0,3 \text{ kN/m}^2$ e atendendo à área de influência de cada nó o valor característico da sobrecarga é dado por:

$$Q_s = 0,3 \times \cos 10 = 0,2954 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s^y = Q_{\text{sobrecarga}} \times d_{m,\text{Cobertura}} \times d_{\text{Pórtico}} = 0,2954 \times 1,953 \times 10 = 5,769 \text{ kN}$$

4.1.1.2 Vento

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ (lado esquerdo da cobertura)

$$P_{\max} = \delta_{\max} \times W_K$$

$$P_{\max} = 1,4 \times 0,948 = 1,327 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,\text{Cobertura}} \times d_{\text{Pórtico}} \times \sin (10)$$

$$q_V^x = 1,327 \times 1,953 \times 10 \times \sin(10) = 4,5 \text{ kN}$$

$$q_V^y = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \cos(10)$$

$$q_V^y = 1,327 \times 1,953 \times 10 \times \cos(10) = 25,523 \text{ kN}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ (lado direito da cobertura)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,6 \times 0,948 = 0,5688 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \sin(10)$$

$$q_V^x = 0,5688 \times 1,953 \times 10 \times \sin(10) = 1,929 \text{ kN}$$

$$q_V^y = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \cos(10)$$

$$q_V^y = 0,5688 \times 1,953 \times 10 \times \cos(10) = 10,938 \text{ kN}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$ (lado esquerdo da cobertura)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = -0,9 \times 0,948 = 0,853 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \sin(10)$$

$$q_V^x = 0,853 \times 1,953 \times 10 \times \sin(10) = 2,893 \text{ kN}$$

$$q_V^y = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \cos(10)$$

$$q_V^y = 0,853 \times 1,953 \times 10 \times \cos(10) = 16,408 \text{ kN}$$

Vento transversal com $\delta_{pi} = -0,3$ (lado direito da cobertura)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,1 \times 0,948 = 0,0948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \sin(10)$$

$$q_V^x = 0,0948 \times 1,953 \times 10 \times \sin(10) = 0,321 \text{ kN}$$

$$q_V^y = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \cos(10)$$

$$q_V^y = 0,0948 \times 1,953 \times 10 \times \cos(10) = 1,823 \text{ kN}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$ vai existir simetria não é necessário separar entre o lado direito e o esquerdo.

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \sin(10)$$

$$q_V^x = 0,948 \times 1,953 \times 10 \times \sin(10) = 3,215 \text{ kN}$$

$$q_V^y = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \cos(10)$$

$$q_V^y = 0,948 \times 1,953 \times 10 \times \cos(10) = 18,231 \text{ kN}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$ vai existir simetria não é necessário separar entre o lado direito e o esquerdo

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,5 \times 0,948 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \sin(10)$$

$$q_V^x = 0,474 \times 1,953 \times 10 \times \sin(10) = 1,607 \text{ kN}$$

$$q_V^y = Q_V \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico} \times \cos(10)$$

$$q_V^y = 0,474 \times 1,953 \times 10 \times \cos(10) = 9,115 \text{ kN}$$

4.1.1.3 Peso da Chapa

$$q_{G \text{ Chapa}}^y = \frac{g \times \text{peso} \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico}}{1000}$$

$$q_{G \text{ Chapa}}^y = \frac{9,8 \times 7,13 \times 1,953 \times 10}{1000} = 1,364 \text{ kN/m}$$

4.1.1.4 Peso das Madres

$$q_{G \text{ madre}}^y = \frac{g \times \text{peso} \times d_{P\acute{o}rtico}}{1000}$$

$$q_{G \text{ madre}}^y = \frac{9,8 \times 14,02 \times 10}{1000} = 1,374 \text{ kN/m}$$

4.1.2 Fachada Lateral

4.1.2.1 Vento

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ (fachada do lado esquerdo)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,5 \times 0,948 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Fachada} \times d_{P\acute{o}rtico}$$

$$q_V^x = 0,474 \times 2 \times 10 = 9,48 \text{ kN}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ (fachada do lado direito)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,45 \times 0,948 = 0,4266 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Fachada} \times d_{P\acute{o}rtico}$$

$$q_V^x = 0,4266 \times 2 \times 10 = 8,532 \text{ kN}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$ (fachada do lado esquerdo)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Fachada} \times d_{P\acute{o}rtico}$$

$$q_V^x = 0,948 \times 2 \times 10 = 18,96 \text{ kN}$$

Vento transversal com $\delta_{pi} = -0,3$ (fachada do lado direito)

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,05 \times 0,948 = 0,0474 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Fachada} \times d_{P\acute{o}rtico}$$

$$q_V^x = 0,0474 \times 2 \times 10 = 0,948 \text{ kN}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$ vai existir simetria não é necessário separar entre o lado direito e o esquerdo.

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,7 \times 0,948 = 0,6636 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Fachada} \times d_{P\acute{o}rtico}$$

$$q_V^x = 0,6636 \times 2 \times 10 = 13,272 \text{ kN}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$ vai existir simetria não é necessário separar entre o lado direito e o esquerdo.

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 0,2 \times 0,948 = 0,1896 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^x = Q_V \times d_{m,Fachada} \times d_{P\acute{o}rtico}$$

$$q_V^x = 0,1896 \times 2 \times 10 = 3,792 \text{ kN}$$

4.1.2.2 Peso da chapa

$$q_{G \text{ Chapa}}^y = \frac{g \times \text{peso} \times d_{m,Cobertura} \times d_{P\acute{o}rtico}}{1000}$$

$$q_{G \text{ Chapa}}^y = \frac{9,8 \times 5,090 \times 2 \times 10}{1000} = 0,998 \text{ kN}$$

4.1.2.3 Peso das madres

$$q_{G \text{ madre}}^y = \frac{g \times \text{peso} \times d_{P\acute{o}rtico}}{1000}$$

$$q_{G \text{ madre}}^y = \frac{9,8 \times 14,02 \times 10}{1000} = 1,374 \text{ kN}$$

Como já temos todos os esforços podemos aplica-los ao pórtico

4.2 Combinação de Acções (Artigo 9 do RSA):

4.2.1 Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

$$S = 1,5 \times q_{G.Chapa} + 1,5 \times q_{G.madre} + 1,5 \times q_s$$

$$S' = q_{G.Chapa} + q_{G.madre} + q_s$$

4.2.2 Combinação 02 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_v$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_v$$

4.2.3 Combinação 03 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_v$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_v$$

4.2.4 Combinação 04 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_v$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_v$$

4.2.5 Combinação 05 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_v$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_v$$

Após esta combinação de acções com os respectivos coeficientes de majoração podemos facilmente obter os esforços no pórtico para cada uma das combinações de acções.

4.3 Aplicação das Cargas Resultantes das Combinações de Acções.

4.3.1 Combinação 01

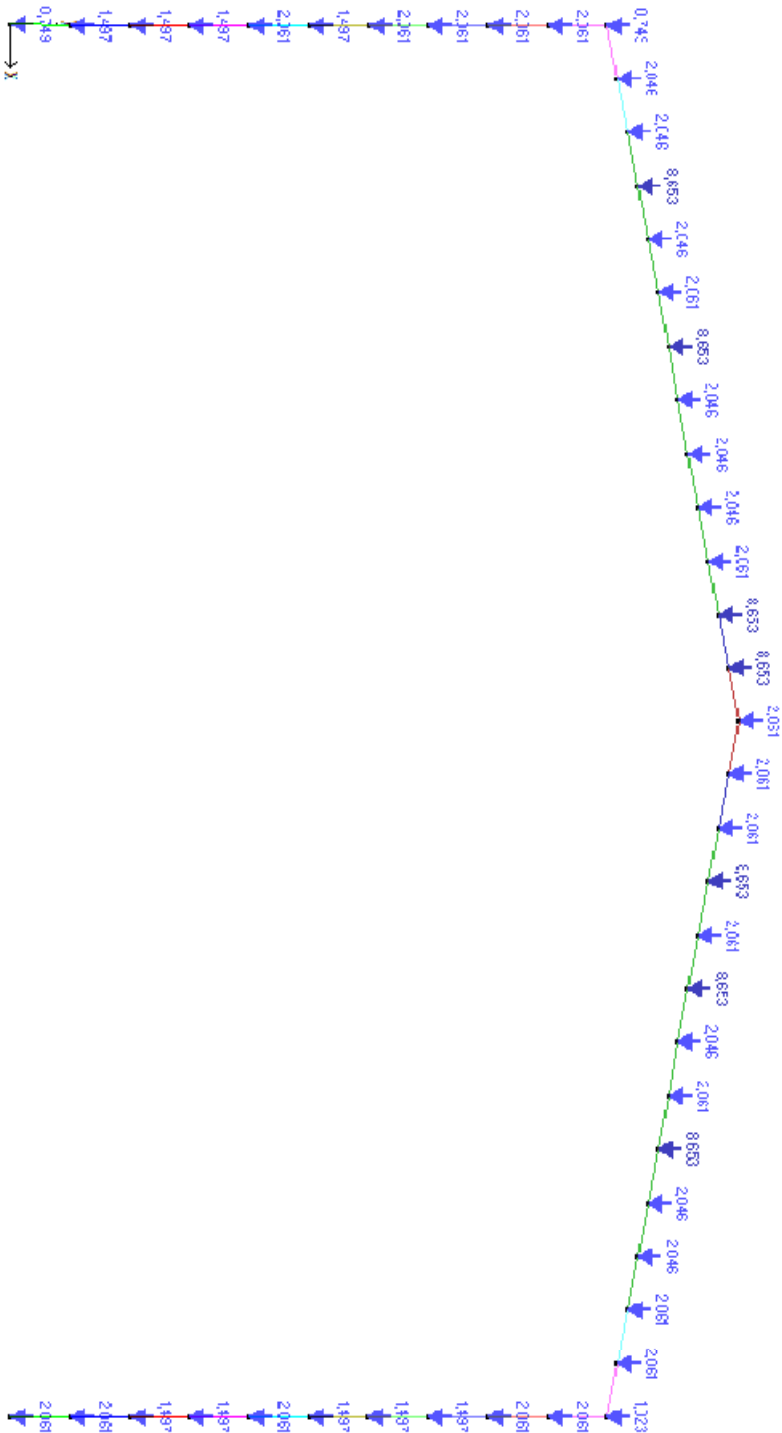


Figura 4.2 - Aplicação de cargas para a Combinação 01

Combinação 02

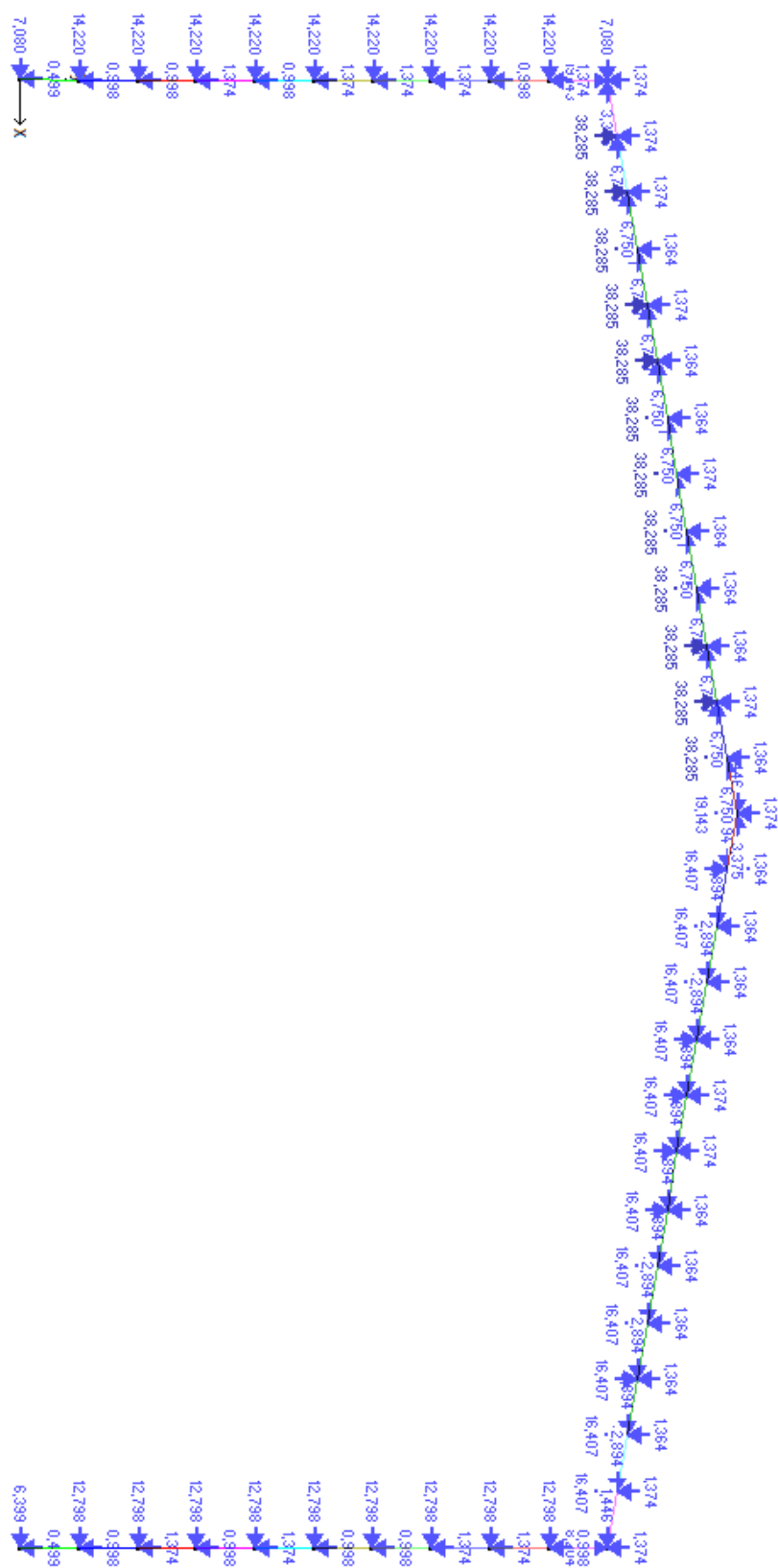


Figura 4.3 - Aplicação de cargas para a Combinação 02

4.4 Diagramas de Esforços no Pórtico.

4.4.1 Combinação 01

Acção de base sobrecarga

Diagrama do momento flector

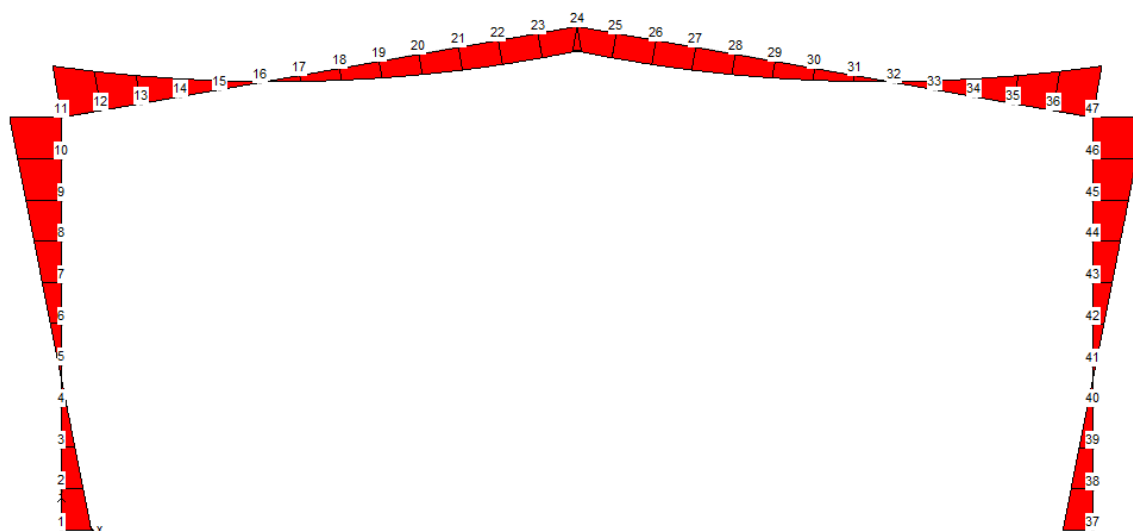


Figura 4.4 - Diagrama do momento flector

Diagrama do esforço transversal

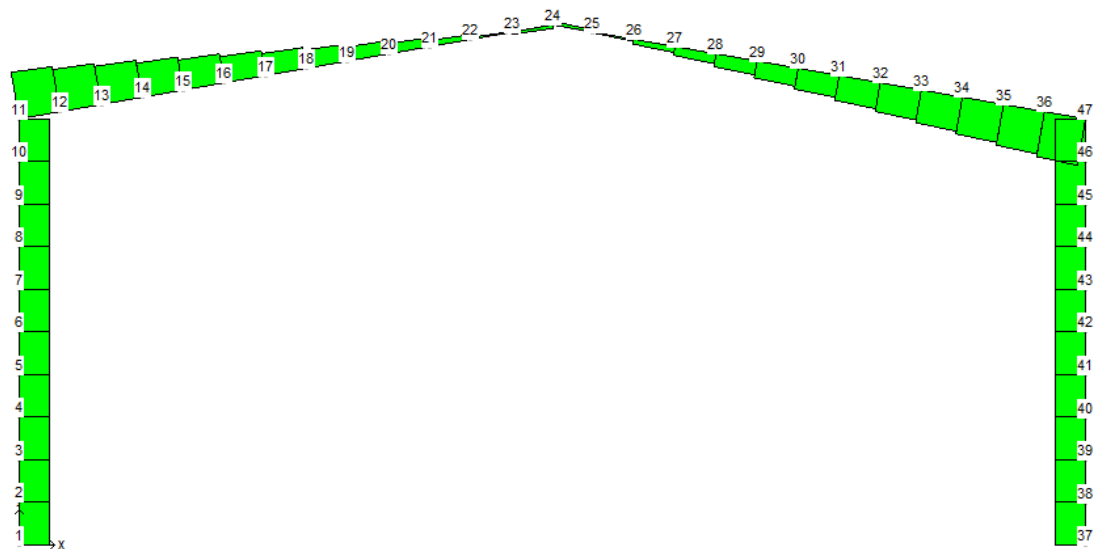


Figura 4.5 - Diagrama do esforço transverso

Diagrama do esforço normal

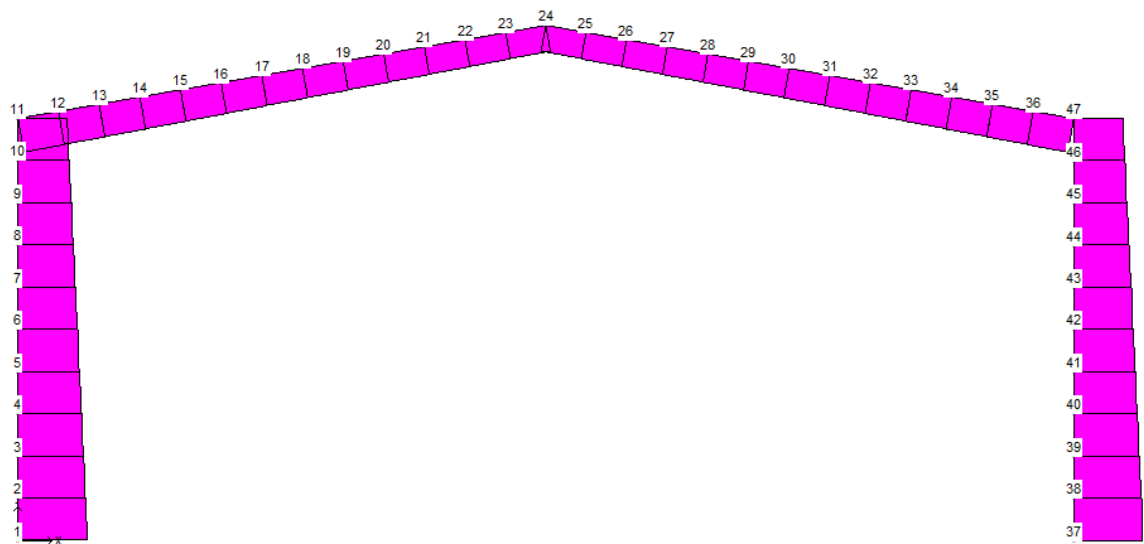


Figura 4.6 - Diagrama do esforço normal

Pontos críticos	Msd [kN.m]	Vsd [kN]	Nsd [kN]

1	958,8	132,1	346,7
11	1682,7	210,2	246,8
24	772,0	12,9	131,4

Tabela 4.1 - Esforços nos pontos críticos

4.4.2 Combinação 02

Ação de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

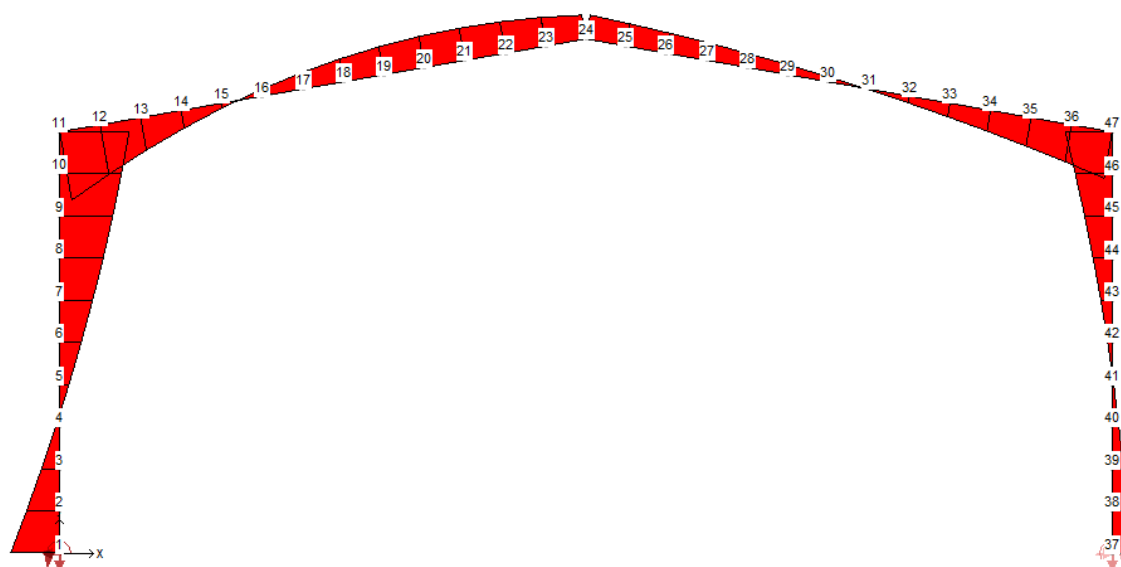


Figura 4.7 - Diagrama do momento flector

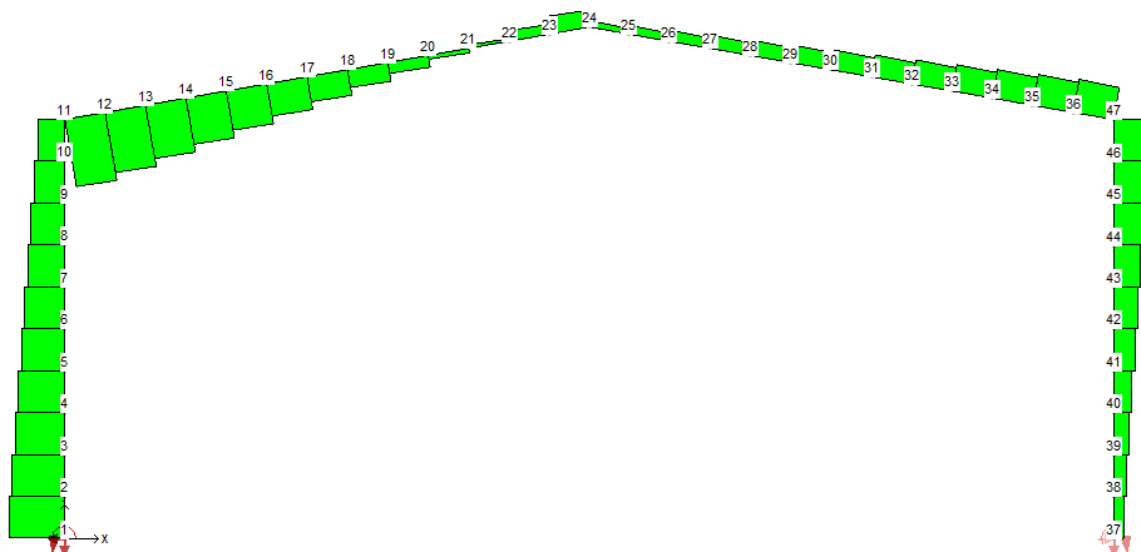


Figura 4.8 - Diagrama do esforço transverso

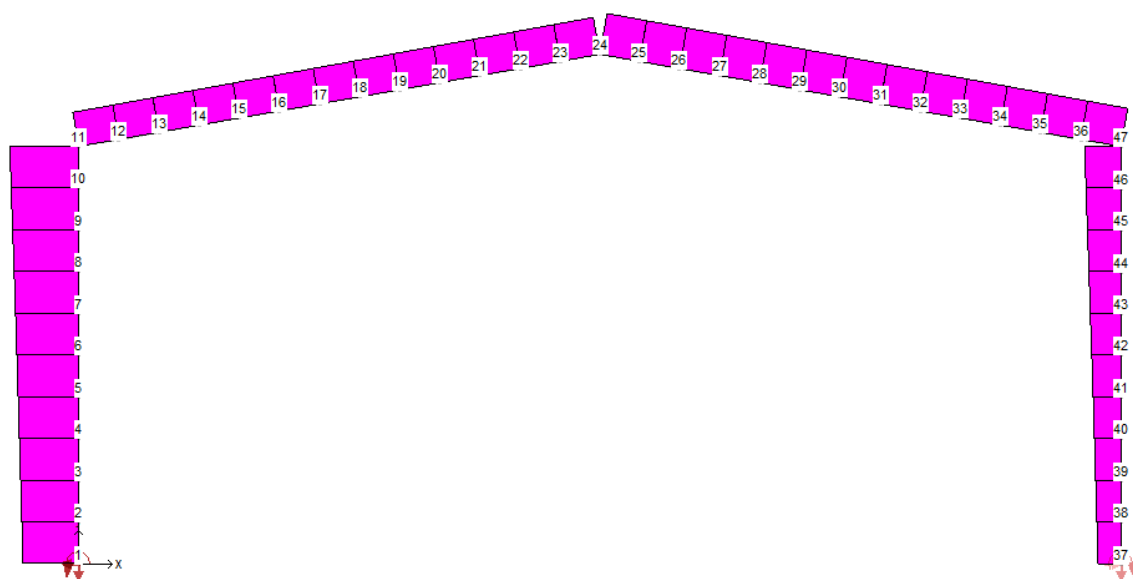


Figura 4.9 - Diagrama do esforço normal

Pontos críticos	M_{sd} [kN.m]	V_{sd} [kN]	N_{sd} [kN]
1	1546,98	251,0	282,6
11 Pórtico	2193,0	123,0	349,2

11 Travessa	2193,0	308,4	175,2
24	763,5	76,5	210,6

Tabela 4.2 Esforços nos pontos críticos

4.4.3 Combinação 03

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

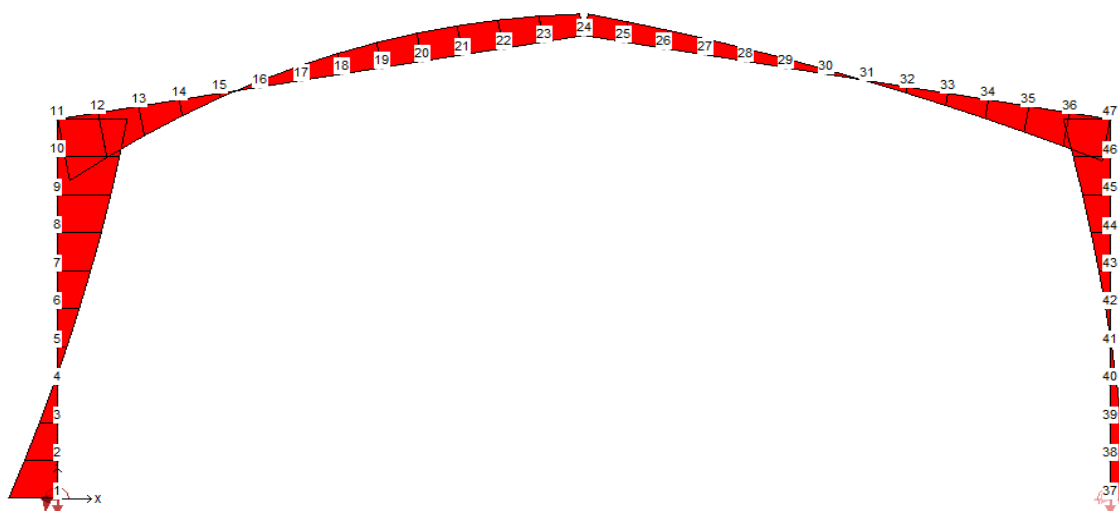


Figura 4.10 - Diagrama do momento flector

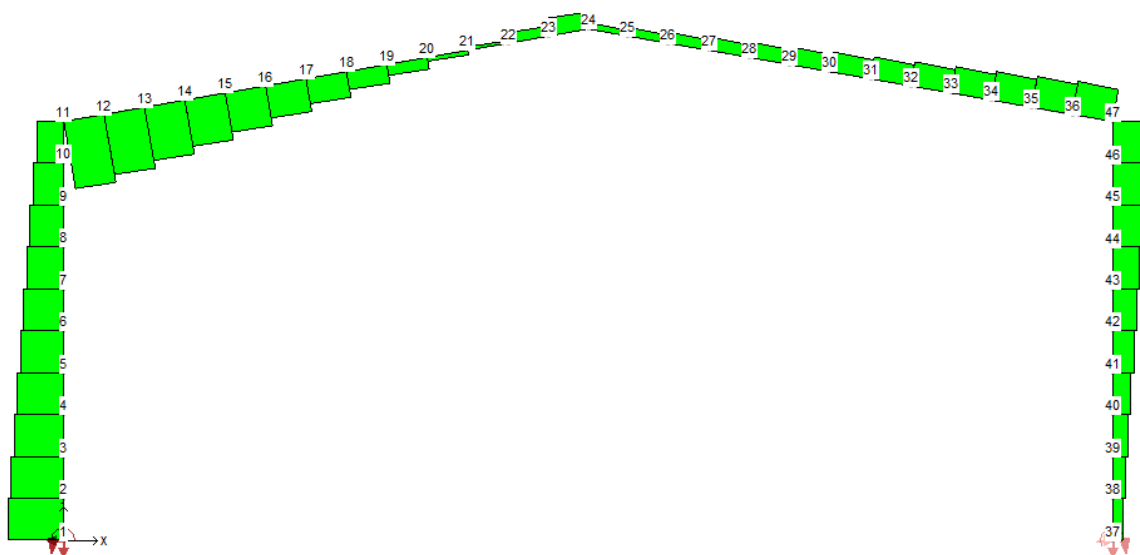


Figura 4.11 - Diagrama do esforço transversal

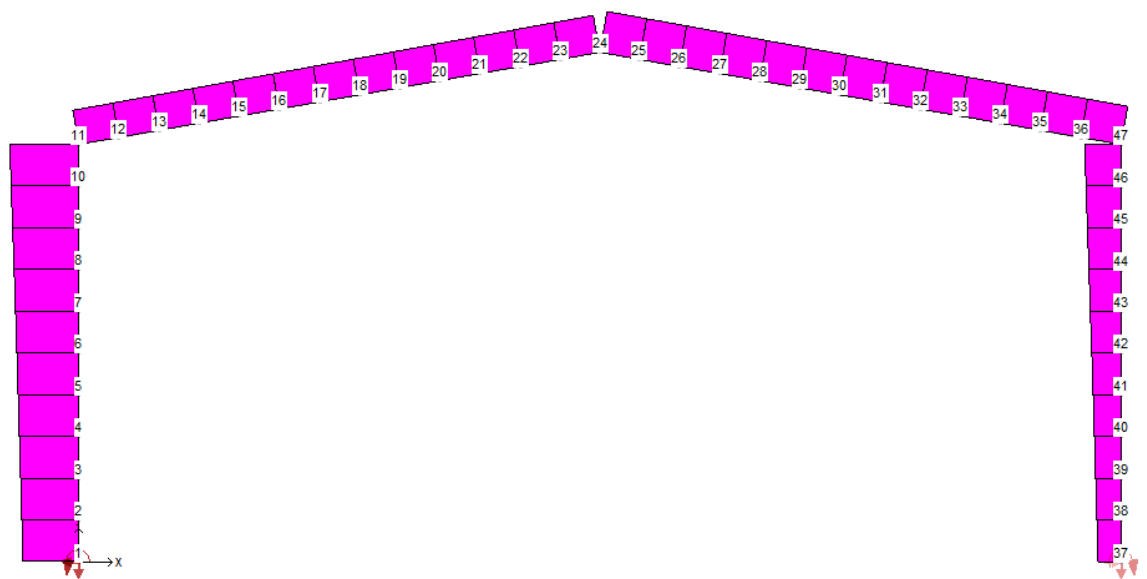


Figura 4.12 - Diagrama do esforço normal

Pontos críticos	M_{sd} [KN.m]	V_{sd} [KN]	N_{sd} [KN]
1	1242,5	243,0	104,9
11 Pórtico	1057,9	12,9	171,4
11 Travessa		164,9	3,5
24	376,3	52,8	38,8

Tabela 4.3 Pontos críticos

4.4.4 Combinação 04

Ação de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

Diagrama do momento flector

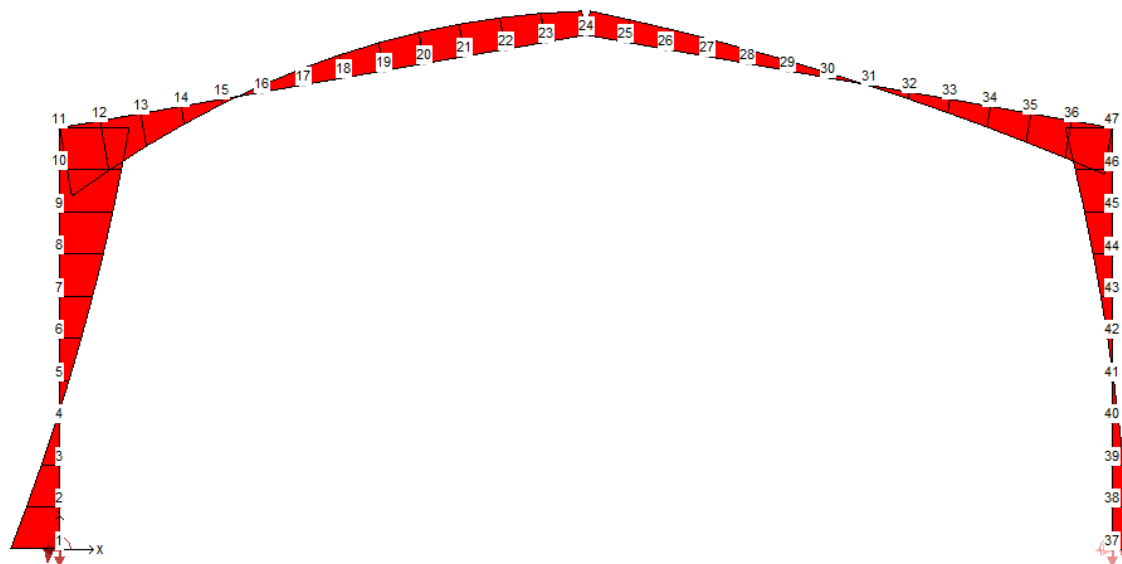


Figura 4.13 - Diagrama do momento flector

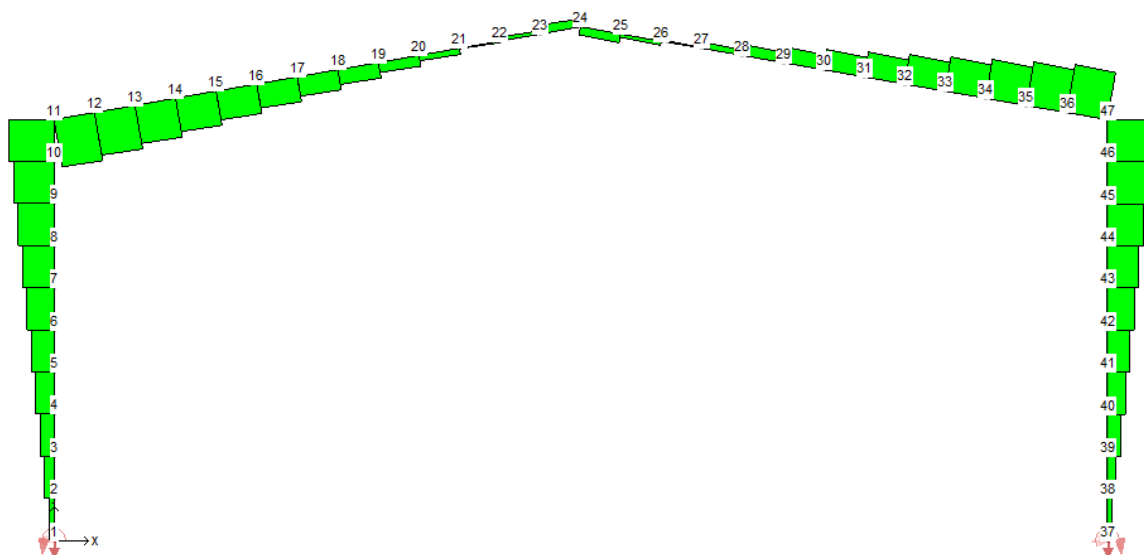


Figura 4.14 - Diagrama do esforço transversal

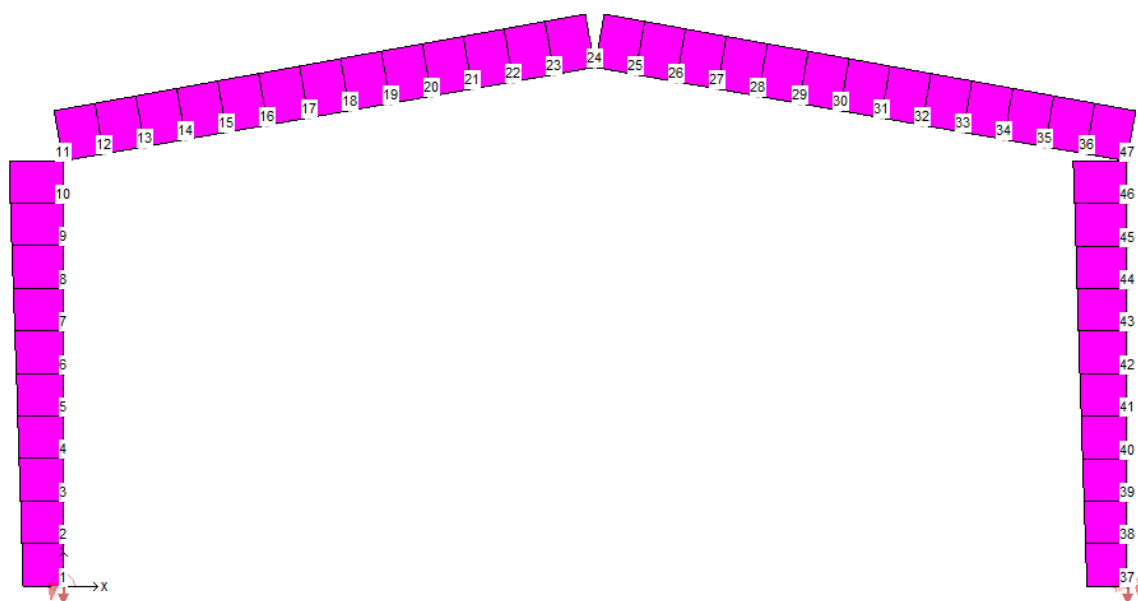


Figura 4.15 - Diagrama do esforço normal

Pontos críticos	M_{sd} [kN.m]	V_{sd} [kN]	N_{sd} [kN]
1	497,7	21,3	199,4
11 Pórtico	1718,1	200,4	266,0
11 Travessa	1718,1	215,7	253,8
24	574,6	36,2	268,5

Tabela 4.4 Pontos críticos

4.4.5 Combinação 05

Ação de base vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

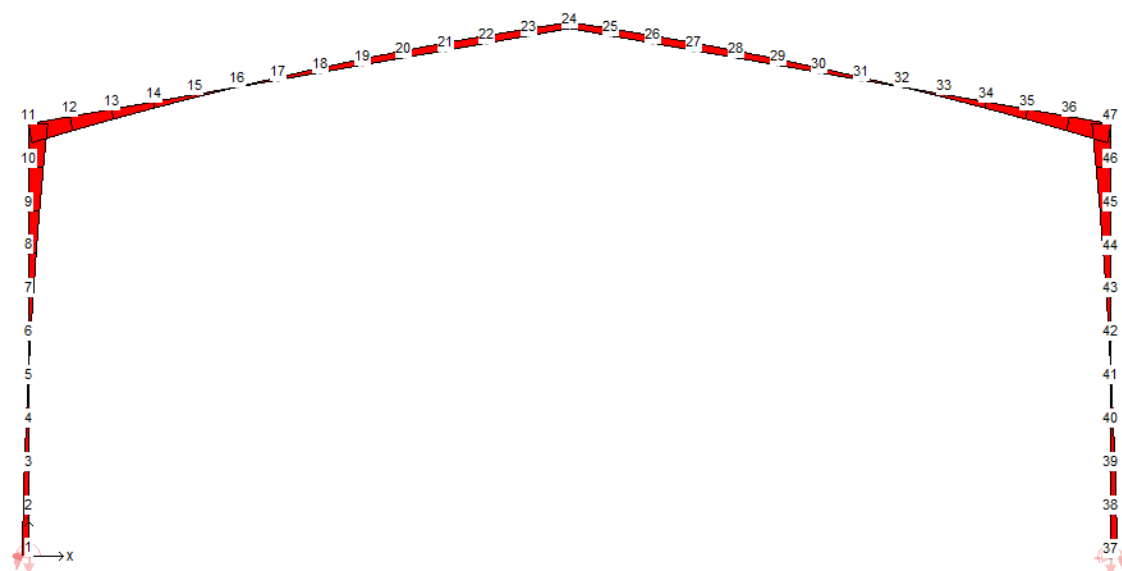


Figura 4.16 - Diagrama do momento flector

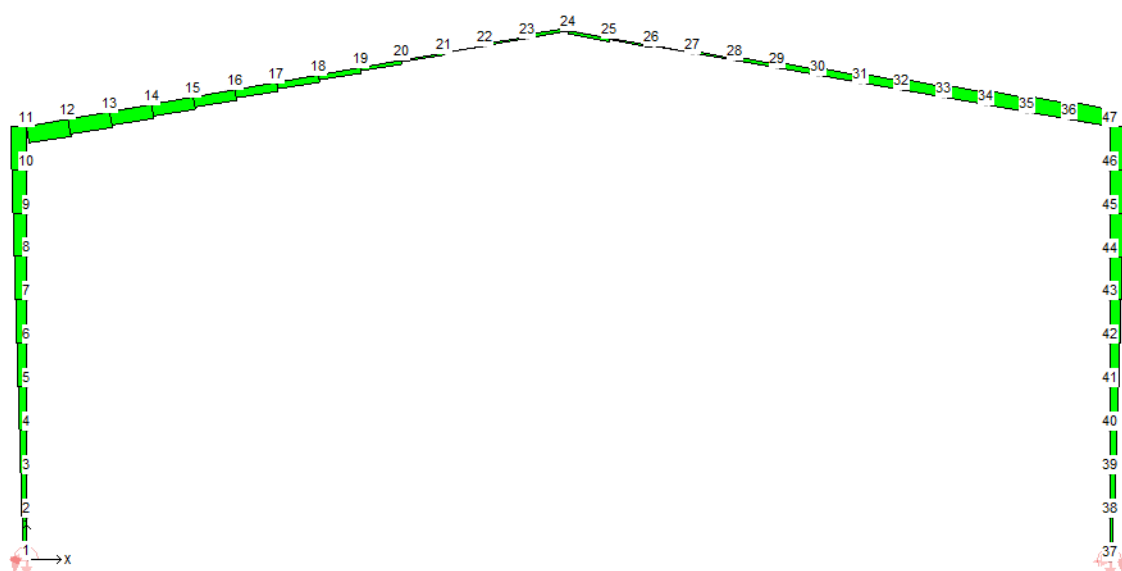


Figura 4.17 - Diagrama do esforço transversal

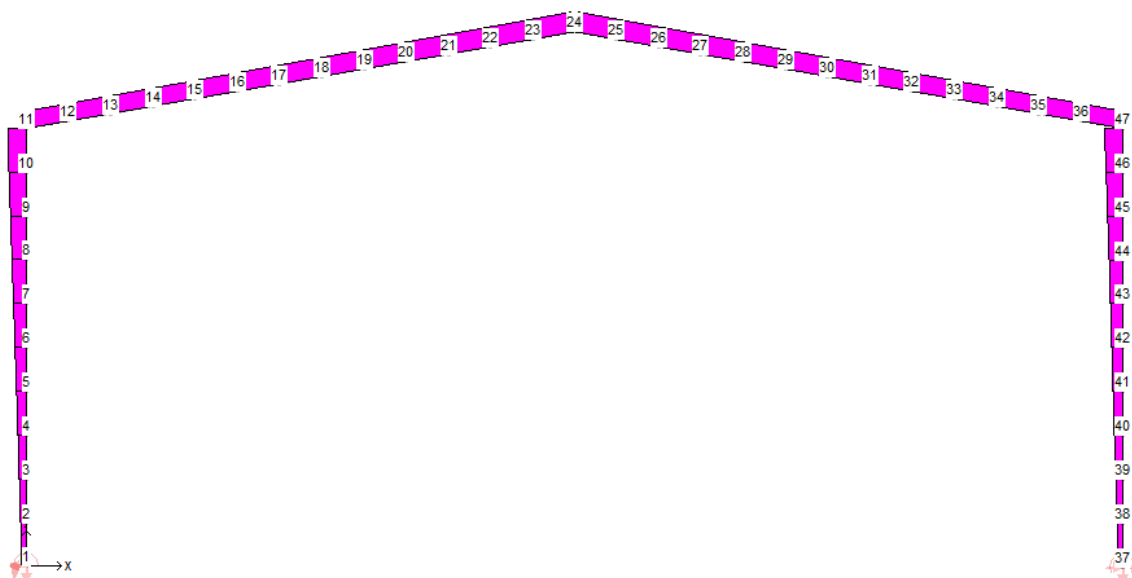


Figura 4.18 - Diagrama do esforço normal

Pontos críticos	M_{sd} KN.m	V_{sd} KN	N_{sd} KN
1	193,1	13,2	21,6
11 Pórtico	582,8	64,4	88,2
11 Travessa	187,3	72,2	82,1
24		12,4	96,7

Tabela 4.5 Pontos Críticos

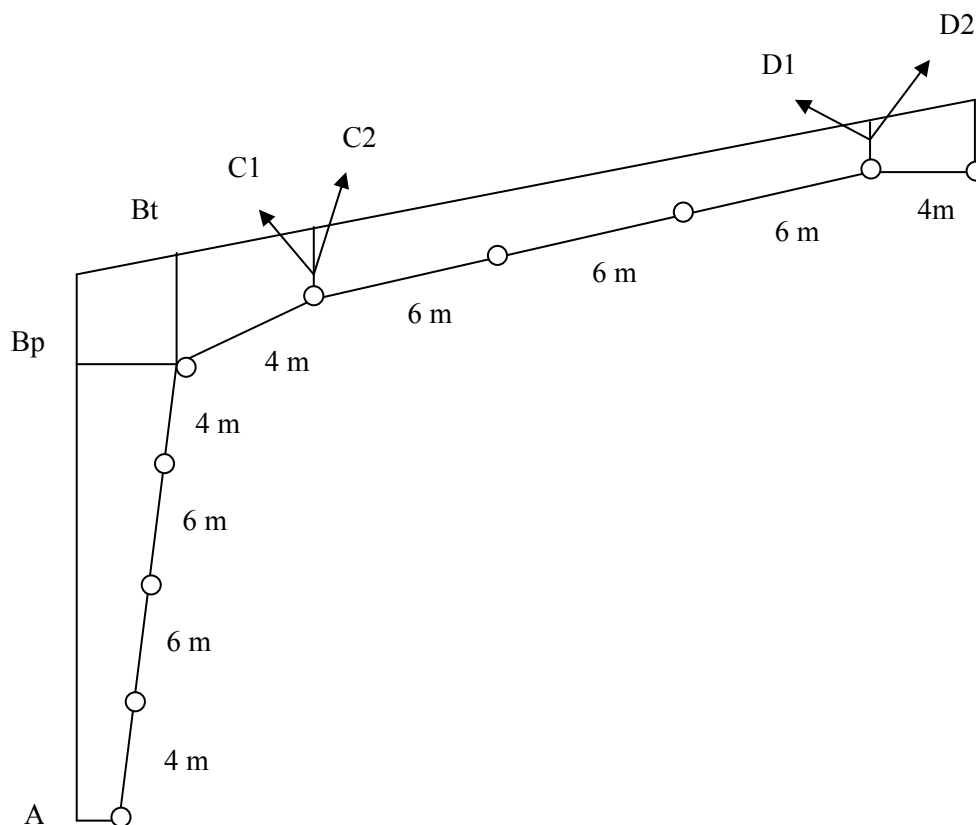
Comparando os resultados atrás obtidos rapidamente se verifica que a combinação 03 e a 05 levam a estados de solicitação muito inferiores às restantes três combinações assim não será necessário efectuar qualquer tipo de cálculo para estes dois casos.

Na Tabela seguinte apresentamos uma compilação dos esforços nas secções críticas e nas secções em que há variação de secção da travessa para as três combinações características. Da análise da tabela e dos próprios diagramas de esforços se verifica que a Combinação crítica em termos de Momentos flectores é a Combinação 02, acção de base Vento Transversal. A combinação 01- Acção de base Sobrecarga deve igualmente ser verificada em termos de resistência pois embora os momentos flectores sejam inferiores, ocorre compressão nos pilares.

	Combinação 01			Combinação 02			Combinação 04		
Secção	N [kN]	M [kN.m]	V [kN]	N [kN]	M [kN.m]	V [kN]	N [kN]	M [kN.m]	V [kN]
A	-346,685	958,836	132,108	282,618	-1546,978	251,035	199,403	-497,746	21,280
Bp	-246,763	-1682,665	132,144	249,191	2193,012	123,064	266,037	1718,136	200,455
Bt	-170,971	-1682,665	210,198	175,189	2193,012	308,377	253,846	1718,136	215,737
C	-167,827	-913,668	184,365	178,072	1043,785	280,668	256,135	908,804	199,032
D	-135,767	785,593	21,344	188,214	-1004,657	47,837	266,288	-680,337	18,407
E	-131,425	772,021	15,938	210,646	-763,490	80,511	268,555	-574,575	36,163

Tabela 4.6 - Tabela de esforços

Na figura seguinte apresenta-se um esquema que permite localizar os pontos de variação da secção na travessa e a localização dos contraventamentos do banco interior do pórtico, utilizados para aumentar a resistência à encurvadura lateral.



○ → Símbolo que representa os travamentos torsionais para impedir o bambeamento.

Na parte exterior todo o pórtico se encontra travado com intervalos de 2 metros e na cobertura está travado com intervalos de 1,95 metros. Este intervalo corresponde ao afastamento das madres.

4.5 Classificação das Secções.

O objectivo da classificação das secções no EC3 é o de permitir determinar em que medida a sua resistência é afectada pelo risco de instabilidade dos seus elementos (banzos e almas), quando sujeitos a esforços de compressão. O risco de instabilidade local depende do quociente largura/espessura de cada elemento $\frac{\bar{b}}{t}$ e do nível de tensão e deformação impostos.

Uma das propriedades importantes do aço estrutural é a sua capacidade de deformação, após a verificação de cedência. Em estruturas a resistência máxima das secções é definida pela interactividade entre a capacidade de deformação e o risco de encurvadura local verificado.

Numa secção da Classe 4, secções esbeltas, o valor do momento máximo é limitado por fenómenos de encurvadura local e ocorre para valores inferiores ao “momento resistente elástico teórico” $M_{Rd,el}$. Em secções da Classe 3, secções semi-compactas, os valores de esbelteza $\frac{\bar{b}}{t}$ são inferiores aos limites da Classe 4 e o valor do momento máximo pode igualar o valor do “momento resistente elástico teórico” $M_{Rd,el}$ mas é ainda inferior ao valor do momento plástico M_{pl} .

Baixando os valores da esbelteza, conseguem-se secções em que o valor do momento máximo atinge o valor do momento plástico, são as secções das Classe 1 e 2. No caso da Classe 2 a capacidade de rotação das rótulas plásticas é mais limitada, não podendo neste caso serem aplicados os métodos de análise plástica global.

Em geral a classificação de uma secção depende não só da geometria da secção mas também dos esforços a que a secção está sujeita. Uma variação relativa entre a grandeza dos esforços de compressão e flexão afecta a distribuição de tensões na secção e portanto os mecanismos

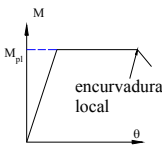
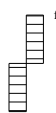
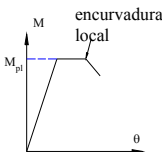
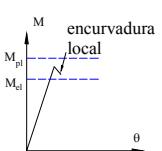
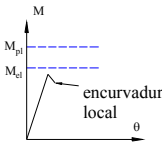
Classe	Modelo de comportamento	Resistência de cálculo	Capacidade de rotação plástica	
1		Plástico sobre secção completa		Importante
2		Plástico sobre secção completa		Limitada
3		Elástico sobre secção completa		Nenhuma
4		Elástico sobre secção eficaz		Nenhuma

Tabela 4.7 - Classe das secções

potências de ruína. Assim sendo a classificação da secção quer do pilar quer da viga será feita atendendo às combinações de acções críticas já identificadas. Dado que neste caso serão utilizados peças de secção variável, variando não só a altura da do perfil mas também a espessura da alma, este facto terá igualmente de ser tido em conta. No tabela seguinte apresenta-se uma descrição das principais características geométricas do perfil da coluna e da viga.,

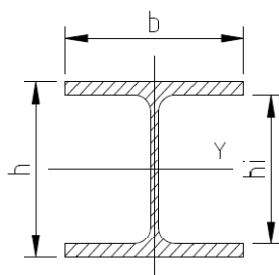


Figura 4.19 - Características das secções transversais

		A	B_p	B_t	C₁	C₂	D₁	D₂	E
h_i [mm]		800	1100	1100	700	700	700	700	900
t_w [mm]		10	10	10	10	7	7	8	8
b [mm]		400	400	400	400	400	400	400	400
t_f [mm]		25	25	25	25	25	25	25	25
A_{Total} [mm]	× 10³	28	31	31	27	24,9	24,9	25,6	27,2
A_{banzos} [mm]	× 10³	20	20	20	20	20	20	20	20
A_w [mm]	× 10³	8	11	11	7	4,9	4,9	5,6	7,2
I_y [mm⁴]	× 10⁶	3830,8	7438,3	7438,3	2915,0	2829,3	2829,3	2857,8	4765,2
I_z [mm⁴]	× 10⁶	266,7	266,7	266,7	266,7	266,7	266,7	266,7	266,7

Tabela 4.8 Resumo das características

4.5.1 Secção A

4.5.1.1 Combinação 01 -Acção de base sobrecarga

$$M_{sd} = 958,836 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 346,685 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 10 \times 235 = 346,685$$

$$\xi = 147,53 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 800 - 2 \times 11,3 = 777,4 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{777,4}{2} + \frac{147,52}{2}\right) = \alpha \times 777,4 \rightarrow \alpha = 0,595 > 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} \quad ; \quad \frac{777,4}{10} \leq \frac{456}{13 \times 0,595 - 1}$$

$$77,74 \leq 67,72$$

Não é da classe 2. A distribuição das tensões pode ser calculada pelo método elástico convencional.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{346,685 \times 1,1}{28000} + \frac{958,836 \times 10^6 \times 1,1}{9013725,49}$$

$$\sigma_{sd} = 130,632 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -103,393 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-103,393}{130,632} = -0,791 > -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = \frac{42}{0,67 + 0,33 \times (-0,791)} = 102,74$$

$$77,74 \leq 102,74$$

A secção é da classe três.

4.5.1.2 Combinação 02_- Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 1546,978 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -282,618 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} \quad ; \quad \xi \times 10 \times 235 = -282,618$$

$$\xi = -120,26 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{777,4}{2} + \frac{-120,26}{2}\right) = \alpha \times 777,4 \rightarrow \alpha = 0,4226 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{777,4}{10} \leq \frac{36}{0,4226} \quad ; \quad 77,74 \leq 85,18$$

É da classe 1

4.5.1.3 Combinação 04

Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 497,746 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -199,403 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 10 \times 235 = -199,403$$

$$\xi = -84,85 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 800 - 2 \times 11,3 = 777,4 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{777,4}{2} + \frac{-84,85}{2}\right) = \alpha \times 777,4 \rightarrow \alpha = 0,4454 < 0,5$$

Condição necessaria para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{777,4}{10} \leq \frac{36}{0,4454} ; 77,74 \leq 80,82$$

É da classe 1

A secção **A** será da classe 3 que é o maior grau que ela teve para as três acções.

4.5.2 Secção Bp

4.5.2.1 Combinação 01 -Acção de base sobrecarga

$$M_{sd} = 1419,256 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 246,763 \text{ kN} \quad (\text{tracção})$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 10 \times 235 = 246,763$$

$$\xi = 105,01 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 1100 - 2 \times 11,3 = 1077,37 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{1077,37}{2} + \frac{105,01}{2}\right) = \alpha \times 1077,37 \rightarrow \alpha = 0,5487 > 0,5$$

Condição para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} \quad ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times 0,5487 - 1}$$

$$107,74 \leq 64,56$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} \quad ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times 0,5487 - 1}$$

$$107,74 \leq 74,35$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{246,763 \times 1,1}{31000} + \frac{1419,256 \times 10^6 \times 1,1}{12936231,88}$$

$$\sigma_{sd} = 129,439 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -111,927 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-111,927}{129,439} = -0,865 > -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = \frac{42}{0,67 + 0,33 \times (-0,865)} = 109,19$$

$$107,74 \leq 109,19$$

A secção é da classe três.

4.5.2.2 Combinação 02_Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 2193,012 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -349,191 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} \quad ; \quad \xi \times 10 \times 235 = -349,191 \quad ; \quad \xi = -148,59 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 1100 - 2 \times 11,3 = 1077,37 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2} \right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{1077,37}{2} + \frac{-148,59}{2} \right) = \alpha \times 1077,37 \rightarrow \alpha = 0,431 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} \quad ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{36}{0,431} \quad ; \quad 107,37 \leq 83,53$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{1077,37}{10} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,431} ; 107,74 \leq 96,28$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{-349,191 \times 1,1}{31000} + \frac{2193,012 \times 10^6 \times 1,1}{12936231,88}$$

$$\sigma_{sd} = 174,087 MPa \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -198,868 MPa \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-198,868}{174,087} = -1,142 < -1$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{t_w} &\leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \varepsilon \times (1 + 1,142) \times \sqrt{(1,142)} \\ &= 141,97 \end{aligned}$$

$$107,74 \leq 141,97$$

A secção é da classe três.

4.5.2.3 Combinação 04 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 1718,136 kN.m$$

$$N_{sd} = -266,037 kN$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 10 \times 235 = -266,037 ; \xi = -113,21 mm$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{1077,37}{2} + \frac{-113,21}{2}\right) = \alpha \times 1077,37 \rightarrow \alpha = 0,4475 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{1077,37}{10} \leq \frac{36}{0,4475} ; 107,37 \leq 80,45$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{1077,37}{10} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,4475} ; 107,74 \leq 92,75$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{-266,037 \times 1,1}{31000} + \frac{1718,136 \times 10^6 \times 1,1}{12936231,88}$$

$$\sigma_{sd} = 136,657 MPa \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -155,537 MPa \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-155,537}{136,657} = -1,138 < -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \varepsilon \times (1 + 1,138) \times \sqrt{(1,138)} \\ = 141,43$$

$$107,74 \leq 141,43$$

A secção é da classe três.

A secção **B_p** será da classe 3 que é o maior grau que ela teve para as três acções.

4.5.3 Secção B_t

4.5.3.1 Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

$$M_{sd} = 1419,256 kN.m$$

$$N_{sd} = 170,971 kN$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 10 \times 235 = 170,971 ; \xi = 72,75 mm$$

$$d = h_i - 2 \times a = 1100 - 2 \times 11,3 = 1077,37 mm$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{1077,37}{2} + \frac{72,75}{2}\right) = \alpha \times 1077,37 \rightarrow \alpha = 0,5338 > 0,5$$

Condição necessaria para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} ; \frac{1077,37}{10} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times 0,5338 - 1} ; 107,74 \leq 66,68$$

Não é da classe 1

Condição necessaria para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} ; \frac{1077,37}{10} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times 0,5338 - 1} ; 107,74 \leq 76,78$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{170,971 \times 1,1}{31000} \mp \frac{1419,256 \times 10^6 \times 1,1}{12936231,88}$$

$$\sigma_{sd} = 126,75 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -114,616 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-114,616}{126,75} = -0,904 > -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = \frac{42}{0,67 + 0,33 \times (-0,904)} = 113,03$$

$$107,74 \leq 113,03$$

A secção é da classe três.

4.5.3.2 Combinação 02 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 2193,012 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -175,189 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \quad \xi \times 10 \times 235 = -175,189 ; \quad \xi = -74,55 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{1077,37}{2} + \frac{-74,55}{2}\right) = \alpha \times 1077,37 \rightarrow \alpha = 0,4654 < 0,5$$

Condição necessaria para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{36}{0,4654} ; \quad 107,37 \leq 77,35$$

Não é da classe 1

Condição necessaria para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,4654} ; \quad 107,74 \leq 89,17$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{-175,189 \times 1,1}{31000} \mp \frac{2193,012 \times 10^6 \times 1,1}{12936231,88}$$

$$\sigma_{sd} = 180,261 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -192,694 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-192,694}{180,261} = -1,069 < -1$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{t_w} &\leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \varepsilon \times (1 + 1,069) \times \sqrt{(1,069)} \\ &= 132,63 \end{aligned}$$

$$107,74 \leq 132,63$$

A secção é da classe três.

4.5.3.3 Combinação 04 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 1718,136 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -253,846 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \quad \xi \times 10 \times 235 = -253,846 \quad ; \quad \xi = -108,02 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{1077,37}{2} + \frac{-108,02}{2}\right) = \alpha \times 1077,37 \rightarrow \alpha = 0,44987 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{36}{0,44987} ; \quad 107,37 \leq 80,02$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{1077,37}{10} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,44987} ; \quad 107,74 \leq 92,25$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_y} = \frac{-253,846 \times 1,1}{31000} \mp \frac{1718,136 \times 10^6 \times 1,1}{12936231,88}$$

$$\sigma_{sd} = 137,090 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -155,105 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-155,105}{137,090} = -1,131 < -1$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{t_w} &\leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \varepsilon \times (1 + 1,131) \times \sqrt{(1,131)} \\ &= 140,56 \end{aligned}$$

$$107,74 \leq 140,56$$

A secção é da classe três.

A secção **B_t** será da classe 3 que é o maior grau que ela teve para as três acções.

4.5.4 Secção C₂

4.5.4.1 Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

$$M_{sd} = 913,668 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 166,727 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} \quad ; \quad \xi \times 7 \times 235 = 166,727 \quad ; \quad \xi = 101,35 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 700 - 2 \times 11,3 = 677,37 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{677,37}{2} + \frac{101,35}{2}\right) = \alpha \times 677,37 \rightarrow \alpha = 0,5748 > 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} \quad ; \quad \frac{677,37}{7} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times 0,5748 - 1} \quad ; \quad 96,77 \leq 61,18$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} \quad ; \quad \frac{677,37}{7} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times 0,5748 - 1} \quad ; \quad 96,77 \leq 70,45$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{166,727 \times 1,1}{249000} + \frac{913,668 \times 10^6 \times 1,1}{7544666,67}$$

$$\sigma_{sd} = 140,577 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -125,846 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-114,616}{126,75} = -0,895 > -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = \frac{42}{0,67 + 0,33 \times (-0,895)} = 112,13$$

$$96,77 \leq 112,13$$

A secção é da classe três.

4.5.4.2 Combinação 02 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 1043,785 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -177,597 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 7 \times 235 = -177,597 ; \xi = -107,96 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{677,37}{2} + \frac{-107,96}{2}\right) = \alpha \times 677,37 \rightarrow \alpha = 0,42 < 0,5$$

Condição necessaria para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{36}{0,42} ; 96,77 \leq 85,75$$

Não é da classe 1

Condição necessaria para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,42}$$

$$96,77 \leq 98,74$$

É da classe 2

4.5.4.3 Combinação 04 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 908,804 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -256,135 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 7 \times 235 = -256,135 ; \xi = -155,71 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{677,37}{2} + \frac{-155,71}{2}\right) = \alpha \times 677,37 \rightarrow \alpha = 0,385 < 0,5$$

Condição necessaria para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{36}{0,385} ; 96,77 \leq 93,49$$

Não é da classe 1

Condição para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,385} ; 96,77 \leq 107,77$$

É da classe 2

A secção **C₂** será da classe 3 que é o maior grau que ela teve para as três acções.

4.5.5 Secção D₁

4.5.5.1 Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

$$M_{sd} = 785,593 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 137,982 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 7 \times 235 = 137,982 ; \xi = 83,88 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 700 - 2 \times 11,3 = 677,37 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{677,37}{2} + \frac{83,88}{2}\right) = \alpha \times 677,37 \rightarrow \alpha = 0,5619 > 0,5$$

Condição necessaria para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times 0,5748 - 1} ; 96,77 \leq 62,81$$

Não é da classe 1

Condição necessaria para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times 0,5748 - 1} ; 96,77 \leq 72,32$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_y} = \frac{137,982 \times 1,1}{249000} + \frac{785,593 \times 10^6 \times 1,1}{7544666,67}$$

$$\sigma_{sd} = 120,634 \text{ MPa Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -108,443 \text{ MPa Tracção}$$

$$\psi = \frac{-108,443}{120,634} = -0,899 > -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = \frac{42}{0,67 + 0,33 \times (-0,899)} = 112,50$$

$$96,77 \leq 112,50$$

A secção é da classe três.

4.5.5.2 Combinação 02 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 1004,657 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -187,739 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \quad \xi \times 7 \times 235 = -187,739 ; \quad \xi = -114,13 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{677,37}{2} + \frac{-114,13}{2}\right) = \alpha \times 677,37 \rightarrow \alpha = 0,416 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{677,37}{7} \leq \frac{36}{0,416} ; \quad 96,77 \leq 86,59$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{677,37}{7} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,416} ; \quad 96,77 \leq 99,82$$

É da classe 2

4.5.5.3 Combinação 04 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 680,337 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -266,288 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \quad \xi \times 7 \times 235 = -266,288 ; \quad \xi = -161,88 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d ; \quad \left(\frac{677,37}{2} + \frac{-161,88}{2}\right) = \alpha \times 677,37 \rightarrow \alpha = 0,3805 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \quad \frac{677,37}{7} \leq \frac{36}{0,3805} ; \quad 96,77 \leq 94,61$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{677,37}{7} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,3805} ; 96,77 \leq 109,06$$

É da classe 2

A secção **D₁** será da classe 3 que é o maior grau que ela teve para as três acções.

4.5.6 Secção E

4.5.6.1 Combinação 01- Acção de base sobrecarga

$$M_{sd} = 772,021 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 131,425 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 8 \times 235 = 131,425 ; \xi = 69,91 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 900 - 2 \times 11,3 = 877,37 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d ; \left(\frac{877,37}{2} + \frac{69,91}{2}\right) = \alpha \times 877,37 \rightarrow \alpha = 0,5398 > 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} ; \frac{877,37}{8} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times 0,5398 - 1} ; 109,67 \leq 65,80$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1} ; \frac{877,37}{8} \leq \frac{456 \times \varepsilon}{13 \times 0,5398 - 1} ; 109,67 \leq 75,77$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{131,425 \times 1,1}{27200} + \frac{772,021 \times 10^6 \times 1,1}{10031929,82}$$

$$\sigma_{sd} = 89,967 \text{ MPa Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -79,337 \text{ MPa Tracção}$$

$$\psi = \frac{-79,337}{89,967} = -0,882 > -1$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{42 \times \varepsilon}{0,67 + 0,33 \times \psi} = \frac{42}{0,67 + 0,33 \times (-0,882)} = 110,82$$

$$109,67 \leq 110,82$$

A secção é da classe três.

4.5.6.2 Combinação 02 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 763,490 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -210,646 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} ; \xi \times 8 \times 235 = -210,646 ; \xi = -112,05 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d ; \left(\frac{877,37}{2} + \frac{-112,05}{2}\right) = \alpha \times 877,37 \rightarrow \alpha = 0,436 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} ; \frac{877,37}{8} \leq \frac{36}{0,436} ; 109,67 \leq 82,54$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{877,37}{8} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,436} ; 109,67 \leq 95,15$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} = \frac{-210,646 \times 1,1}{27200} + \frac{763,490 \times 10^6 \times 1,1}{10031929,82}$$

$$\sigma_{sd} = 75,198 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -92,235 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-92,235}{75,198} = -1,227 < -1$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{t_w} &\leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \varepsilon \times (1 + 1,227) \times \sqrt{(1,227)} \\ &= 152,89 \end{aligned}$$

$$109,67 \leq 152,89$$

A secção é da classe três.

4.5.6.3 Combinação 04 - Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{sd} = 574,575 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = -268,555 \text{ kN}$$

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd} \quad ; \quad \xi \times 8 \times 235 = -268,555 \quad ; \quad \xi = -142,85 \text{ mm}$$

$$d = h_i - 2 \times a = 900 - 2 \times 11,3 = 877,37 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{877,37}{2} + \frac{-142,85}{2}\right) = \alpha \times 877,37 \rightarrow \alpha = 0,4186 < 0,5$$

Condição necessária para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36 \times \varepsilon}{\alpha} \quad ; \quad \frac{877,37}{8} \leq \frac{36}{0,4186} \quad ; \quad 109,67 \leq 86$$

Não é da classe 1

Condição necessária para ser da classe 2

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{41,5 \times \varepsilon}{\alpha} \quad ; \quad \frac{877,37}{8} \leq \frac{41,5 \times 1}{0,4186} \quad ; \quad 109,67 \leq 99,14$$

Não é da classe 2

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_y} = \frac{-268,555 \times 1,1}{27200} + \frac{574,575 \times 10^6 \times 1,1}{10031929,82}$$

$$\sigma_{sd} = 52,141 \text{ MPa} \text{ Compressão}$$

$$\sigma_{sd} = -73,863 \text{ MPa} \text{ Tracção}$$

$$\psi = \frac{-73,863}{52,141} = -1,417 < -1$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{t_w} &\leq 62 \times \varepsilon \times (1 - \psi) \times \sqrt{(-\psi)} = 62 \times \varepsilon \times (1 + 1,417) \times \sqrt{(-1,417)} \\ &= 178,33 \end{aligned}$$

$$109,67 \leq 178,33$$

A secção é da classe três.

A secção E será da classe 3 que é o maior grau que ela teve para as três acções.

Quadro Resumo

Secção	A	Bp	Bt	C	D	E

Combinação 01	3	3	3	3	3	3
Combinação 02	1	3	3	2	2	3
Combinação 04	1	3	3	2	2	3

Tabela 4.9 Classe das secções

Deve ter-se em atenção que os banzos são todos da classe 1, $\frac{c}{t_f} = \frac{200}{25} = 8 \leq 10$, mas as secções pertenceram a maior das classes entre a obtida para a alma e para o banzo e a esbelteza da alma é determinante na classificação da secção, como é usual em perfis PRS em que se procura uma economia de material.

Assim temos as principais zonas do pórtico, zonas de mudança de secção ou zonas de pontos críticos classificadas, como se pode ver pelo quadro acima as secções podem pertencer a classes diferentes consoante as cargas a que estão sujeitas. Para efeitos de cálculo considerou-se que toda a estrutura é da classe 3.

4.6 Resistência das Secções segundo o EC3

No caso geral quer os pilares quer as vigas de estruturas reticuladas estarão sujeitos simultaneamente a esforço normal, esforço cortante e momento flector. Tradicionalmente a resistência da secção era feita admitindo que o esforço cortante era absorvido pela alma e que as tensões normais são determinadas pelo esforço normal e momento flector. Estas premissas continuam válidas, mas o EC3 prevê de forma explícita a verificação da resistência no caso de Flexão e Tracção [5.4.8 EC3], Flexão e Compressão [5.5.4 EC3] e Flexão e Encurvadura Lateral (ou bambeamento) [5.5.2 EC3]. Para os diferentes tipos de esforços a resistência das secções será determinada em função da classe das secções, isto é, em função do tipo de comportamento expectável para a secção resistente em função da esbelteza de cada um dos seus componentes, banzos e alma respectivamente. No caso particular deste exercício foram adoptadas perfis reconstruídos soldados, o que permitiu algum ganho em termos de peso. As secções utilizadas são da Classe 3 o que está de acordo com a análise elástica efectuada para a determinação dos esforços na estrutura.

I - INTERACÇÃO ENTRE ESFORÇO AXIAL E O MOMENTO FLECTOR (N+M)

A verificação da resistência das secções de acordo com o EC3 é feita a partir das equações seguintes.

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura [5.4.8.2 EC3]

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{x.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad [5.4.8.2 EC3]$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.y.Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad [5.5.4.(3) EC3]$$

Existindo risco de encurvadura lateral $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ deve igualmente verificar-se

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.y.Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad [5.5.4.(4) EC3]$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura lateral

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.z.Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad [5.5.4.(4) EC3]$$

Em que as seguintes variáveis são.

$N_{x.sd}$ → Esforço normal na secção.

$M_{y.sd}$ → Momento flector aplicado à secção.

$N_{x.Rd}$ → Resistência da secção transversal à compressão.

$M_{y.Rd}$ → Resistência da secção transversal à flexão pura.

$N_{b.y.Rd}$ → Resistência à encurvadura da secção relativamente ao eixo y.

$N_{b.z.Rd}$ → Resistência à encurvadura da secção relativamente ao eixo z.

$M_{b.y.Rd}$ → Resistência à encurvadura lateral da secção.

K_Y → Factor de amplificação de momentos.

K_{LT} → Factor de amplificação de momentos.

II - RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE (V)

Deve igualmente verificar-se quer a resistência ao corte da alma quer a instabilidade local da alma.

Resistência ao corte [5.4.6 EC3]

$$V_{pl,z.Rd} = A_{vz} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0}$$

A_{vz} - Área resistente ao corte [5.4.6 (2) EC3]

$$A_{vz} = 1,04 \times d \times t_w$$

Se $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plas,Z.Rd}$, for verificada a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não vai ser reduzida pela presença de V_{sd} . [5.6.7.2 (2) e 5.6 EC3]

Estabilidade da alma de perfis I em relação a V_{sd} [5.4.6 (7) e 5.6 EC3]

No caso de almas finas e em particular no caso de perfis PRS, é necessário verificar a estabilidade da alma sob a acção do esforço cortante V. Isto é, verificar se há risco de encurvadura da alma.

No caso de alma não reforçada a verificação depende da esbelteza da alma definida por

$$\frac{d}{t_w} > 69 \times \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

No caso da esbelteza d/t_w for superior a 69ε , o valor da resistência da alma pode ser determinado por exemplo pelo método pós-crítico [5.6.3 EC3]. Este foi o método utilizado para verificar cada uma das secções das peças.

No caso de risco de instabilidade da alma, o valor da resistência plástica ao esforço cortante será substituído pelo valor da resistência ao corte com instabilidade V_{ba} , tal como definido em [5.6.7.2 (2) EC3]. A condição anterior passa a

Se $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{ba.Rd}$, for verificada a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não vai ser reduzida pela presença de V_{sd} .

No caso de perfis PRS a verificação da estabilidade da alma ao esforço cortante implica em geral uma redução do valor do esforço cortante resistente. Tal é patente neste exemplo.

4.6.1 Combinação 01 – Acção de base Sobrecarga

Sendo os esforços normais (em particular a compressão) e os momentos flectores geralmente determinantes no dimensionamento dos perfis, é normal que a primeira verificação da estabilidade e o próprio pré dimensionamento se faça utilizando as expressões de interacção M+N. Uma primeira verificação pode ser efectuada, sem entrar em linha de conta com os problemas de instabilidade, em termos de tensões. Trata-se da verificação tradicional utilizada em cálculo elástico. Isto é, as tensões máximas devidas ao esforço normal e momento flector não podem ultrapassar o valor da tensão de cedência do material. Para o caso de secções da Classe 3 teríamos:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma_{Mo}}{W_y} < f_y$$

Os resultados em termos de tensões nas diferentes secções, para a solicitação mais crítica, Comb_01, Acção de Base Sobrecarga, encontram-se agrupados na tabela seguinte.

Secção	A	B _p	B _t	C1	C2	D1	D2	E
Compressão	-130,6	-151,8	-149,1	-136,1	-140,5	-120,6	-119,2	-90
Tracção	103,4	134,3	137,0	122,5	125,9	108,4	107,5	79,3

Tabela 4.10 Tensões normal máxima (MPa)

Material Fe360, $\varepsilon = 1$

A metodologia seguida na apresentação dos cálculos foi a de verificar a RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE para todas as secções do pórtico e só depois se passou à VERIFICAÇÃO da INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL E O MOMENTO FLECTOR. para o pilar e para a travessa.

Secção A

1) Resistência ao Corte

$$V_{sd} = 132,1 \text{ [kN. m]}$$

$$d = 800 - 2 \times 11,3 = 777,4 \text{ mm}$$

$$A_{VZ} = 1,04 \times d \times t_w = 1,04 \times 777,4 \times 10 = 8084,96 \text{ mm}^2$$

$$V_{plas,Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_o} = 8084,96 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 997,2 \text{ kN}$$

2) Estabilidade da alma sob a acção do esforço cortante V.

Alma não reforçada.

$$\varepsilon = \frac{d}{t_w} > 69 \times \varepsilon$$

$$\frac{777,4}{10} > 69 \quad 77,74 > 69 \quad \text{Verificar}$$

Método pós crítico simples. [5.6.3 EC3]

$K_t = 5,34 \rightarrow$ Alma sem reforço

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_t}} = \frac{777,4}{10} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{5,34}} = 0,8995$$

$$0,8 < \bar{\lambda}_w = 0,8995 < 1,2$$

$$\tau_{ba} = \left(1 - 0,625 \times (\bar{\lambda}_w - 0,8)\right) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = (1 - 0,625 \times (0,8995 - 0,8)) \times \frac{235}{\sqrt{3}}$$

$$= 127,197 \text{ MPa}$$

$$V_{ba,Rd} = d \times t_w \times \frac{\tau_{ba}}{\gamma M_1} = 777,4 \times 10 \times \frac{127,242}{1,1} = 899,2 \text{ kN}$$

A resistência da alma foi diminuída de 997,188 kN para 899,225 kN devido a consideração de problemas de instabilidade.

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plas,Z.Rd}$$

$$132,1 \leq 0,5 \times 899,2 \quad ; \quad 132,1 \text{ kN} \leq 449,6 \text{ kN}$$

CONCLUSÃO: A resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

O método será idêntico para todas as secções do pórtico

Secção B_p

1) Resistência ao Corte

$$V_{sd} = 132,1 \text{ [kN.m]}$$

$$d = 1100 - 2 \times 11,3 = 1077,37 \text{ mm}$$

$$A_{VZ} = 1,04 \times d \times t_w = 1,04 \times 1077,37 \times 10 = 11204,675 \text{ mm}^2$$

$$V_{plas,Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = 11204,675 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1382,0 \text{ kN}$$

2) Estabilidade da alma sob a acção do esforço cortante V

Alma não reforçada.

$$\frac{d}{t_w} > 69 \times \varepsilon$$

$$\frac{1077,37}{10} > 69 \quad 107,74 > 69$$

Há necessidade de fazer a verificação

Método pós crítico simples. [5.6.3 EC3]

$K_t = 5,34 \rightarrow$ Alma sem reforço

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_t}} = \frac{1077,37}{10} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{5,34}} = 1,2466$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,2466 > 1,2$$

$$\tau_{ba} = \left(1 - 0,625 \times (\bar{\lambda}_w - 0,8)\right) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = (1 - 0,625 \times (1,2466 - 0,8)) \times \frac{235}{\sqrt{3}}$$

$$= 97,955 \text{ MPa}$$

$$V_{ba,Rd} = d \times t_w \times \frac{\tau_{ba}}{\gamma M_1} = 1077,37 \times 10 \times \frac{97,955}{1,1} = 959,4 \text{ kN}$$

A resistência da alma foi diminuída de 1382,018 kN para 959,399 kN devido a consideração de problemas de instabilidade.

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{ba,Rd}$$

$$132,1 \leq 0,5 \times 959,4$$

$$132,1 \text{ kN} \leq 479,7 \text{ kN}$$

Logo podemos concluir que a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

Secção Bt

1) Resistência ao Corte

$$V_{sd} = 210,198 \text{ [kN.m]}$$

$$d = 1100 - 2 \times 11,3 = 1077,37 \text{ mm}$$

$$A_{VZ} = 1,04 \times d \times t_w = 1,04 \times 1077,37 \times 10 = 11204,675 \text{ mm}^2$$

$$V_{plas.Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_o} = 11204,675 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1382,0 \text{ kN}$$

2) Estabilidade da alma sob a acção do esforço cortante V.

Alma não reforçada.

$$\frac{d}{t_w} > 69 \times \varepsilon$$

$$\frac{1077,37}{10} > 69 \quad 107,74 > 69$$

Há necessidade de fazer a verificação

Método pós crítico simples. [5.6.3 EC3]

$K_t = 5,34 \rightarrow$ Alma sem reforço

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_t}} = \frac{1077,37}{10} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{5,34}} = 1,2466$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,2466 > 1,2$$

$$\tau_{ba} = \left(1 - 0,625 \times (\bar{\lambda}_w - 0,8)\right) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \left(1 - 0,625 \times (1,2466 - 0,8)\right) \times \frac{235}{\sqrt{3}}$$

$$= 97,955 \text{ MPa}$$

$$V_{ba,Rd} = d \times t_w \times \frac{\tau_{ba}}{\gamma M_1} = 1077,37 \times 10 \times \frac{97,955}{1,1} = 959,4 \text{ kN}$$

A resistência da alma foi diminuída de 1382,018 kN para 959,399 kN devido a consideração de problemas de instabilidade.

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{ba,Rd}$$

$$210,2 \leq 0,5 \times 959,4$$

$$210,2 \text{ kN} \leq 479,7 \text{ kN}$$

Logo podemos concluir que a resistência da secção a flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

Secção C2

1) Resistência ao Corte

$$d = 700 - 2 \times 11,3 = 677,37 \text{ mm}$$

$$A_{VZ} = 1,04 \times d \times t_w = 1,04 \times 677,37 \times 7 = 4931,272 \text{ mm}^2$$

$$V_{plas.Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_o} = 4931,272 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 608,2 \text{ kN}$$

2) Estabilidade da alma sob a acção do esforço cortante V.

Alma não reforçada.

$$\frac{d}{t_w} > 69 \times \varepsilon$$

$$\frac{677,37}{7} > 69 \quad 96,77 > 69$$

Há necessidade de fazer a verificação

Método pós crítico simples. [5.6.3 EC3]

$K_t = 5,34 \rightarrow$ Alma sem reforço

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_t}} = \frac{677,37}{7} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{5,34}} = 1,1197$$

$$\bar{\lambda}_w = 0,8 < 1,1197 < 1,2$$

$$\tau_{ba} = \left(1 - 0,625 \times (\bar{\lambda}_w - 0,8)\right) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = (1 - 0,625 \times (1,1197 - 0,8)) \times \frac{235}{\sqrt{3}}$$

$$= 108,57 \text{ MPa}$$

$$V_{ba,Rd} = d \times t_w \times \frac{\tau_{ba}}{\gamma M_1} = 677,37 \times 7 \times \frac{108,57}{1,1} = 468 \text{ kN}$$

A resistência da alma foi diminuída de 608,238 kN para 467,999 kN devido a consideração de problemas de instabilidade.

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{ba,Rd}$$

$$171,8 \leq 0,5 \times 468$$

$$171,8 \text{ kN} \leq 234 \text{ kN}$$

Logo podemos concluir que a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

As secções D1 e D2 têm a mesma altura de alma que a secção C2 e almas mais espessas e esforços menores (ver Tabela 4.6). A sua resistência está assegurada desde que a resistência de C2 o esteja.

Secção E

1) Resistência ao Corte

$$V_{sd} = 15,938 \text{ [kN.m]} \text{ Valor}$$

$$d = 900 - 2 \times 11,3 = 877,37 \text{ mm}$$

$$A_{VZ} = 1,04 \times d \times t_w = 1,04 \times 877,37 \times 8 = 7299,740 \text{ mm}^2$$

$$V_{plas.Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_o} = 7299,740 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 900,4 \text{ kN}$$

2) Estabilidade da alma sob a acção do esforço cortante V.

Alma não reforçada.

$$\frac{d}{t_w} > 69 \times \varepsilon$$

$$\frac{877,37}{8} > 69 \quad 109,67 > 69$$

Há necessidade de fazer a verificação

Método pós crítico simples. [5.6.3 EC3]

$$K_t = 5,34 \rightarrow \text{Alma sem reforço}$$

$$\bar{\lambda}_w = \frac{d}{t_w} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{K_t}} = \frac{877,37}{8} \times \frac{1}{37,4 \times \varepsilon \times \sqrt{5,34}} = 1,2690$$

$$\bar{\lambda}_w = 1,2690 > 1,2$$

$$\tau_{ba} = \left(1 - 0,625 \times (\bar{\lambda}_w - 0,8)\right) \times \frac{f_y}{\sqrt{3}} = (1 - 0,625 \times (1,2690 - 0,8)) \times \frac{235}{\sqrt{3}} \\ = 96,227 \text{ MPa}$$

$$V_{ba,Rd} = d \times t_w \times \frac{\tau_{ba}}{\gamma M_1} = 877,37 \times 8 \times \frac{96,227}{1,1} = 614,0 \text{ kN}$$

A resistência da alma foi diminuída de 900,372 kN para 614,015 kN devido a consideração de problemas de instabilidade.

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plas,Z.Rd}$$

$$15,9 \leq 0,5 \times 614$$

$$15,9 \text{ kN} \leq 307 \text{ kN}$$

Logo podemos concluir que a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

Secção	V_{sd}	$V_{plas,Z.Rd}$	$V_{ba,Rd}$	$0,5 \times V_{ba,Rd}$
A	132,1	997,2	899,2	449,6
Bp	132,1	1382,0	959,4	479,7
Bt	210,2	1382,0	959,4	479,7
C1	184,4	868,9	835,7	417,8
C2	171,8	608,2	467,9	234
D1	21,3	608,2	467,9	234
D2	8,8	695,1	593,3	296,6
E	15,9	900,4	614,0	307

Tabela 4.11 Resistência (kN) ao esforço cortante Combinação 01

CONCLUSÃO: Verificada a condição $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{ba,Rd}$, a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

4.6.1.1 Resistência da Travessa

No cálculo da resistência da travessa, depois de verificada a resistência da travessa ao esforço cortante e concluído que a resistência ao esforço combinado, flexão e momento flector não é diminuída pelo esforço cortante aplicado em cada uma das secções, será efectuada a verificação da resistência atendendo aos diferentes mecanismos de ruína possíveis. A sequência da verificação é a seguinte:

- i) Verificação da estabilidade global da travessa devido ao esforço de compressão.
- ii) Resistência à encurvadura lateral ou bambeamento
- iii) Interação esforço axial - momento flector
- iv) Interação esforço axial - momento flector com encurvadura
- v) Interação esforço axial - momento flector com bambeamento

Dado que a travessa é uma peça de secção variável, foram considerados diversos troços, correspondentes às variações de secção e os esforços máximos em cada um dos troços comparados com os esforços resistentes para os respectivos mecanismos de ruína. As travessas foram divididas em cinco partes como abaixo se ilustra

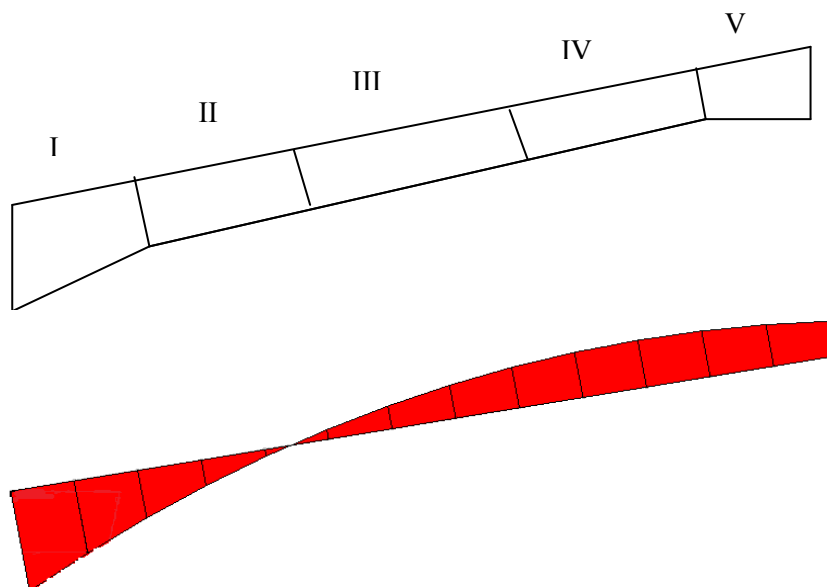


Figura 4.20 - Diagrama de momentos

1) Resistência à encurvadura da travessa em torno do eixo forte (eixo y)

Em estruturas deste tipo o esforço normal de compressão na travessa é geralmente baixo, dado a pequena inclinação da cobertura. Como tal, é possível considerar como comprimento de encurvadura relação ao eixo forte o comprimento da travessa, desprezando assim o efeito que a ligação rígida na cumeeira e ao pilar poderiam exercer na diminuição do

seu valor. Em relação ao eixo fraco o comprimento de encurvadura é definido pelo afastamento entre madres. Embora a travessa seja de secção variável devido às cartelas na ligação ao pilar e na cumeeira, foi considerada uma secção resistente constante correspondente à secção mínima da travessa, o que nos coloca do lado da segurança.

Material Fe360 : $f_y = 235 \text{ MPa}$; $\epsilon = 1$;

Esbelteza de Euler

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,913$$

Classe 3

$$A_{eff} = A ; \beta_A = 1$$

$$N_{sd} = 170,971 \text{ kN Compressão}$$

Secção – considerando a menor secção de toda a travessa.

$$h_i = 700 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 25,35 = 25,35 \text{ m}$$

Classe 3

$$A_{eff} = A ; \beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{25350}{337,08} = 75,204$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,801$$

Tabela 5.5.3 $\rightarrow$ P.R.S curva b $\rightarrow \alpha = 0,34$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,801^2 + 0,34 \times (0,801 - 0,2) + 1) = 0,923 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,923 + \sqrt{0,923^2 - 0,801^2}} = 0,724$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,724 \times 1 \times \frac{24900 \times 235}{1,1} = 3851,351 \text{ kN}$$

2) Resistência à encurvadura em torno do eixo fraco (eixo z)

$$N_{sd} = 170,971 \text{ kN}$$

Secção – considerando a menor secção de toda a travessa.

$$h_i = 700 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 1,95 = 1,95 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_e}{i_z} = \frac{1950}{103,49} = 18,842$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,201$$

Tabela 5.5.3 $\rightarrow$ P.R.S curva c $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,201^2 + 0,49 \times (0,201 - 0,2) + 1) = 0,52 \end{aligned}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,201^2}} = 1$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times 1 \times \frac{24900 \times 235}{1,1} = 5317,820 \text{ kN}$$

3) Resistência à Encurvadura lateral (Bambeamento)

Um dos modos de ruína possíveis em vigas sujeitas a esforços de flexão é a encurvadura lateral ou bambeamento. Este mecanismo é originado pela encurvadura lateral do banzo à compressão. Trata-se de um problema de instabilidade do banzo em peças de secção I fundamentalmente, quer se trate de pilares ou vigas e ocorre quando o banzo à compressão não se encontra travado, de modo a impedir a sua deformação lateral, na direcção perpendicular ao plano da alma. Tal como o fenómeno de instabilidade local da alma devido a esforços transversos, o bambeamento também limita a aplicação de perfis reconstruídos soldados.

No caso de pilares e travessas de pórticos metálicos o risco de bambeamento ocorre nas zonas das peças em que o diagrama de momentos flectores origina compressão no banzo oposto ao banzo onde são ligadas as madres. Tal como na carga crítica de Euler, o Momento Crítico de bambeamento é inversamente proporcional ao comprimento de bambeamento, isto é comprimento da peça entre pontos contraventados do banzo à compressão.

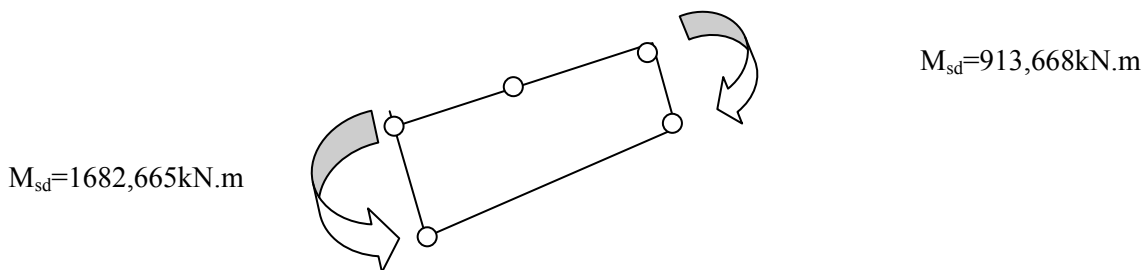
No caso da travessa é feita uma análise do diagrama de momentos flectores e identificadas as zonas em que o banzo se encontra à compressão, para as diferentes combinações de acções possíveis. Se a zona à compressão é o banzo superior da travessa, as

próprias madres funcionam como travamentos laterais e o comprimento de encurvadura pode ser considerado como teoricamente igual ao afastamento das madres.

Se a zona à compressão é o banzo inferior da travessa, são utilizadas barras de travamento, que ligam o banzo inferior às madres (“fly bracing” na designação Anglo Saxónica). O Afastamento entre estes travamentos será definido pelo projectista, de modo a que o momento Crítico de Bambeamento seja superior ao valor do momento de cálculo no troço.

Vamos de seguida determinar o valor do Momento crítico de Bambeamento troço a troço, portanto em função da variação de secção da travessa e dos diferentes travamentos laterais utilizados.

Troço I – Compressão no banzo inferior. Travamentos laterais a 4 m. $l_{LT} = 4 \text{ m}$



○ - Travamentos laterais

Será considerada uma secção intermédia com altura da alma igual a $(1100+700)/2$, e todas as propriedades serão obtidas para essa secção.

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{x.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{170,971}{5319,55} + \frac{1682,665}{2197,831} \leq 1 \quad 0,798 \leq 1$$

Momento Crítico de Bambeamento

$$\psi = \frac{913,668}{1682,665} = 0,543 \rightarrow C_1 = 1,172$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,172 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266741666,67}{4000^2} \times \sqrt{\frac{57057709635416,7 + 0,039 \times 4000^2 \times 4466666,67}{266741666,67}} = 19181,64 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{10287719,3 \times 235}{19181,64 \times 10^6}} = 0,355$$

Em condições normais não era necessário calcular $M_{b,Rd}$ mas como estamos numa zona onde a secção varia muito, devesse calcular para termos a garantia de estarmos no lado da segurança.

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,355 - 0,2) + 0,355^2) = 0,601 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,601 + \sqrt{0,601^2 - 0,355^2}} = 0,921$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,921 \times \frac{10287719,3 \times 235}{1,1} = 2023,911 \text{ kN.m}$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_Y .

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{913,668}{1682,665} = 1,4199$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y \rightarrow \text{Correspondente ao troço I}$$

$$\mu_y = 0,658 \times (2 \times 1,4199 - 4) = -0,7629 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$N_{x,sd} \rightarrow \text{Máximo } N_{x,sd} \text{ do troço em causa.}$$

$$A \rightarrow \text{Área da secção média do troço em causa.}$$

$$\chi_y \rightarrow \text{Correspondente a secção média do troço em causa.}$$

$$K_Y = 1 - \frac{-0,7629 \times 170,971 \times 10^3}{1 \times 29000 \times 235} = 1,003$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{170,971}{3851,187} + 1,003 \times \frac{1682,665}{2197,831} \leq 1$$

0,812 < 1 → Respeita

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{170,971}{3851,187} + 1,003 \times \frac{1682,665}{2023,911} \leq 1$$

0,878 ≤ 1 Estamos do lado da segurança

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de bambeamento

Calculo de K_{Lt}

$\beta_{M,LT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow$ Depende do diagrama de momentos do troço I.

$$\beta_{M,LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{913,668}{1682,665} = 1,4199$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT}) - 0,15 < 0,9$$

$\bar{\lambda}_z \rightarrow$ Correspondente ao troço em causa.

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,217 \times 1,4199) - 0,15 = -0,104 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x,sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

$A \rightarrow$ Correspondente a secção média do troço em causa.

$\chi_z \rightarrow$ Correspondente a secção média do troço em causa.

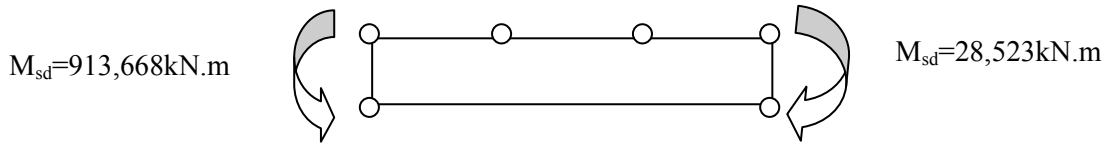
$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,104 \times 170,971 \times 10^3}{0,992 \times 29000 \times 235} = 1$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{170,971}{5317,820} + 1 \times \frac{1682,665}{2023,911} \leq 1$$

0,864 ≤ 1 Verifica

Troço II – Compressão no banzo inferior, Valores médios do M_f mais baixo. Tentou-se um maior afastamento dos travamentos, de 6 m. $l_{LT} = 6\text{ m}$



Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{170,971}{5319,55} + \frac{913,668}{1611,815} \leq 1 \quad 0,6 \leq 1,0 \quad \text{Verificado}$$

Momento crítico de Bامbeamento

$$\Psi = \frac{28,523}{913,668} = 0,031 \rightarrow C_1 = 1,602$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$$M_{cr} = 1,602 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266686675}{6000^2} \times \sqrt{\frac{35044295886718,7 + 0,039 \times 6000^2 \times 4246700}{266686675}}$$

$$= 9645,10 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7544666,67 \times 235}{9645,10 \times 10^6}} = 0,429$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right)$$

$$= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,429 - 0,2) + 0,429^2) = 0,648$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,648 + \sqrt{0,648^2 - 0,429^2}} = 0,882$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,882 \times \frac{7544666,67 \times 235}{1,1} = 1421,635 \text{ kN.m}$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_y .

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{28,523}{913,668} = 1,7781$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y \rightarrow \text{Correspondente ao troço I}$$

$$\mu_y = 0,19 \times (2 \times 1,7781 - 4) = -0,0841 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$K_Y = 1 - \frac{-0,0841 \times 164,51 \times 10^3}{1 \times 24900 \times 235} = 1,0024$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{170,971}{3851,187} + 1,0024 \times \frac{913,668}{1611,815} \leq 1$$

$$0,613 < 1$$

Verificado

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de bambeamento

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{170,971}{3851,187} + 1,0024 \times \frac{913,668}{1421,635} \leq 1$$

$$0,689 \leq 1 \text{ Estamos do lado da segurança}$$

Calculo de K_{Lt}

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{28,523}{913,668} = 1,7781$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.LT}) - 0,15 < 0,9$$

$$\bar{\lambda}_z \rightarrow \text{Correspondente ao troço em causa.}$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,201 \times 1,7781) - 0,15 = -0,096 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x,sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,096 \times 164,51 \times 10^3}{1 \times 24900 \times 235} = 1$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

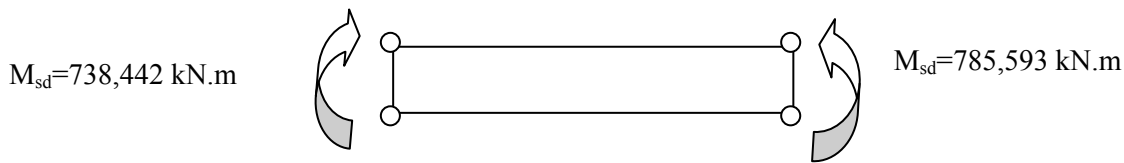
$$\frac{170,971}{5317,820} + 1 \times \frac{913,668}{1421,635} \leq 1$$

$$0,675 \leq 1$$

Verificado

Troço III e IV

Neste caso o banzo à compressão é o banzo que está travado pelas madres logo o comprimento de bambeamento será de $1,95 \approx 2\text{m}$ que é a distancia entre madres da cobertura o mesmo acontece para o troço IV. Devido à ordem de grandeza dos momentos aplicados, que se pode ver pelo diagrama de momentos, está garantido à partida que a secção vai resistir sem problemas de bambeamento, mas a título de curiosidade calculou-se o $M_{b,Rd}$ para o pior dos tramos, pertencentes aos troços III e IV.



Momento crítico de Bambeamento

$$\Psi = \frac{738,442}{785,593} = 0,940 \rightarrow C_1 = 1,107$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$$l_{LT} = 1,95 \text{ m} \quad \text{Distância entre pontos travados lateralmente}$$

$$M_{cr} = 1,107 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266686675}{1950^2} \times \sqrt{\frac{35044295886718,7 + 0,039 \times 1950^2 \times 4246700}{266686675}}$$

$$= 58853,79 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7544666,67 \times 235}{58853,79 \times 10^6}} = 0,174$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned}\phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,174 - 0,2) + 0,174^2) = 0,509\end{aligned}$$

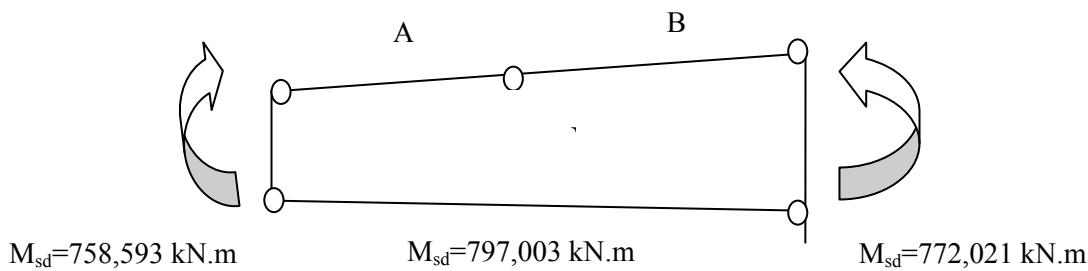
$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,509 + \sqrt{0,509^2 - 0,174^2}} = 1,014$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times \frac{7544666,67 \times 235}{1,1} = 1611,815 \text{ kN.m}$$

Se tivéssemos considerado $C_1=1$ obteríamos $M_{b,Rd} = 1611,815 \text{ kN.m}$

Qualquer que seja o tramo entre duas madres pertencentes aos troços III e IV não terá um $M_{b,Rd}$ menor que $1611,815 \text{ kN.m}$ pois este foi obtido para um diagrama de momentos mais desfavorável que corresponde a $C_1 = 1$. Isto é considerando uma solitação constante.

Troço V – Compressão no banzo superior da travessa. Zona de secção variável



Parte A

Momento crítico de Bambeamento

$$\psi = \frac{758,593}{797,003} = 0,986 \rightarrow C_1 = 1,133$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia com altura da alma igual a $(700+800)/2$, ou seja $h = 750 \text{ mm}$, e todas as propriedades são obtidas para essa secção.

$$l_{LT} = 1,95 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 1,172 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266698666,67}{1950^2} \times \sqrt{\frac{40046471666666,70 + 0,039 \times 1950^2 \times 4294666,67}{266698666,67}} = 64327,78 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8213541,67 \times 235}{64320,30 \times 10^6}} = 0,173$$

Como $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ não é necessária a verificação à encurvadura lateral

Parte B

Momento crítico de Bambeamento

$$\Psi = \frac{772,021}{797,003} = 0,969 \rightarrow C_1 = 1,123$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia com altura da alma igual a $(800+900) / 2$ que da 850 mm, e todas as propriedades serra obtidas para essa secção

$l_{LT} = 1,95 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,172 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266702933,33}{1950^2} \times \sqrt{\frac{51048608333333,3 + 0,039 \times 1950^2 \times 4311733,33}{266702933,33}} = 71868,48 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9419074,07 \times 235}{71868,48 \times 10^6}} = 0,175$$

Como $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ não é necessária a verificação à encurvadura lateral

Interacção entre esforço axial - momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{170,971}{5319,55} + \frac{797,003}{1754,771} \leq 1$$

$$0,486 \leq 1$$

Verifica

Interacção entre esforço axial - momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_Y .

$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow$ Depende do diagrama de momentos do troço I.

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{785,593}{797,003} = 1,11$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$\bar{\lambda}_y \rightarrow$ Correspondente ao troço I

$$\mu_y = 0,058 \times (2 \times 1,11 - 4) = -0,104 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

$$K_Y = 1 - \frac{-0,104 \times 135,77 \times 10^3}{1 \times 26000 \times 235} = 1,0023$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{170,971}{3851,187} + 1,0023 \times \frac{797,003}{1754,771} \leq 1$$

0,5 < 1 Verifica

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{170,971}{3851,187} + 1,0023 \times \frac{797,003}{1754,771} \leq 1$$

0,5 ≤ 1 Estamos do lado da segurança

Interacção entre esforço axial - momento flector com risco de Bambeamento

Calculo de K_{Lt}

$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow$ Depende do diagrama de momentos do troço I.

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{785,593}{797,003} = 1,11$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.LT}) - 0,15 < 0,9$$

$\bar{\lambda}_z \rightarrow$ Correspondente ao troço em causa.

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,205 \times 1,11) - 0,15 = -0,116 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x,sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

A $\rightarrow$ Correspondente a secção média do troço em causa.

$\chi_z \rightarrow$ Correspondente a secção média do troço em causa.

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,116 \times 135,77 \times 10^3}{1 \times 29000 \times 235} = 1$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{170,971}{5317,820} + 1 \times \frac{797,003}{1754,771} \leq 1$$

$$0,486 \leq 1$$

Verifica

Na tabela seguinte apresentam os valores da resistência ao bambeamento e os valores da cálculo do momento flector para as diferentes secções

Troços	M_{sd} max [kN.m]	M_{b,Rd} min [kN.m]
I	1682,7	2023,9
II	913,7	1421,6
III	537,9	1611,8
IV	785,6	1611,8
V	797,0	1754,7

Tabela 4.12 – Resistência à encurvadura lateral da travessa.

Troço III e IV – A verificação à flexão não é necessária dado que os esforços são menores que no troço II.

Equação	Troço I	Troço II	Troço III	Troço IV	Troço V
$\frac{N_{x,sd}}{N_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$	0,798	0,599	0,599	0,520	0,486

$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.Rd}} + K_Y \times \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1$	0,812	0,613	0,613	0,533	0,500
$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.y.Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$	0,878	0,689	0,689	0,533	0,500
$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.z.Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$	0,864	0,675	0,675	0,520	0,486

Tabela 4.13 Quadro resumo

Está garantida a segurança da travessa para a combinação de acções Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

4.6.1.2 Verificação do Pilar

A metodologia da verificação da resistência dos pilares é a mesma já utilizada no caso da travessa. Trata-se igualmente de uma peça sujeita a esforço normal de compressão, flexão e esforço cortante. Dado tratar-se de uma barra de secção variável, os pilares foram divididos em quatro partes como abaixo se ilustra

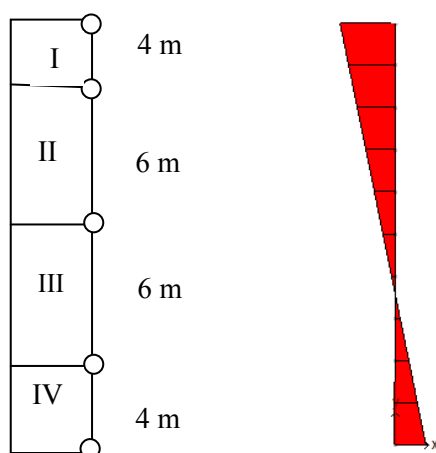


Figura 4.21 - Diagrama de momentos

A parte exterior do pilar encontra-se travada pelas madres com espaçamento de dois metros. O travamento do banzo interior foi definido para as zonas em que a flexão origina compressão no banzo interior. Este travamento foi definido com um espaçamento máximo possível, que ainda garanta a resistência do pilar à encurvadura lateral.

1) Resistência à encurvadura do pilar em torno do eixo y

$$N_{sd} = 343,445 \text{ kN}$$

Nota - Para a verificação da resistência à encurvadura foi considerando a menor secção de todo o pilar.

$$h_i = 800 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 20 = 20 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Classe 3

$$A_{eff} = A$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{20000}{369,89} = 54,071$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,913$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,576$$

Tabela 5.5.3 → P.R.S curva b → $\alpha = 0,34$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,576^2 + 0,34 \times (0,576 - 0,2) + 1) = 0,73 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,73 + \sqrt{0,73^2 - 0,576^2}} = 0,849$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,849 \times 1 \times \frac{28000 \times 235}{1,1} = 5078,817 \text{ kN}$$

Na realidade este valor é maior, pois para este cálculo considerou-se a menor secção de todo pilar.

2) Resistência à encurvadura do pilar em torno do eixo z

$$N_{sd} = 343,445 \text{ kN}$$

Secção – considerando a menor secção de todo o pilar.

$$h_i = 800 \text{ mm}$$

$$t_w = 10 \text{ mm}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2 = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{l_e}{i_z} = \frac{2000}{97,60} = 20,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,218$$

Tabela 5.5.3 $\rightarrow$ P.R.S curva c $\rightarrow \alpha = 0,49$

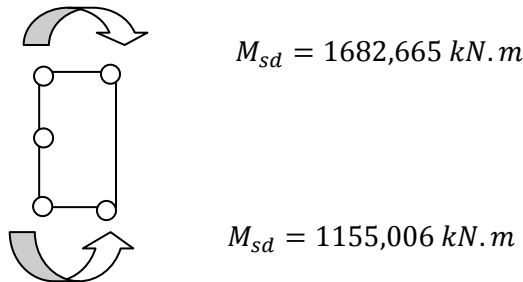
$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,218^2 + 0,49 \times (0,218 - 0,2) + 1) = 0,528 \end{aligned}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,528 + \sqrt{0,528^2 - 0,218^2}} = 0,991$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,991 \times 1 \times \frac{28000 \times 235}{1,1} = 5926,4 \text{ kN}$$

3) Encurvadura lateral Bambeamento

Troço I



○ - Travamentos laterais

$$\psi = \frac{1155,006}{1682,665} = 0,686 \rightarrow C1 = 1,276$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia com altura da alma igual a 1070 mm, e todas as propriedades serão obtidas para essa secção.

$l_{LT} = 4 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,276 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266755833,33}{4000^2} \\ \times \sqrt{\frac{79961728265625 + 0,039 \times 4000^2 \times 4523333,33}{266755833,33}} \\ = 24562,96 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{12530421,13 \times 235}{24562,96 \times 10^6}} = 0,346$$

Em condições normais não era necessário calcular $M_{b,Rd}$ mas como se trata de perfis de secção variável, vamos verificar qual a ordem de grandeza relativa entre o Momento resistente ao bambeamento e os valores de cálculo do momento aplicado.

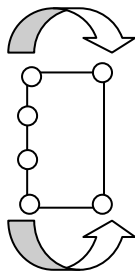
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,346 - 0,2) + 0,346^2) = 0,596$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,596 + \sqrt{0,596^2 - 0,346^2}} = 0,925$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,925 \times \frac{12530421,13 \times 235}{1,1} = 2477,3 \text{ kN.m}$$

Troço II



$$M_{sd} = 1155,006 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 362,282 \text{ kN.m}$$

$$\psi = \frac{362,282}{1155,006} = 0,314 \rightarrow C1 = 1,384$$

$h_i = 995 \text{ mm}$, secção média do troço II

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$l_{LT} = 6 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,602 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266749583,33}{6000^2} \times \sqrt{\frac{69381566625000 + 0,039 \times 6000^2 \times 4498333,33}{266749583,33}} = 11322,56 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{11529066,79 \times 235}{11322,56 \times 10^6}} = 0,489$$

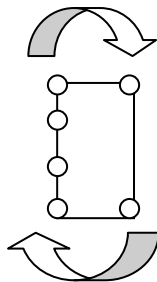
$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ Curva C

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,489 - 0,2) + 0,489^2) = 0,69 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,489^2}} = 0,849$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,849 \times \frac{11529066,79 \times 235}{1,1} = 2091,178 \text{ kN.m}$$

Troço III



$$M_{sd} = 362,282 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = -430,402 \text{ kN.m}$$

$h_i = 905 \text{ mm}$, secção media do troço III

$$\psi = \frac{362,282}{-430,402} = -0,842 \rightarrow C1 = 2,816$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$l_{LT} = 6 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 2,816 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266742083,33}{6000^2} \times \sqrt{\frac{57676306968750 + 0,039 \times 6000^2 \times 4468333,33}{266742083,33}} = 21154,78 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{10352299,52 \times 235}{21154,78 \times 10^6}} = 0,339$$

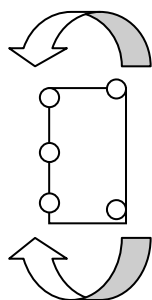
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,339 - 0,2) + 0,339^2) = 0,591 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,591 + \sqrt{0,591^2 - 0,339^2}} = 0,929$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,929 \times \frac{10352299,52 \times 235}{1,1} = 2054,983 \text{ kN.m}$$

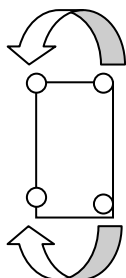
Troço IV



$$M_{sd} = 430,402 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 958,836 \text{ kN.m}$$

Como o banzo que está à compressão é o exterior, temos travamentos de dois em dois metros. Vamos considerar a metade inferior do troço IV que é a mais crítica.



$$M_{sd} = 694,621 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 958,836 \text{ kN.m}$$

$h_i = 800 \text{ mm}$, secção da base de encastramento

Como o banzo que está a compressão é o exterior, temos travamentos de dois em dois metros.

$$\psi = \frac{694,621}{958,836} = 0,729 \rightarrow C1 = 1,308$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$l_{LT} = 2 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,308 \times \frac{\pi \times 210000 \times 26673333,33}{2000^2} \times \sqrt{\frac{45386343750000 + 0,039 \times 2000^2 \times 4433333,33}{26673333,33}} = 161762,14 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9013725,49 \times 235}{161762,14 \times 10^6}} = 0,168$$

$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ Curva C

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,168 - 0,2) + 0,168^2) = 0,506 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,506 + \sqrt{0,506^2 - 0,168^2}} = 1,016$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times \frac{9013725,49 \times 235}{1,1} = 1925,7 \text{ kN.m}$$

Esta garantido que os travamentos são suficientes para que o pilar não sofra bambeamento

Troços	M_{sd} max [kN.m]	M_{b,Rd} min [kN.m]
I	1682,6	2477,2
II	1155,0	2091,2
III	430,4	2055,0
IV	958,8	1925,7

Tabela 4.14 Quadro resumo

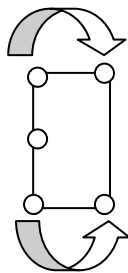
Vamos passar agora à verificação da resistência do pilar considerando a interação Esforço Normal e Momento flector considerando os riscos de encurvadura e bambeamento. Será seguido o mesmo esquema já utilizado para a verificação da resistência da travessa. Dado que se

trata igualmente de uma peça de secção variável em altura apresentamos na Tabela 4.15 a secção média considerada troço a troço.

	Troço I	Troço II	Troço III	Troço IV
h_i	1070	995	905	800
t_w	10	10	10	10
b	400	400	400	400
t_f	25	25	25	25

Tabela 4.15 Propriedades da secção média

Troço I



$$M_{sd} = 1682,665 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1155,006 \text{ kN.m}$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{346,685}{5981,82} + \frac{1682,665}{2676,954} \leq 1$$

$$0,687 \leq 1$$

Verifica

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_Y .

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{1155,006}{1682,665} = 1,3195$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$\bar{\lambda}_y \rightarrow$ Correspondente ao troço I

$$\mu_y = 0,089 \times (2 \times 1,3195 - 4) = -0,1212 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

$A \rightarrow$ Correspondente a secção média do troço em causa.

$\chi_y \rightarrow$ Correspondente à secção média do troço em causa.

$$K_Y = 1 - \frac{-0,1212 \times 264,44 \times 10^3}{1 \times 30700 \times 235} = 1,0044$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{346,685}{5078,817} + 1,0044 \times \frac{1682,665}{2676,954} \leq 1$$

$$0,7 < 1$$

Verifica

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{346,685}{5078,817} + 1,0044 \times \frac{1682,665}{2477,287} \leq 1$$

$$0,751 \leq 1$$

Verifica

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura lateral

Calculo de K_{Lt}

$$\beta_{M,LT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{M,LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{1155,006}{1682,665} = 1,3195$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT}) - 0,15 < 0,9$$

$\bar{\lambda}_z \rightarrow$ Correspondente ao troço em causa.

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,228 \times 1,3195) - 0,15 = -0,105 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x,sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,105 \times 264,44 \times 10^3}{0,986 \times 30700 \times 235} = 1$$

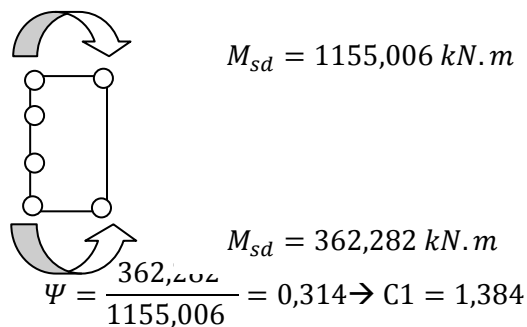
$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{170,971}{5926,366} + 1 \times \frac{1682,665}{2477,287} \leq 1$$

$$0,738 \leq 1$$

Verifica

Troço II



$h_i = 995 \text{ mm}$, secção media do troço II

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{y,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{343,445}{5981,82} + \frac{1155,006}{2463,028} \leq 1$$

$$0,526 \leq 1$$

Verifica

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_Y .

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{362,282}{1155,006} = 1,5804$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y \rightarrow \text{Correspondente ao troço I}$$

$$\mu_y = 0,19 \times (2 \times 1,5804 - 4) = -0,1195 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

$$K_Y = 1 - \frac{-0,1195 \times 295,81 \times 10^3}{1 \times 29950 \times 235} = 1,005$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{343,445}{5078,817} + 1,005 \times \frac{1155,006}{2463,028} \leq 1$$

$$0,539 < 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{343,445}{5078,817} + 1,005 \times \frac{1155,006}{2091,178} \leq 1$$

$$0,623 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura lateral

Calculo de K_{LT}

$\beta_{M,LT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow$ Depende do diagrama de momentos do troço I.

$$\beta_{M,LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{362,282}{1155,006} = 1,5804$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT}) - 0,15 < 0,9$$

$\bar{\lambda}_z \rightarrow$ Correspondente ao troço em causa.

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,226 \times 1,5804) - 0,15 = -0,097 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x,sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$N_{x,sd} \rightarrow$ Máximo $N_{x,sd}$ do troço em causa.

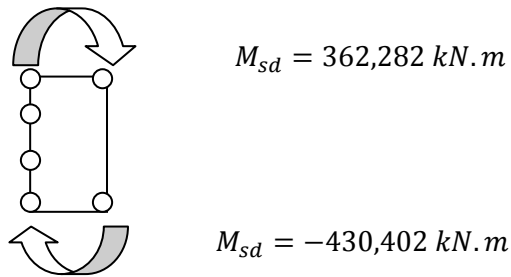
$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,097 \times 295,81 \times 10^3}{1 \times 29950 \times 235} = 1$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{343,445}{5926,366} + 1 \times \frac{1155,006}{2091,178} \leq 1$$

$$0,610 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço III



$h_i=905\text{mm}$, secção média do troço III

Estes troços tem o banzo superior comprimido, ou seja os travamentos laterais do banzo que vão ser as madres estão colocados de 1,95 m de distancia entre eles. Assim para garantir a segurança destes 2 troços vamos considerar o pior caso de todos os tramos de 1,95 m do troço.

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{y,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{343,445}{5981,82} + \frac{430,402}{2211,628} \leq 1$$

$$0,250 \leq 1$$

Verifica

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_Y .

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{362,282}{-430,402} = 2,3892$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y \rightarrow \text{Correspondente ao troço I}$$

$$\mu_y = 0,062 \times (2 \times 2,3892 - 4) = 0,1206 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$K_Y = 1 - \frac{0,1206 \times 326,54 \times 10^3}{1 \times 29050 \times 235} = 0,9942$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{343,445}{5078,817} + 0,9942 \times \frac{430,402}{2211,628} \leq 1$$

$$0,261 < 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.y.Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{343,445}{5078,817} + 0,9942 \times \frac{430,402}{2054,983} \leq 1$$

$$0,276 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura lateral

Calculo de K_{LT}

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço em causa I.}$$

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{362,282}{-430,402} = 2,3892$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.LT}) - 0,15 < 0,9$$

$$\bar{\lambda}_z \rightarrow \text{Correspondente ao troço em causa.}$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,222 \times 2,3892) - 0,15 = -0,070 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x.sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$N_{x.sd} \rightarrow \text{Máximo } N_{x.sd} \text{ do troço em causa.}$$

$$A \rightarrow \text{Correspondente a secção média do troço em causa.}$$

$$\chi_z \rightarrow \text{Correspondente a secção média do troço em causa.}$$

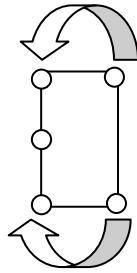
$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,070 \times 326,54 \times 10^3}{0,989 \times 29050 \times 235} = 1$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{b.z.Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{343,445}{5926,366} + 1 \times \frac{430,402}{2054,983} \leq 1$$

$$0,267 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

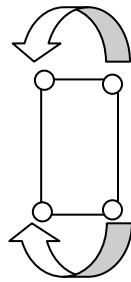
Troço IV



$$M_{sd} = 430,402 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 958,836 \text{ kN.m}$$

Como o banzo que está a compressão é o exterior, temos travamentos de dois em dois metros. Foi considerada a metade inferior do troço IV que é a mais crítica pois os esforços são maiores e secção é menor.



$$M_{sd} = 694,621 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 958,836 \text{ kN.m}$$

$h_i=800\text{mm}$, secção da base de encastramento

$$\psi = \frac{694,621}{958,836} = 0,729$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$\frac{343,445}{5981,82} + \frac{958,836}{1925,660} \leq 1$$

$$0,555 \leq 1$$

Verifica

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura

Calculo de K_Y .

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{694,621}{958,836} = 1,29$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) < 0,9$$

$\bar{\lambda}_y \rightarrow$ Correspondente ao troço I

$$\mu_y = 0,058 \times (2 \times 1,29 - 4) = -0,0818 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$K_Y = 1 - \frac{-0,0818 \times 343,45 \times 10^3}{1 \times 28000 \times 235} = 1,0043$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad (2)$$

$$\frac{343,445}{5078,817} + 1,0043 \times \frac{958,836}{1925,660} \leq 1$$

$$0,568 < 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (3)$$

$$\frac{343,445}{5078,817} + 1,0043 \times \frac{958,836}{1925,660} \leq 1$$

$$0,568 \leq 1 \text{ Estamos do lado da segurança}$$

Interacção entre esforço axial e o momento flector com risco de encurvadura lateral

Calculo de K_{Lt}

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \rightarrow \text{Depende do diagrama de momentos do troço I.}$$

$$\beta_{M.LT} = 1,8 - 0,7 \times \frac{694,621}{958,836} = 1,29$$

$$\mu_{LT} = (0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M.LT}) - 0,15 < 0,9$$

$\bar{\lambda}_z \rightarrow$ Correspondente ao troço em causa.

$$\mu_{LT} = (0,15 \times 0,205 \times 1,29) - 0,15 = -0,108 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{x,sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{-0,108 \times 343,445 \times 10^3}{1 \times 28000 \times 235} = 1$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

$$\frac{343,445}{5926,366} + 1 \times \frac{958,836}{1925,660} \leq 1$$

$$0,556 \leq 1$$

Verifica

Quadro resumo

Equação	Troço I	Troço II	Troço III	Troço IV
$\frac{N_{x,sd}}{N_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1$	0,687	0,526	0,252	0,555
$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \leq 1$	0,700	0,539	0,261	0,568
$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,y,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1$	0,751	0,623	0,276	0,568
$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,z,Rd}} + K_{LT} \times \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1$	0,738	0,610	0,267	0,556

Tabela 4.16 Quadro resumo

Está garantida a segurança do pilar para a combinação de ações Combinação 01 Ação de base sobrecarga

4.6.2 Combinação 02 - Ação de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

Como se pode observar da Tabela 4.6 os esforços normais aplicados ao pilar e à travessa são de tração. Os estados limites últimos a considerar são o de flexão e tração, flexão com risco de bambeamento, resistência da alma ao esforço transversal e instabilidade da alma. Apresentamos de seguida a metodologia da verificação da resistência no caso de Tração e Flexão do EC3 Foram considerados os travamentos laterais já considerados para a Combinação 01.

I - INTERACÇÃO ENTRE ESFORÇO AXIAL (TRACÇÃO) E O MOMENTO FLECTOR (N+M)

Secções da Classe 3 sujeitas a esforço axial de tracção e momento flector. A verificação da resistência através de [5.4.8 (2) EC3]:

$$\frac{N_{x.sd}}{A \times f_y} + \frac{M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y} \leq 1$$

Que pode ser expressa por

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{y.Rd}} \leq 1$$

II - RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE (V)

(segue a metodologia anterior)

Resistência ao corte [5.4.6 EC3]

$$V_{plas,Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_o}$$

A_{VZ} - Área resistente ao corte [5.4.6 (2) EC3]

$$A_{VZ} = 1,04 \times d \times t_w$$

Se $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plas,Z.Rd}$, for verificada a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não vai ser reduzida pela presença de V_{sd} . [5.6.7.2 (2) e 5.6 EC3]

No caso de risco de instabilidade da alma, o valor da resistência plástica ao esforço cortante será substituído pelo valor da resistência ao corte com instabilidade V_{ba} , tal como definido em [5.6.7.2 (2) EC3]

II - RESISTÊNCIA AO BAMBEAMENTO (V)

Resistência ao bambeamento

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad [5.5.2 (1) EC3]$$

Interacção (N+M) com risco de bambeamento

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$$

Em que as seguintes variáveis são.

$N_{x.sd}$ → Máximo esforço normal de toda a travessa.

$M_{y.sd}$ → Momento flector máximo referente ao troço em causa.

N_{Rd} → Resistência da secção transversal a tracção.

$M_{y.Rd}$ → Resistência da secção transversal média do troço em causa à flexão pura.

$M_{b.y.Rd}$ → Resistência da secção transversal média do troço em causa à encurvadura lateral.

Começamos por uma verificação global para todas as secções da interacção (N+M) e da resistência ao esforço cortante. Depois, nas duas secções seguintes faz-se a verificação peça a peça da resistência com risco de bambeamento.

Interacção entre esforço axial e o momento flector sem risco de encurvadura

Como primeiro passo, o que permite nomeadamente o pré-dimensionamento dos perfis a utilizar, a verificação da resistência pode ser efectuada com base no cálculo das tensões no ponto crítico da secção. É claro que este pré-dimensionamento ou verificação elementar não contempla os aspectos de encurvadura e de bambeamento que posteriormente terão de ser analisados. Na tabela seguinte apresentamos os valores máximos da tensão nas diferentes secções calculadas a partir da fórmula da flexão composta

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_Y} < f_y$$

Secção	A	Bp	Bt	C1	C2	D1	D2	E
Compressão	-130,6	-151,8	-149,1	-136,1	-140,5	-120,6	-119,2	-90
Tracção	103,4	134,3	137,0	122,5	125,9	108,4	107,5	79,3

Tabela 4.17 Tensões aplicadas

Resistência ao Esforço Cortante.

A tabela seguinte permite comparar os valores de cálculo do esforço cortante para a comb-02 com a resistência ao esforço cortante para as diferentes secções.

Secção	V_{sd}	$V_{plas.Z.Rd}$	$V_{ba.Rd}$	$0,5 \times V_{ba.RD}$
A	251,0	997,2	899,2	449,6
Bp	123,0	1382,0	959,4	479,7
Bt	308,4	1382,0	959,4	479,7

C1	280,7	868,9	835,7	417,8
C2	280,7	608,2	468	234
D1	47,8	608,2	468	234
D2	47,8	695,1	593,3	296,6
E	80,5	900,4	614,0	307

Tabela 4.18 Cargas aplicadas e tensões instaladas

Como se vê neste quadro a condição $V_{sd} \leq 0,5 \times V_{plas,Z,Rd}$ e a condição $V_{sd} \leq V_{ba,Rd}$ foram sempre respeitadas, assim podemos concluir que a resistência da secção à flexão e ao esforço normal não é reduzida pela presença de, V_{sd} .

4.6.2.1 Verificação da Travessa

Secções intermédias troço a troço para a verificação da travessa.

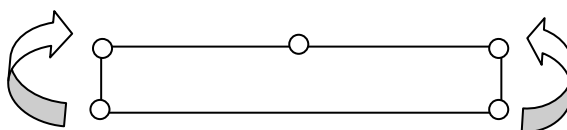
Será considerada uma secção intermédia com as seguintes propriedades.

	Troço I - A	Troço I - B	Troço II	Troço III	Troço IV	Troço V
h_i	1000	800	700	700	700	800
t_w	10	10	7	7	7	8
b	400	400	400	400	400	400
t_f	25	25	25	25	25	25

Tabela 4.19 Propriedades da secção média

Encurvadura lateral Bambeamento

Troço I



$$M_{sd}=2193,012 \text{ kN.m} \quad M_{sd}=1588,457 \text{ kN.m} \quad M_{sd}=1043,785 \text{ kN.m}$$

○ - Travamentos laterais

O banzo a compressão é o superior, onde os travamentos são de 2 em 2 metros, vamos separar o troço I na parte A e na parte B e efectuar o cálculo para ambas as partes.

Parte A

$$\Psi = \frac{1588,457}{2193,012} = 0,724 \rightarrow C1 = 1,304$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$$l_{LT} = 1,95 \text{ m} \text{ Distância entre pontos travados lateralmente}$$

$$M_{cr} = 1,172 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266750000}{1950^2} \times \sqrt{\frac{70063554687500 + 0,039 \times 1950^2 \times 4500000}{266750000}} \\ = 97630,20 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{11595238,10 \times 235}{97630,20 \times 10^6}} = 0,167$$

Em condições normais não era necessário calcular $M_{b,Rd}$ mas como estamos numa zona onde a secção varia muito, devesse calcular para termos a garantia de estarmos no lado da segurança.

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) \\ = 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,167 - 0,2) + 0,167^2) = 0,506$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,506 + \sqrt{0,506^2 - 0,167^2}} = 1,017$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times \frac{11595238,10 \times 235}{1,1} = 2477,165 \text{ kN.m}$$

Parte B

$$\Psi = \frac{1043,785}{1588,457} = 0,657 \rightarrow C1 = 1,255$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia definida na Tabela 4.19

$l_{LT} = 1,95 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,172 \times \frac{\pi \times 210000 \times 26673333,33}{1950^2} \times \sqrt{\frac{45386343750000 + 0,039 \times 1950^2 \times 4433333,33}{26673333,33}} = 75808,47 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{9013725,49 \times 235}{75808,47 \times 10^6}} = 0,167$$

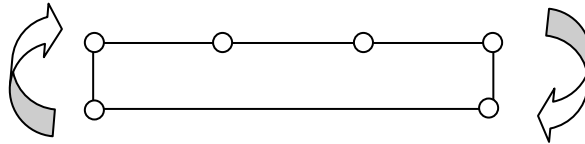
$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ Curva C

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,167 - 0,2) + 0,167^2) = 0,506 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,506 + \sqrt{0,506^2 - 0,167^2}} = 1,017$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times \frac{9013725,49 \times 235}{1,1} = 1925,660 \text{ kN.m}$$

Troço II



$$M_{sd} = 1041,785 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = -210,559 \text{ kN.m}$$

Neste troço grande parte do banzo à compressão é o banzo superior mas ir-se-á considerar o comprimento entre pontos travados lateralmente de 6 metros o que nos levará a uma situação extrema garantindo que estamos do lado da segurança.

$$\psi = \frac{-210,559}{1041,785} = -0,202 \rightarrow C1 = 1,956$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia definida na Tabela 4.19

$l_{LT} = 6 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,956 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266686675}{6000^2} \times \sqrt{\frac{35044295886718,7 + 0,039 \times 6000^2 \times 4246700}{266686675}} = 1456,502 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7544666,67 \times 235}{1456,502 \times 10^6}} = 0,388$$

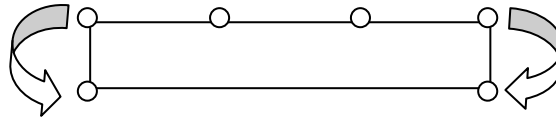
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,388 - 0,2) + 0,388^2) = 0,621 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,621 + \sqrt{0,621^2 - 0,388^2}} = 0,904$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,904 \times \frac{7544666,67 \times 235}{1,1} = 1456,502 \text{ kN.m}$$

Troço III



$$M_{sd} = 210,599 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 893,373 \text{ kN.m}$$

$$\Psi = \frac{210,559}{893,373} = 0,236 \rightarrow C1 = 1,861$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia definida na Tabela 4.19.

$l_{LT} = 6 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1,861 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266686675}{6000^2} \times \sqrt{\frac{35044295886718,7 + 0,039 \times 6000^2 \times 4246700}{266686675}} \\ &= 11204,46 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7544666,67 \times 235}{11204,46 \times 10^6}} = 0,398$$

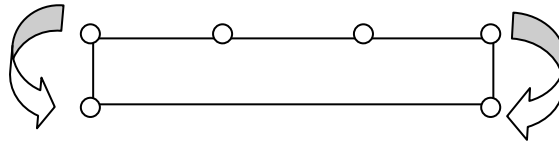
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned}\phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,398 - 0,2) + 0,398^2) = 0,628\end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,628 + \sqrt{0,628^2 - 0,398^2}} = 0,898$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,898 \times \frac{7544666,67 \times 235}{1,1} = 1456,502 \text{ kN.m}$$

Troço IV



$$M_{sd} = 1031,066 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1031,066 \text{ kN.m}$$

Momentos máximos em todo o troço IV

$$\Psi = \frac{1031,066}{1031,066} = 1 \rightarrow C1 = 1$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia tal como definida na Tabela 4.19.

$l_{LT} = 6 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$\begin{aligned}M_{cr} &= 1 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266686675}{6000^2} \times \sqrt{\frac{35044295886718,7 + 0,039 \times 6000^2 \times 4246700}{266686675}} \\ &= 6020,66 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{7544666,67 \times 235}{6020,66 \times 10^6}} = 0,543$$

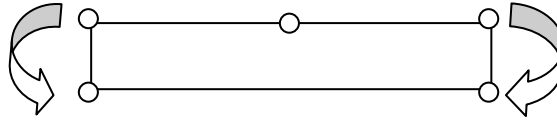
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned}\phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,543 - 0,2) + 0,543^2) = 0,731\end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,731 + \sqrt{0,731^2 - 0,543^2}} = 0,819$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,819 \times \frac{7544666,67 \times 235}{1,1} = 1319,799 \text{ kN.m}$$

Troço V



$$M_{sd}=1004,657\text{kN.m}$$

$$M_{sd}=104,657\text{kN.m}$$

Momentos máximos em todo o troço V

$$\Psi = \frac{1004,657}{1004,657} = 1 \rightarrow C1 = 1$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada uma secção intermédia tal como definida na Tabela 4.19.

$l_{LT} = 4 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$\begin{aligned} M_{cr} &= 1 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266700800}{4000^2} \times \sqrt{\frac{45380808000000 + 0,039 \times 4000^2 \times 4246700}{266700800}} \\ &= 14666,63 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{8812941,18 \times 235}{14666,63 \times 10^6}} = 0,376$$

$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ Curva C

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) \\ &= 0,5 \times \left(1 + 0,49 \times (0,376 - 0,2) + 0,376^2\right) = 0,614 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,614 + \sqrt{0,614^2 - 0,376^2}} = 0,614$$

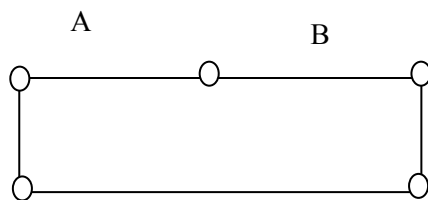
$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,819 \times \frac{8812941,18 \times 235}{1,1} = 1713,425 \text{ kN.m}$$

Esta garantido que os travamentos são suficientes para que a estrutura não sofra de bambeamento

Troços	$M_{sd \max}$ [kN.m]	$M_{b,Rd \min}$ [kN.m]
I A	2193,0	2477,2
I B	1588,5	1925,6
II	1041,8	1456,5
III	893,4	1448,2
IV	1031,0	1319,8
V	1004,7	1713,4

Tabela 4.20 Quadro resumo

Troço I



Parte A

A secção média a considerar está definida na Tabela 4.19.

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad \frac{2193,012}{2477,165} = 0,885 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{y,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad \frac{189,204}{5319,55} + \frac{2193,012}{2477,165} = 0,921 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

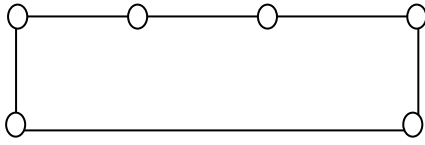
Parte B

A secção média a considerar está definida na Tabela 4.19.

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad \frac{1588,475}{2477,165} = 0,825 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{y,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1 \quad \frac{189,204}{5319,55} + \frac{1588,475}{2477,165} = 0,860 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço II

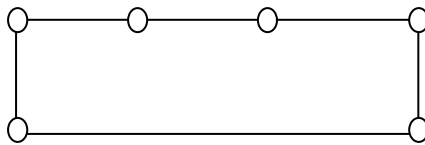


A secção média a considerar está definida na Tabela 4.19.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{1041,785}{1456,502} = 0,715 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{189,204}{5319,55} + \frac{1041,785}{1456,502} = 0,751 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço III

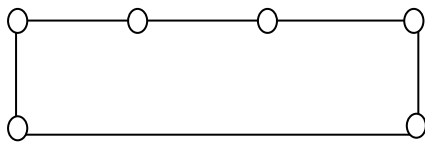


A secção média a considerar está definida na Tabela 4.19.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{893,373}{1448,194} = 0,617 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{189,204}{5319,55} + \frac{893,373}{1448,194} = 0,652 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço IV

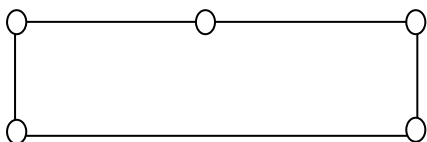


A secção média a considerar está definida na Tabela 4.19

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{1031,066}{1319,779} = 0,781 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{189,204}{5319,55} + \frac{1031,066}{1319,779} = 0,817 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço V



A secção média a considerar está definida na Tabela 4.19.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \rightarrow \quad \frac{1004,657}{1713,425} = 0,586 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{189,204}{5319,55} + \frac{1004,657}{1713,425} = 0,622 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Quadro resumo

Equação	Troço I Parte A	Troço I Parte b	Troço II	Troço III	Troço IV	Troço V
$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$	0,885	0,825	0,715	0,617	0,781	0,586
$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$	0,921	0,860	0,751	0,652	0,817	0,622

Tabela 4.21Quadro resumo

Esta é garantida a segurança da traveça para a combinação de acções Combinação 02
Ação de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

4.6.2.2 Verificação do Pilar

Encurvadura lateral (Bambeamento)

Os pilares foram divididos em quatro partes como abaixo se ilustra

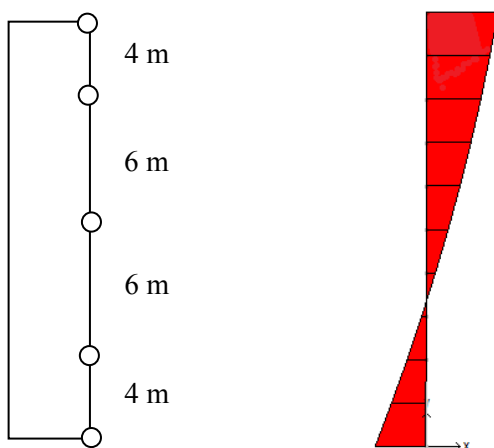


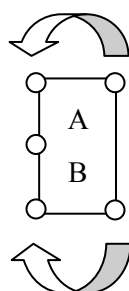
Figura 4.22 - Diagrama do momento flector

Dado que se trata igualmente de uma peça de secção variável em altura apresentamos na Tabela 4.22 a secção média considerada troço a troço.

	I A	I B	II-A	II-B	II-C	III	IV
h_i	1085	1055	1025	995	965	905	800
t_w	10	10	10	10	10	10	10
b	400	400	400	400	400	400	400
t_f	25	25	25	25	25	25	25

Tabela 4.22 Propriedades da secção média

Troço I



$$M_{sd} = 2193,012 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1947,700 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1673,175 \text{ kN.m}$$

○ - Travamentos laterais

Como se pode ver o banzo a compressão é o exterior, onde os travamentos são de dois em dois metros, vamos separar o troço I na parte A e na parte B e efectuar o calculo para ambas as partes.

Parte A

$$\Psi = \frac{1947,700}{2193,012} = 0,888 \rightarrow C1 = 1,078$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$l_{LT} = 2 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,078 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266757083,33}{2000^2} \times \sqrt{\frac{82167850593750 + 0,039 \times 2000^2 \times 4528333,33}{266757083,33}} = 83051,15 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1273295026 \times 235}{83051,15 \times 10^6}} = 0,190$$

$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,190 - 0,2) + 0,190^2) = 0,516 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,516 + \sqrt{0,516^2 - 0,190^2}} = 1,017$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times \frac{1273295026 \times 235}{1,1} = 2720,221 \text{ KN.m}$$

Parte B

$$\Psi = \frac{1947,700}{1588,457} = 0,816 \rightarrow C1 = 1,037$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$l_{LT} = 2 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,172 \times \frac{\pi \times 210000 \times 266754583,3}{2000^2} \times \sqrt{\frac{77785636500000 + 0,039 \times 2000^2 \times 4518333,33}{266754583,3}} = 77750,34 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{12328644,61 \times 235}{77750,34 \times 10^6}} = 0,193$$

Em condições normais não era necessário calcular $M_{b,Rd}$ mas como estamos numa zona onde a secção varia muito, devesse calcular para termos a garantia de estarmos no lado da segurança.

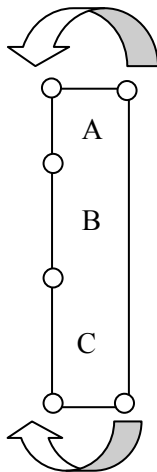
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\begin{aligned}\phi_{LT} &= 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) \\ &= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,193 - 0,2) + 0,193^2) = 0,517\end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,517 + \sqrt{0,517^2 - 0,193^2}} = 1,004$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times \frac{12328644,61 \times 235}{1,1} = 2633,847 \text{ kN.m}$$

Troço II



$$M_{sd} = 1673,175 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1370,206 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1038,794 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 678,939 \text{ kN.m}$$

○ - Travamentos laterais

Neste troço tal como no caso anterior o banzo que está a compressão é o exterior assim o travamento será feito de dois em dois metros.

Parte A

$$\psi = 0,819 \rightarrow C1 = 1,039$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$l_{LT} = 2 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 75754,60 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,192$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,517$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1,004 \rightarrow 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 2548,116 \text{ kN.m}$$

Parte B

$$\Psi = 0,758 \rightarrow C1 = 1,005$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$l_{LT} = 2 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 71200,70 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,195$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,518$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1,003 \rightarrow 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 2463,028 \text{ kN.m}$$

Parte C

$$\Psi = 0,654 \rightarrow C1 = 1,253$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$l_{LT} = 2 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 86184,44 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,174$$

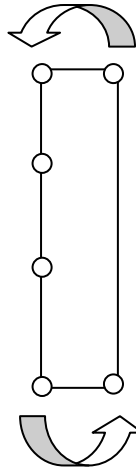
$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow$ Curva C

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) = 0,509$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = 1,013 \rightarrow 1$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 2378,584 \text{ kN.m}$$

Troço III



$$M_{sd} = 678,939 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 571,283 \text{ kN.m}$$

○ - Travamentos laterais

Neste troço o diagrama de momentos vai mudar de sinal, assim teremos parte com travamentos de dois em dois metros na parte superior, mas para efeitos de cálculo considerou-se que só existiam travamentos nos extremos de troço.

Parte A

$$\Psi = -0,841 \rightarrow C1 = 2,816$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$$l_{LT} = 6 \text{ m} \text{ Distância entre pontos travados lateralmente}$$

$$M_{cr} = 21174,58 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,339$$

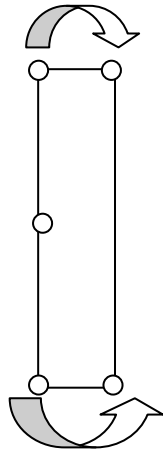
$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) = 0,591$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,929$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 2054,983 \text{ kN.m}$$

Troço IV



$$M_{sd} = 571,283 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1546,978 \text{ kN.m}$$

○ - Travamentos laterais

$$\Psi = 0,369 \rightarrow C1 = 1,437$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$l_{LT} = 4 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 21096,24 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{elast} \times f_y}{M_{cr}}} = 0,317$$

$$\alpha_{LT} = 0,49 \rightarrow \text{Curva C}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) = 0,579$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,941$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{elas} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1811,125 \text{ kN.m}$$

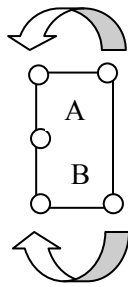
Está garantido que os travamentos são suficientes para que a estrutura não sofra de bambeamento

Troços	M_{sd} max [kN.m]	M_{b,Rd} min [kN.m]
I A	2194,0	2720,2
I B	1947,7	2633,8
II A	1673,2	2548,1
II B	1370,2	2463,0
II C	1038,8	2378,6
III	678,9	2055,0
IV	1546,9	1811,1

Tabela 4.23 Quadro resumo

Verificação da interacção entre esforço axial e o momento flector

Troço I



$$M_{sd} = 2193,012 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1947,700 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1673,175 \text{ kN.m}$$

Parte A

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{2194,012}{2720,221} = 0,807 \leq 1$$

Verifica

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{y,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{349,191}{5981,82} + \frac{2194,012}{2720,221} = 0,865 \leq 1$$

Verifica

Parte B

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.25.

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{1947,700}{2633,847} = 0,739 \leq 1$$

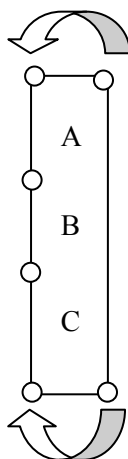
Verifica

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{y,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{349,191}{5981,82} + \frac{1947,700}{2633,847} = 0,798 \leq 1$$

Verifica

Troço II



$$M_{sd} = 1673,175 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1370,206 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 1038,794 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 678,939 \text{ kN.m}$$

Parte A

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{1673,175}{2548,116} = 0,657 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{349,191}{5981,82} + \frac{1673,175}{2548,116} = 0,715 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Parte B

A secção média a considerar terá as seguintes dimensões .

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{1370,206}{2463,028} = 0,556 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{349,191}{5981,82} + \frac{1370,206}{2463,028} = 0,615 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

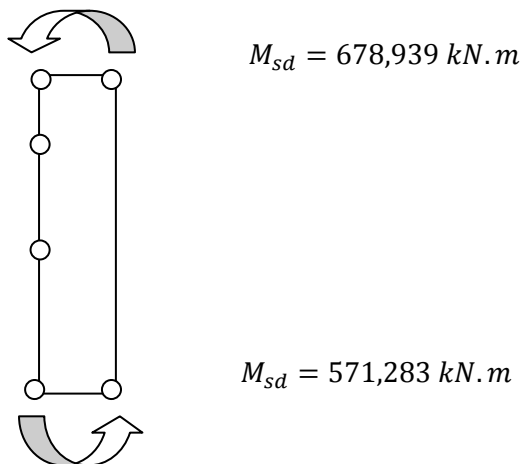
Parte C

Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{1038,794}{2378,584} = 0,437 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{349,191}{5981,82} + \frac{1038,794}{2378,584} = 0,495 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço III

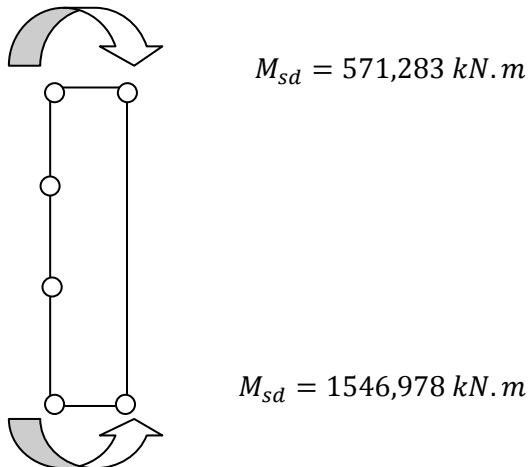


Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{678,939}{2054,983} = 0,330 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{349,191}{5981,82} + \frac{678,939}{2054,983} = 0,389 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Troço IV



Será considerada a secção intermédia definida na Tabela 4.22.

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{1546,978}{1811,125} = 0,854 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

$$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1 \quad \frac{349,191}{5981,82} + \frac{1546,978}{1811,125} = 0,913 \leq 1 \quad \text{Verifica}$$

Quadro resumo

Equação	Troço I A	Troço I B	Troço II A	Troço II B	Troço II C	Troço III	Troço IV
$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$	0,807	0,739	0,657	0,556	0,437	0,330	0,851
$\frac{N_{x.sd}}{N_{y.Rd}} + \frac{M_{y.sd}}{M_{b.y.Rd}} \leq 1$	0,865	0,798	0,715	0,615	0,495	0,389	0,913

Tabela 4.24 Quadro resumo

Está garantida a segurança do pilar para a Combinação 02 Acção de Base Vento
Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

Quanto a combinação 03 não será necessário fazer qualquer verificação pois os diagramas de esforços são semelhantes mas de menor valor.

Verificação da ocorrência de encurvadura do banzo no plano da alma

Para que não ocorra encurvadura do banzo no plano da alma deve verificar-se a seguinte condição:

$$\frac{d}{t_w} < K \times \frac{E}{f_{yb}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Sabendo que os banzos são da classe 1 $\rightarrow K=0,3$

Secção E

$$111,08 < 0,3 \times \frac{210000}{235} \times \sqrt{\frac{900 \times 8}{10000}}$$

111,08 < 227,478 Condição verificada

Secção D1

$$\frac{700 - 11,3}{7} < 0,3 \times \frac{210000}{235} \times \sqrt{\frac{700 \times 7}{10000}}$$

98,39 < 187,66 Condição verificada

Secção B

$$\frac{1100 - 11,3}{10} < 0,3 \times \frac{210000}{235} \times \sqrt{\frac{1100 \times 10}{10000}}$$

108,87 < 281,17 Condição verificada.

Os banzos não correm o risco de encurvar no plano da alma.

4.7 Verificação do Estado Limite Último de Serviço Para o Portico

A máxima flecha vertical tem de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{50}{25} = 0,25m$

A máxima flecha horizontal tem de ser inferior a $\frac{h}{500} = \frac{20}{500} = 0,04 m$

Combinação	Vertical [cm]	Horizontal [cm]

Combinação 01	14,598	3,040
Combinação 02	13,634	3,540
Combinação 03	5,572	2,063
Combinação 04	10,338	1,928
Combinação 05	1,805	0,326

Tabela 4.25 Flechas

5 Pilares de empena e contraventamento

Neste Capítulo vamos proceder ao dimensionamento dos pilares da fachada de empena e do sistema de contraventamento longitudinal do edifício. A estabilidade longitudinal do edifício assegura a resistência do edifício às acções horizontais no sentido longitudinal. Isto é no sentido perpendicular à fachada de empena. As acções longitudinais resultam da acção do vento sobre a fachada de empena. Como o pórtico não foi dimensionado para resistir a essas acções terá de se considerar um esquema estático que permita o encaminhamento das acções horizontais para as fundações do edifício.

O esquema estático comumente adoptado no caso dos pavilhões industriais é constituído pelo grupo de pilares da fachada de empena, que servem de apoio às madres e consequentemente ao revestimento da fachada e, por um sistema de dois contraventamentos, um contraventamento “horizontal”, paralelo ao plano médio da cobertura e, um contraventamento vertical. Na realidade o contraventamento vertical é constituído por dois contraventamentos, colocados um em cada fachada lateral, destinados a absorver as reacções do contraventamento vertical e transmiti-las à fundação.

5.1 Pilares da Fachada de Empena

As acções a suportar pelos pilares de empena são de dois tipos: Acções permanentes como, o peso próprio de pilar, o peso da fachada de empena (madres e chapa de revestimento) e Acções variáveis como a acção do vento transversal ou longitudinal sobre a fachada. No

esquema estático adoptado, o pórtico da fachada de empena suporta as cargas verticais da cobertura e não se considera que transmite esforços aos pilares da fachada.

No dimensionamento dos pilares foi considerado como base de cálculo o pilar central, que dada a geometria da estrutura será o pilar mais alto e portanto com esforços mais elevados, desde logo por apresentar uma área de influência maior para um afastamento entre pilares constante. Foi adoptado um esquema estático em que o pilar está encastrado na base e simplesmente apoiado no topo. O apoio B é fisicamente materializado pelo contraventamento longitudinal da cobertura

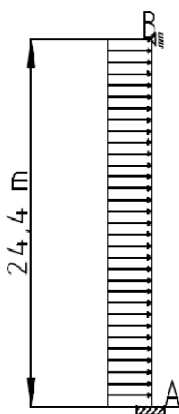


Figura 5.1 - Esquema estático

5.1.1 Acções sobre os Pilares de Empena

Acção do Peso

As forças exercidas sobre o pilar de empena central devido às acções permanentes são dadas por,

$$F_g = F_{g \text{ madres}} + F_{g \text{ chapas}} + \text{Peso proprio}$$

- São utilizadas 12 madres com um fastamento relativo de 2 metros
- A distância entre pilares é de 5 m
- Altura do pilar é de 24,4 m

Considerando que o peso das madres e chapas está uniformemente distribuído pelo pilar temos,

$$q_{G \text{ chapa}}^Y = \frac{g \times \text{peso} \times d_p}{1000}$$

$$q_{G \text{ chapa}}^Y = \frac{9,8 \times 5,09 \times 5}{1000} = 0,249 \text{ kN/m}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{g \times peso \times d_p}{d_m \times 1000}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{9,8 \times 6,61 \times 5}{2 \times 1000} = 0,162 \text{ kN/m}$$

Acção do Vento

Como se pode verificar no dimensionamento das madres da fachada de empena que se encontra no Capítulo 3, a solicitação mais crítica foi Combinação 05 Acção de Base Vento longitudinal com $\delta_{pi} = -03$, correspondente a um coeficiente de forma $\delta_p = 1$.

Assim a carga uniformemente distribuída devido a acção do vento é dada por,

$$q_V = \delta_p \times W_K \times d_p$$

$$q_V = 1 \times 0,948 \times 5 = 4,74 \text{ kN/m}$$

Reacções no pilar (acções não majoradas)

$$R_A^Z = \frac{5 \times q \times L}{8} = \frac{5 \times 4,74 \times 24,4}{8} = 72,3 \text{ kN}$$

$$R_B^Z = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 4,74 \times 24,4}{8} = 43,4 \text{ kN}$$

$$M_A^Y = \frac{1 \times q \times L^2}{8} = \frac{1 \times 4,74 \times 24,4^2}{8} = 352,8 \text{ kN.m}$$

Pré-dimensionamento

Multiplicando o momento flector existente no apoio de encastramento M_A^Y pelo factor de majoração $\gamma_f = 1,5$ vamos obter, designando por M_{Sd} é o valor de cálculo do momento flector actuante e W é o módulo resistente à flexão

$$M_{Sd} = \gamma_f \times M_A^Y = 1,5 \times 352,8 = 529,1 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\frac{M_{Sd}}{W_y} = \sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} = 275 \text{ MPa (Fe 430)}$$

$$W_y \geq \frac{529125}{275} \rightarrow W_y \geq 1924,09 \text{ mm}^3$$

Tensão de cálculo na secção, tendo para o IPE 550

$$\sigma_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{W_y} = \frac{529125}{2441} = 216,77 \leq 275 \text{ MPa}$$

A tensão de compressão no pilar devido às acções gravíticas pode ser calculada atendendo à área de influência do pilar, e ao peso da fachada, madres e chapa) e ao próprio peso próprio do pilar.

$$Fg = Fg \text{ madres} + Fg \text{ chapas} + \text{Peso proprio, pilar}$$

$$Fg = 0,162 + 0,249 + 9,8 \times 0,106 = 1,4498 \text{ KN/m}$$

$$N_{sd} = \gamma_f \times Fg \times L = 1,5 \times 1,4498 \times 24,4 = 53,06 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sd,compress\tilde{a}o} = \frac{N_{sd}}{A} = \frac{53060}{13400} = 3,96 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

A tensão de compressão na base do pilar é como se vê muito baixa.

$$\sigma_{sd} = \sigma_{sd,compress\tilde{a}o} + \sigma_{sd,flex\tilde{a}o}$$

$$\sigma_{sd} = 3,96 + 216,77 = 220,73 \text{ MPa} \leq 235 \text{ MPa}$$

Como se verificou o perfil suporta os esforços sem que se atinja a tensão de cedência.

Diagramas de Esforços

Para o traçado dos diagramas de esforços optou-se por recorrer ao programa Multiframe 4D pois permite obter de forma expedita não só os esforços mas também a deformada no pilar. Na figura seguinte apresentamos os respectivos diagramas.

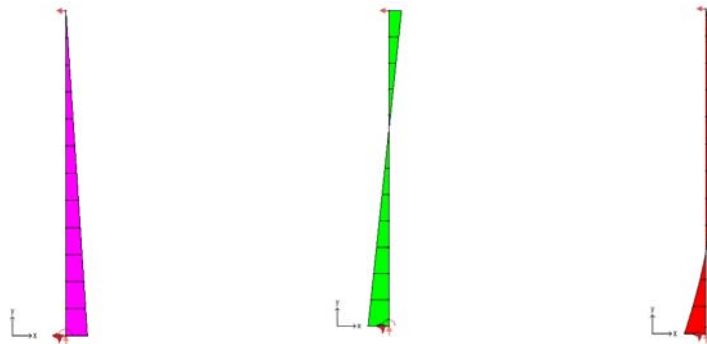


Figura 5.2 - Diagramas de esforços

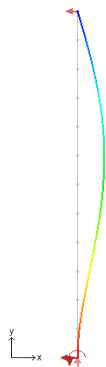


Figura 5.3 - Deformada

Nas tabelas a abaixo podemos ver os resultados.

Reacções nos apoios

$$R_{A,x} = -108,4 \text{ kN} \quad R_{A,y} = 38 \text{ kN} \quad M_A = 529,1 \text{ kN}$$

$$R_{A,x} = -65 \text{ kN}$$

Nó	P _x kN	V _y kN	M _z kN.m	d _x cm	f _z deg
1	38,0	108,4	529,1	0,0	0
2	34,9	94,0	323,4	0,5	0,25
3	31,7	79,5	147,0	1,6	0,38
4	28,5	65,1	0,0	3,1	0,42
5	25,4	50,6	117,6	4,5	0,39
6	22,2	36,1	205,8	5,7	0,29
7	19,0	21,7	264,6	6,5	0,15
8	15,9	7,2	294,0	6,8	0,01
9	12,7	21,7	294,0	6,4	0,18
10	9,5	36,1	205,8	5,5	0,34
11	6,3	50,6	117,6	4,0	0,48
12	3,2	65,1	0,0	2,1	0,58

Tabela 5.1 - Resultados

5.1.2 Verificação da Segurança ao Estado Limite Último

Material Fe 430, $f_y = 275 \text{ MPa}$ e $f_u = 430 \text{ MPa}$

Secção crítica é a zona de encastramento base do pilar.

Comprimento do pilar central $L=24,4 \text{ m}$

Perfil IPE 550

$$h=550 \text{ mm} ; b=210 \text{ mm} ; d=467,6 \text{ mm} ; t_w=11,1 \text{ mm} ; t_f=17,2 \text{ mm}$$

A	Peso/ m	W_{ely} $\times 10^3$	W_{elz} $\times 10^3$	W_{ply} $\times 10^3$	W_{plz} $\times 10^3$	I_y $\times 10^6$	I_z $\times 10^6$	I_t $\times 10^4$
13400	106	2441	254,1	2787	400,5	67120	2668	123,2
mm ²	Kg/m	m ³	m ³	m ³	m ³	mm ⁴	mm ⁴	mm ⁴

Tabela 5.2 - Propriedades do pilar de empena

Coefficientes de segurança $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$

Os esforços na secção de encastramento já majorados:

$$N_{sd} = 38,05 \text{ kN}$$

$$V_{zsd} = 108,4 \text{ kN}$$

$$M_{y sd} = 529,1 \text{ kN.m}$$

5.1.2.1.1 Classificação da Secção

$$\text{Fe 430} \rightarrow \varepsilon = 0,92$$

Alma

A alma está sujeita a flexão e compressão

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{sd}$$

$$\xi \times 11,1 \times 275 = 38046$$

$$\xi = 12,47 \text{ mm}$$

$$d = 467,6 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2}\right) = \alpha \times d$$

$$\left(\frac{467,6}{2} + \frac{12,47}{2}\right) = \alpha \times 467,6 \rightarrow \alpha = 0,513 > 0,5$$

Condição a verificar para ser da classe 1

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396 \times \varepsilon}{13 \times \alpha - 1}$$

$$\frac{467,6}{11,1} \leq \frac{364,32}{13 \times 0,513 - 1}$$

$$42,13 \leq 64,27 \quad \text{Alma é da classe 1}$$

Banzo

Condição a verificar para ser da classe 1

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \times \varepsilon$$

$$\frac{105}{17,2} \leq 10$$

$$6,1 \leq 10 \quad \text{Banzo é da classe 1}$$

A secção é da Classe 1

Resistência à compressão

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = N_{Pl,Rd} = \frac{13400 \times 275}{1,1} = 3350 \text{ kN}$$

Como $N_{Sd} = 38,046 \text{ kN}$ é menor que $N_{Rd} = 3350 \text{ kN}$ a condição é verificada

Resistência a flexão simples

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{W_{Pl} \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{2787000 \times 275}{1,1} = 696,75 \text{ kN.m}$$

Como $M_{Sd} = 529,126 \text{ kN.m}$ é menor que $M_{Rd} = 616,768 \text{ kN.m}$ a condição é verificada

Resistência ao esforço transversal

Se, $V_{z,Sd} \leq 0,5 \times V_{plas.Z.Rd}$ se verificar a resistência da secção a flexão e ao esforço normal não vai ser reduzida pela presença de V_{Sd} . [5.6.7.2 (2) EC3]

$$A_{VZ} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f$$

$$A_{VZ} = 13400 - 2 \times 210 \times 17,2 + (11,1 + 2 \times 24) \times 17,2 = 7192,52 \text{ mm}^2$$

$$V_{plas.Z.Rd} = A_{VZ} \times \frac{f_y}{\sqrt{3} \times \gamma M_0} = 7192,52 \times \frac{275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 1038,2 \text{ kN}$$

Como $V_{Sd} = 108,4 \text{ kN}$ é menor que $0,5 V_{plas.Z.Rd} = 519,0 \text{ kN}$ a condição é verificada

Resistência à flexão composta

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd} \times \gamma M_o}{A} + \frac{M_{sd} \times \gamma M_o}{W_{el}} < f_y$$

$$\sigma_{sd} = \frac{38046 \times 1,1}{13400} + \frac{529,126 \times 1,1}{2441000} < 275$$

$$\sigma_{sd} = \frac{38046 \times 1,1}{13400} + \frac{529126000 \times 1,1}{2441000} = 241,6 < 275 \text{ MPa}$$

Resistência à encurvadura

Eixo forte

$$l_e = \mu \times L = 0,7 \times 24,4 = 17,08 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{275}{235}} = 0,92$$

Classe 1

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{17080}{223,81} = 76,316$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{275}} = 86,815$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0,879$$

$$\text{Tabela 5.5.3 } \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,62 \geq 1,2 \text{ e } t_f \leq 40$$

O que para o eixo y nos leva para curva **a** e $\alpha = 0,21$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,879^2 + 0,21 \times (0,879 - 0,2) + 1) = 0,958 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,958 + \sqrt{0,958^2 - 0,879^2}} = 0,748$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,748 \times 1 \times \frac{13400 \times 275}{1,1} = 2504,3 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 38,046 \text{ kN} \leq 2504 \text{ kN}$$

Verificado

Eixo fraco

$$l_e = \mu \times L = 0,7 \times 2 = 1,4 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{275}{235}} = 0,92$$

$$\lambda_z = \frac{l_e}{i_z} = \frac{1400}{44,62} = 31,38$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,361$$

$$\text{Tabela 5.5.3 } \frac{h}{b} = \frac{550}{210} = 2,62 \geq 1,2 \text{ e } t_f \leq 40$$

O que para o eixo y nos leva para curva **b** e $\alpha = 0,34$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,361^2 + 0,34 \times (0,361 - 0,2) + 1) = 0,593 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,593 + \sqrt{0,593^2 - 0,361^2}} = 0,941$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,941 \times 1 \times \frac{13400 \times 275}{1,1} = 3152,7 \text{ kN}$$

Resistência a encurvadura lateral

Para efeitos de cálculo vamos considerar todos os troços entre madres, numerados de 1 a 12. Cada troço (2,033 m) corresponde neste caso a um elemento utilizado na discretização pelo programa de análise. Diagrama de momentos desenhado do lado do banzo a tracção, para efeitos de calculo considerou-se que existem travamentos laterais no trocos entre madres.

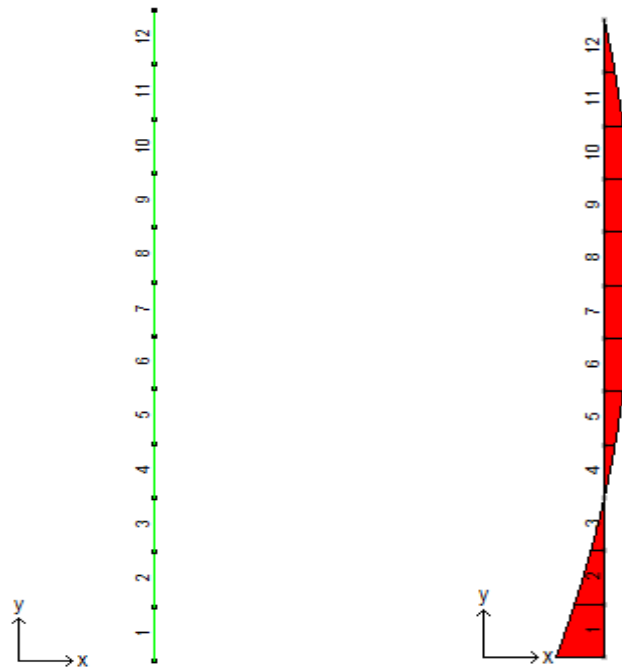


Figura 5.4 – Discretização do pilar de empena e diagrama do momento flector

Troço 1 - O troço mais solicitado à flexão é a base do pilar. Existe compressão na banzo interior e portanto são utilizados travamentos laterais com afastamento idêntico às madres nos dois primeiros níveis.

Momento Crítico de Bambeamento

Os momentos nas extremidades do troço são $M_{Sd} = 529,1 \text{ kN.m}$ e $M_{Sd} = 323,4 \text{ kN.m}$

$$\frac{K}{K_w} = \frac{1}{1} = 1$$

$$\psi = \frac{323,355}{529,126} \approx 0,611 \rightarrow C_1 = 1,22$$

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi \times E \times I_z}{l_{LT}^2} \times \sqrt{\frac{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \times I_w + 0,039 \times l_{LT}^2 \times I_t}{I_z}}$$

$l_{LT} = 2,033 \text{ m}$ Distância entre pontos travados lateralmente

$$M_{cr} = 1,22 \times \frac{\pi \times 210000 \times 26680000}{2033^2} \times \sqrt{\frac{188400000000 + 0,039 \times 2033^2 \times 1232000}{26680000}}$$

$$= 4560,35 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{plas.y} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{2787000 \times 275}{4560,35 \times 10^6}} = 0,41$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \rightarrow \text{Curva a}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times \left(1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2\right) = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,41 - 0,2) + 0,41^2)$$

$$= 0,606$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,606 + \sqrt{0,606^2 - 0,41^2}} = 0,95$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times \frac{W_{plas.y} \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,95 \times \frac{2787000 \times 275}{1,1} = 579,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} \leq M_{b,Rd} \quad 529,1 \text{ kN} \leq 579,2 \text{ kN} \quad \text{Verificado}$$

5.1.2.1.2 Resistência a Flexão Composta com Compressão

Troço 1

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Esta condição tem de ser respeitada por todo o pilar.

$$N_{b,Rd} = 2504,349 \text{ kN} \quad \text{Valor de cálculo da resistência à encurvadura}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,879$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \quad \text{Depende do diagrama de momentos entre pontos contraventados.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{323,355}{529,126} = 1,3722$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{plas.y} - W_{elas.y}}{W_{elas.y}} \right) < 0,9$$

$$\mu_y = 0,879 \times (2 \times 1,3722 - 4) + \left(\frac{2787000 - 2441000}{2441000} \right) = -0,962 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-0,962 \times 38,05 \times 10^3}{0,748 \times 13400 \times 275} = 1,0133$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{38,05}{2504,349} + 1,0133 \times \frac{529,126}{579,827} \leq 1$$

$$0,94 \leq 1$$

Verificado

Troço 8

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

Esta condição tem de ser respeitada por toda a travessa.

$$N_{b,Rd} = 2504,349 \text{ KN Carga axial de encurvadura}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,879$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \Psi \text{ Depende do diagrama de momentos entre pontos contraventados.}$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \times \frac{293,959}{293,959} = 1$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{plas.y} - W_{elas.y}}{W_{elas.y}} \right) < 0,9$$

$$\mu_y = 0,879 \times (2 \times 1 - 4) + \left(\frac{2787000 - 2441000}{2441000} \right) = -1,44 < 0,9$$

$$K_Y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{x,sd}}{\chi_y \times A \times f_y} = 1 - \frac{-1,44 \times 38,05 \times 10^3}{0,748 \times 13400 \times 275} = 1,02$$

$$\frac{N_{x,sd}}{N_{b,Rd}} + K_Y \times \frac{M_{sd}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{38,05}{2504,349} + 1,02 \times \frac{293,959}{572,608} \leq 1$$

$$0,5388 \leq 1$$

Verificado

Verificada a resistência para os dois troços críticos, está verificada a resistência ao Estado Limite Último do pilar.

5.1.3 Verificação da Segurança ao Estado Limite de Serviço

A flecha máxima do pilar é de 0,07 m

O valor limite é de

$$\frac{L}{200} = \frac{24}{200} = 0,12 \text{ m}$$

Verificado

5.2 Contraventamentos da Cobertura

Em geral o contraventamento da fachada de empena é constituído por uma viga articulada em cruz de St. André. Tratar-se-ia portanto de uma estrutura hiperestática mas que é tratada como uma viga Pratt para cada uma das direcções de actuação do vento. No caso do vento longitudinal, o coeficiente de pressão sobre a fachada de empena é positivo, originando pressão sobre a fachada. No caso do vento transversal, o coeficiente de pressão sobre a fachada de empena é negativo, originando sucção sobre a fachada, embora com coeficientes de pressão menores. Assim, de acordo com o esquema as diagonais trabalham sempre à tracção, de acordo com a Figura 1.5 - Esquema estático no caso de pressão sobre a fachada e, de acordo com a Figura 1.6 no caso de sucção sobre a fachada. Em cada um dos casos a outra diagonal, que trabalharia à compressão iria encurvar para valores da solicitação muito baixos pois trata-se de peças muito esbeltas. Os montantes esses sim são dimensionados à compressão, tratando-se neste caso de peças mais curtas e portanto com menor esbelteza.

Pressão sobre a fachada (Combinação 05)

Acções sobre o contraventamento = Reacção $R_{B,x}$ dos pilares de empena

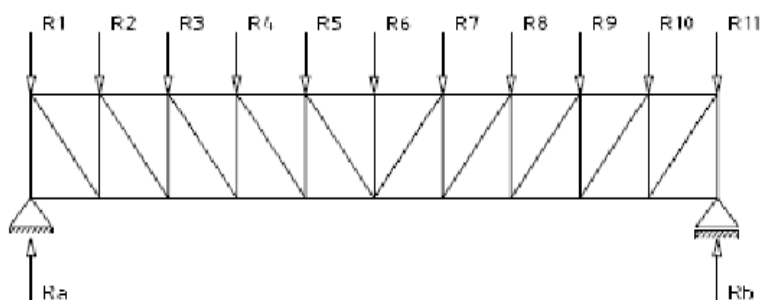


Figura 5.5 - Esquema estático

Sucção sobre a fachada combinação 02

Acções sobre o contraventamento = Reacção $R_{B,x}$ dos pilares de empena

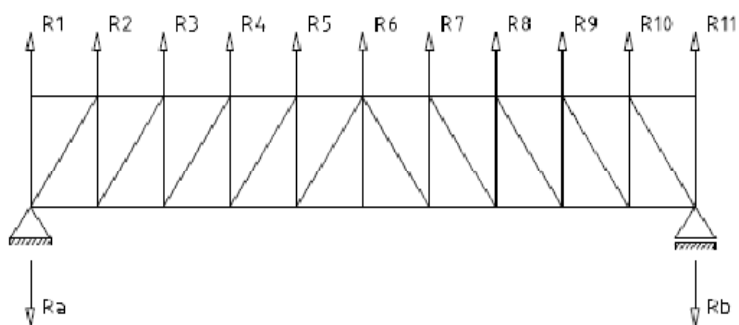


Figura 5.6 - Esquema estático

Serão utilizados dois contraventamentos um em cada extremo do edifício, colocados entre os dois primeiros e os dois últimos pórticos. O contraventamento será montado no plano médio da travessa ou seja paralelo ao plano da cobertura.

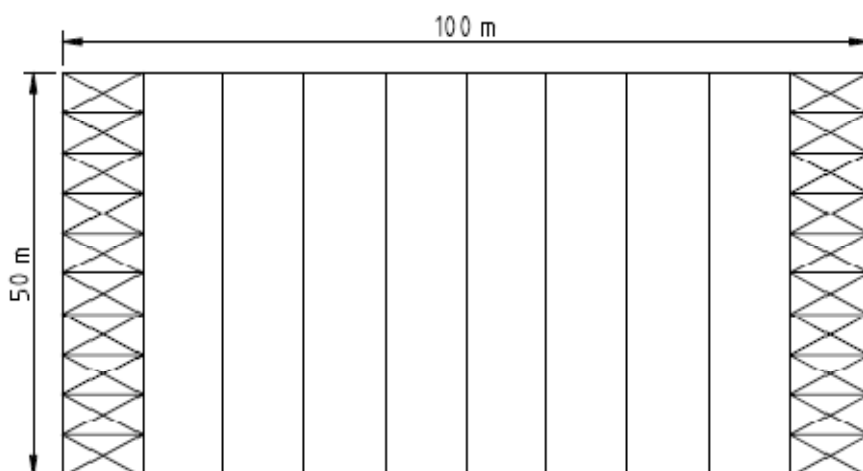


Figura 5.7 - Vista geral da cobertura

Esquema de implantação dos dois contraventamentos de cobertura

Acções sobre o contraventamento da cobertura

Tal como já foi referido, adoptou-se para o contraventamento da cobertura o esquema de viga articulada em cruz de santo André. no caso do vento longitudinal o coeficiente de pressão mais desfavorável toma o valor 1 para a combinação 05 e é uma força de pressão, já o máximo coeficiente de sucção dá-se para a combinação 02 e toma o valor de 0,8, o cálculo das barras será feito para a combinação 05 que corresponde ao maior coeficiente de pressão.

As acções sobre o contraventamento da cobertura são resultantes da acção do vento longitudinal sobre a fachada de empena. A acção do vento longitudinal sobre cada pilar de empena é uma carga uniformemente distribuída, dada por:

Pilares 2 a 11

$$q_V = \delta_p \times W_K \times d_{m,fachadaempena}$$

$$q_V = 1 \times 0,948 \times 5 = 4,74 \text{ kN/m}$$

Majorando obtemos:

$$q_V = 1,5 \times 4,74 = 7,11 \text{ kN/m}$$

Pilar 1 e Pilar 12 - No caso do pilar 1 e o 11 a área de influência será metade e os valores da acção do vento e peso da fachada serão reduzidos de acordo:

$$q_V = \delta_p \times W_K \times \frac{d_{m,fachadaempena}}{2}$$

$$q_V = 1 \times 0,948 \times \frac{5}{2} = 2,37 \text{ kN/m}$$

Majorando obtemos:

$$q_V = 1,5 \times 2,37 = 3,56 \text{ kN/m}$$

Numerando os pilares da esquerda para a direita obtemos as seguintes reacções no topo dos pilares.

Pilar 1 e 11 ($L=19,7$ m)

$$R_1 = R_{11} = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 3,56 \times 19,7}{8} = 26,26 \text{ kN}$$

Pilar 2 e 10 ($L=20,6$ m)

$$R_2 = R_{10} = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 7,11 \times 20,6}{8} = 54,92 \text{ kN}$$

Pilar 3 e 9 ($L=21,5$ m)

$$R_3 = R_9 = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 7,11 \times 21,5}{8} = 57,32 \text{ kN}$$

Pilar 4 e 8 ($L=22,4$ m)

$$R_4 = R_8 = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 7,11 \times 22,4}{8} = 59,72 \text{ kN}$$

Pilar 5 e 7 ($L=23,3$ m)

$$R_5 = R_7 = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 7,11 \times 23,3}{8} = 62,12 \text{ kN}$$

Pilar 6 ($L=24,2$ m)

$$R_6 = \frac{3 \times q \times L}{8} = \frac{3 \times 7,11 \times 24,2}{8} = 64,52 \text{ kN}$$

5.2.1 Acções sobre o contraventamento

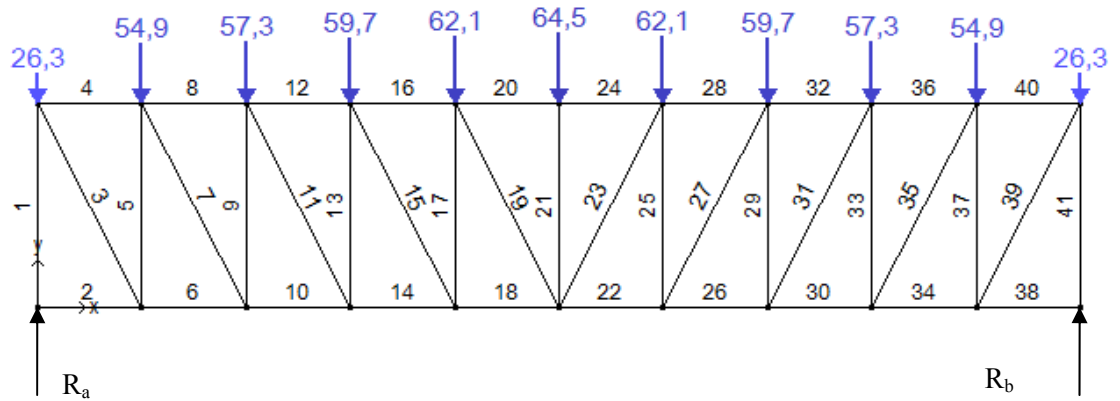


Figura 5.8 - Acções sobre contraventamento (Vento longitudinal)

Existe simetria de esforços

Barras	1	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21
Força kN	-292,6	298,7	-266,3	237,1	-211,4	172,8	-154,1	105,9	-94,4	36,2	-64,5

Tabela 5.3 - Tabela de esforços

$$R_a = 292,62 \text{ KN}$$

$$R_b = 292,62 \text{ KN}$$

Comprimento dos montantes é 10 m

Comprimento das diagonais é 11,180 m

Comprimento dos banzos é 5,080 m

5.2.2 Deformada

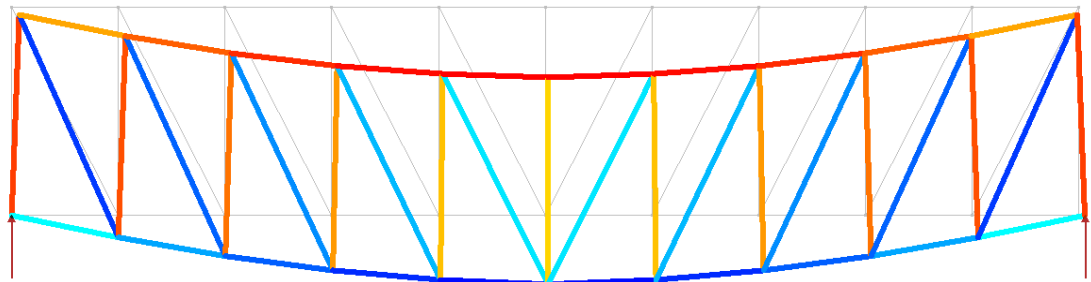


Figura 5.9 - Deformada

Nos banzos superior e inferior os máximos esforços situam-se a meio vão, onde o momento flector da viga é máximo, e os montantes mais solicitados são os que estão sobre os apoios A e B, devemos ter em atenção que tanto os esforços normais como o momento flector são de tal ordem pequenos que não serão considerados para efeitos de cálculo.

5.2.3 Verificação ao Estado Limite Último

5.2.3.1 Montantes

Nos montantes a solicitação máxima dá-se para o montante mais próximo dos apoios que corresponde às barras 1 e 41. Para estes montantes utilizar-se-á um perfil HEB, sendo que o valor da carga é $N_{sd,1} = 292,6 \text{ kN}$ estas duas barras têm a particularidade de pertencer ao contraventamento da cobertura e ao contraventamento lateral, a barra 21 que esta na ligação entre os dois planos do contraventamento da cobertura terá um perfil igual a estas embora a solicitação seja menor.

5.2.3.1.1 Barras 1, 41, 21

Resistência á encurvadura $N_{sd} = 292,6 \text{ kN}$

HEB 200 em Fe 360

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 10 = 10 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14,89 \leq 33 \rightarrow \text{Classe 1}$$

$$A_{eff} = A$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{10000}{50,7} = 197,239$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 2,1$$

Tabela 5.5.3 – Perfil laminado

$$\frac{h}{b} = \frac{200}{200} = 1$$

$$t_f = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Levando-nos a curva C $\rightarrow \alpha = 0,49$ para o eixo Z

$$\begin{aligned}\phi &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) = 0,5 \times (2,1^2 + 0,49 \times (2,1 - 0,2) + 1) \\ &= 3,171\end{aligned}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3,171 + \sqrt{3,171^2 - 2,1^2}} = 0,18$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,18 \times 1 \times \frac{7810 \times 235}{1,1} = 300,801 \text{ kN} > 292,6 \text{ kN}$$

5.2.3.1.2 Montantes 5,9,33 e 37

Carga máxima e de $N_{sd} = 266,34 \text{ kN}$

Perfil circular 193,7 x 8 laminado a quente

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 10 = 10 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{193,7}{8} = 24,21 \leq 50 \rightarrow \text{Classe 1}$$

$$A_{eff} = A$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{10000}{65,7} = 152,207$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 1,621$$

Tabela 5.5.3 – Perfil laminado a quente curva a – $\alpha = 0,21$

$$\begin{aligned}\phi &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (1,621^2 + 0,21 \times (1,621 - 0,2) + 1) = 1,963\end{aligned}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,963 + \sqrt{1,963^2 - 1,621^2}} = 0,326$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,326 \times 1 \times \frac{4670 \times 235}{1,1} = 325 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 266,34 \text{ kN} \leq N_{b,Rd}$$

5.2.3.1.3 Montantes 13, 17, 25 e 29.

Esforço de cálculo máximo - 154,1 kN

Perfil circular 193,7 x 6,3 laminado a quente

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 10 = 10 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t} = \frac{193,7}{6,3} = 30,75 \leq 50 \rightarrow \text{Classe 1}$$

$$A_{eff} = A$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{10000}{66,30} = 150,830$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 1,606$$

Tabela 5.5.3 – Perfil laminado a quente curva a – $\alpha = 0,21$

$$\begin{aligned} \phi &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (1,606^2 + 0,21 \times (1,606 - 0,2) + 1) = 1,937 \end{aligned}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,937 + \sqrt{1,937^2 - 1,606^2}} = 0,331$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,331 \times 1 \times \frac{3710 \times 235}{1,1} = 262,377 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 154,1 \text{ kN} \leq N_{b,Rd}$$

5.2.3.2 Diagonais.

A barra mais solicitada é a barra 3

$$N_{sd} = 298,736 \text{ kN Tracção}$$

$$A_{min} = \frac{N_{sd}}{\sigma_{Rd}} = \frac{298736}{235} = 1271 \text{ mm}^2$$

Cantoneira 120 x 120 x10

$$A = 2320 \text{ mm}^2$$

$$A_{util} = (2320 - 20 \times 10) = 2120 \text{ mm}^2 > 1271 \text{ mm}^2$$

Resistência ou corte do parafuso

Parafusos M18 classe 8.8

$$N_{Rd} = 0,7 \times 640 \times \frac{\pi \times 18^2}{4} = 114,002 \text{ KN} \rightarrow \text{Usar 3 parafusos M18}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$N_{Rd} = 2,25 \times 235 \times 10 \times 20 = 105,750 \text{ KN} \rightarrow \text{Usar 3 parafusos M20}$$

Estado limite de serviço

Cantoneira 120 x120 x10- 18,2 Kg/m

$$Y_{max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 18,2 \times 10^{-3} \times 9,8 \times 11180^4}{384 \times 210000 \times 3130000} = 55,2 \text{ mm}$$

O motivo que nos levou a escolha deste perfil foi a flecha, pois um perfil menor levaria a flechas muito elevadas, como se verifica no quadro abaixo.

$$\text{Visto que a flecha já é menor que } \frac{L}{200} = \frac{11180}{200} = 55,9 \text{ mm o perfil escolhido é o L12}$$

120 10

5.2.3.3 Dimensionamento dos Banzos.

O banzo mais solicitado sofre um esforço de 385,3 kN de compressão, visto que os contraventamentos só são solicitados quando a estrutura esta sujeita a acções do vento, e sabendo também que durante essas combinações o estrutura esta sujeita a esforços de tracção no pórtico, podemos concluir, que a estrutura suportara estes esforços, se efectuarmos o calculo a encurvadura para a zona menos resistente do pórtico obtemos os seguintes valores.

Calculo a encurvadura da travessa em torno do eixo y

$$N_{sd} = 170,971 \text{ KN}$$

Secção – considerando a menor secção de toda a travessa.

$$h_i = 700 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 25,35 = 25,35 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Classe 3

$$A_{eff} = A$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{25350}{337,08} = 75,204$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,913$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0,801$$

Tabela 5.5.3 → P.R.S curva b → $\alpha = 0,34$

$$\begin{aligned}\phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,801^2 + 0,34 \times (0,801 - 0,2) + 1) = 0,923\end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,923 + \sqrt{0,923^2 - 0,801^2}} = 0,724$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,724 \times 1 \times \frac{24900 \times 235}{1,1} = 3851,351 \text{ KN}$$

Na realidade este valor é maior, pois para este cálculo considerou-se a menor secção de toda a travessa, para termos a garantia que estamos do lado da segurança.

Cálculo da encurvadura em torno do eixo z

$$N_{sd} = 170,971 \text{ KN}$$

Secção – considerando a menor secção de toda a travessa.

$$h_i = 700 \text{ mm}$$

$$t_w = 7 \text{ mm}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 1,95 = 1,95 \text{ m}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Classe 3

$$A_{eff} = A$$

$$\beta_A = 1$$

$$\lambda_z = \frac{l_e}{i_z} = \frac{1950}{103,49} = 18,842$$

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \times \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,913$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,201$$

Tabela 5.5.3 $\rightarrow$ P.R.S curva c $\rightarrow \alpha = 0,49$

$$\begin{aligned} \phi_z &= 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,201^2 + 0,49 \times (0,201 - 0,2) + 1) = 0,52 \end{aligned}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,201^2}} = 1$$

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 1 \times 1 \times \frac{24900 \times 235}{1,1} = 5317,820 \text{ KN}$$

$N_{b,Rd}$ é de uma ordem de grandeza muito superior a do esforço causado pelo contraventamento, quanto ao banzo a tracção não é necessário efectuar cálculos para garantir que estamos do lado da segurança.

5.2.4 Verificação ao Estado Limite de Serviço.

A flecha máxima do contraventamento é de 2,4 cm

O valor limite é de,

$$\frac{L}{200} = \frac{50}{200} = 25 \text{ cm}$$

Verificado

5.3 Contraventamento da Fachada Lateral

Os contraventamentos verticais recebem os esforços dos contraventamento da cobertura, estes contraventamentos são montados nos planos médios das colunas dos pórticos.

Existem diversos tipos de geometrias de contraventamento verticais. Foi adoptado para contraventamento vertical uma geometria semelhante á da cobertura, em cruz de St. André

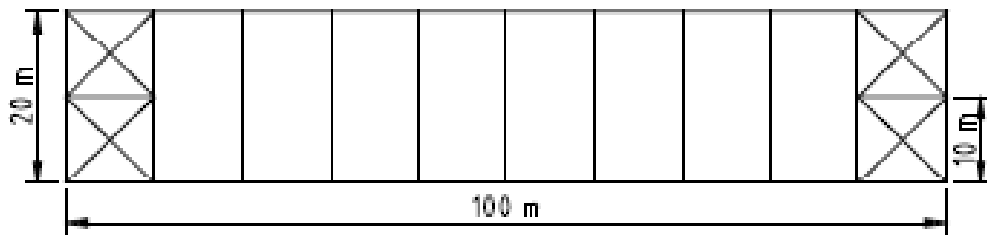


Figura 5.10 - Fachada lateral

Ações Aplicados

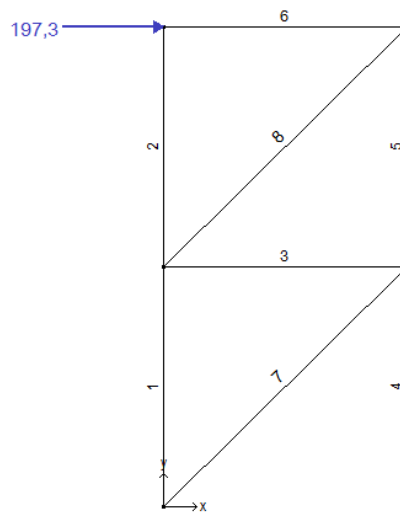


Figura 5.11 - Aplicação de cargas

5.3.1 Determinação dos esforços no contraventamento

Embora se trate de uma estrutura isostática, foi utilizado o software multiframe, que para além dos esforços determina igualmente a deformada da estrutura.

Diagrama de Esforços

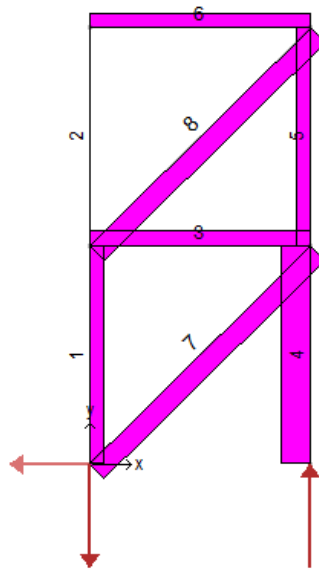


Figura 5.12 - Diagrama de esforço normal

Os restantes esforços tanto o momento flector como o esforço transversal podem ser desprezados devido a sua ordem de grandeza ser muito inferior a do esforço normal.

Barra	1	2	4	5	6	7	8	9
Força kN	194,5	0,0	389,0	194,5	-197,3	277,1	277,1	-197,3

Tabela 5.4 - Esforços nas barras

Deformada

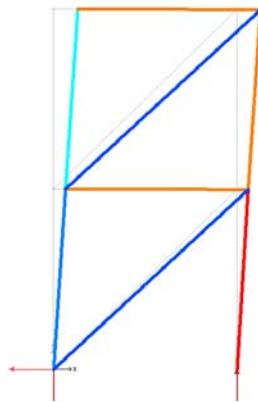


Figura 5.13 - Deformada

Os elementos que constituem o contraventamento vertical serão dimensionados consoante os esforços já calculados e apresentados anteriormente.

5.3.2 Dimensionamento das Secções Resistentes

5.3.2.1 Montantes

Qualquer um dos montantes escolhidos vai estar sujeito a esforços de compressão, e assim o seu dimensionamento terá de ser feito a encurvadura, mas este cálculo já foi efectuado anteriormente e podemos concluir que o perfil necessário terá de ser um HEB 200, que nos levaria a seguinte situação.

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,18 \times 1 \times \frac{7810 \times 235}{1,1} = 300,801 \text{ Kk} > 292,6 \text{ kN}$$

5.3.2.2 Diagonais

Sabendo a partida que as diagonais estarão sempre à tracção devido ao esquema estático e à solução adoptada em cruz de santo André, e que o máximo esforço a que elas estarão sujeitas será de 410,9 kN podemos efectuar o cálculo das barras.

Perfil seleccionado é um L 100 100 10

Flecha devido ao peso próprio.

Cantoneira 100 x100 x10- 15Kg/m

Projectando $15 \times \cos 45 = 10,6 \text{ Kg/m}$

$$Y_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 10,6 \times 10^{-3} \times 9,8 \times 14142^4}{384 \times 210000 \times 1770000} = 146 \text{ mm}$$

Aumentando o perfil para L 150 150 10, com 23 Kg/m

$$Y_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 16,26 \times 10^{-3} \times 9,8 \times 14142^4}{384 \times 210000 \times 1770000} = 63 \text{ mm}$$

Flecha já é menor que $\frac{L}{200} = \frac{14142}{200} = 70,71$

Cálculo a resistência a tracção

$$N_{Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2930 \times 235}{1,1} = 625,954 \text{ KN}$$

Quanto aos banzos está garantida a segurança, mesmo quando se juntam as cargas do pórtico com as do contraventamento, qualquer que seja a combinação de acções, pois o esforço de compressão suportado pelo pilar é de tal ordem superior ao do devido ao contraventamento que não é necessário efectuar cálculos para se garantir que estamos do lado da segurança, sedo o valor igual 5078,8 kN.

6 Dimensionamento das Sapatas

6.1 Sapatas para o Pórtico PRS.

De acordo com a modelização efectuada foram consideradas bases dos pilares encastradas. Esta solução aumenta a estabilidade do pórtico e reduz os deslocamentos transversais devido à acção do vento. As duas combinações de acção que introduzem maiores esforços na base dos pilares são a Combinação de Acção com a acção de base a Sobrecarga e a combinação de acções com acção de base Vento transversal. São estas duas combinações que serão analisadas em termos de dimensionamento das sapatas.

Esforços	Combinação 01	Combinação 02
$M_{sd} [kN]$	529,126	1546,978
$N_{sd} [kN]$	108,428	282,618
$V_{sd} [kN]$	38,046	251,035

Tabela 6.1 - Esforços actuantes

6.1.1 Combinação 02 – Acção de base vento transversal, $\delta\pi=0,2$

Esforços na base:

$$M_{sd} = 1547,0 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 282,6 \text{ kN (tracção)}$$

$$V_{sd} = 251,5 \text{ kN}$$

6.1.1.1 Dimensionamento da sapata

O momento na base do pilar é transmitido a fundação por compressão entre a sapata e o betão e por tracção nos parafusos. Numa primeira fase, de acordo com o esquema estático representado na figura seguinte, considera-se que existe compressão uniforme sobre uma banda com a largura igual a um quarto da dimensão da placa base. Designando por n_p o número de parafusos, σ_M a tensão uniforme de compressão e N_p o esforço de tracção por perno, as equações de equilíbrio estático permitem escrever.

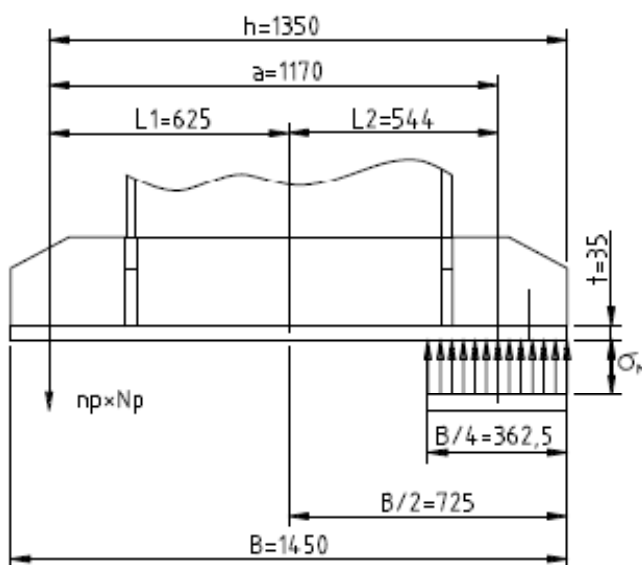


Figura 6.1 - Esquema estático adoptado

$$\begin{cases} n_p \times N_p \times L_1 + \sigma_M \times \frac{B}{4} \times A \times L_2 = M \\ n_p \times N_p = \sigma_M \times \frac{B}{4} \times A \end{cases}$$

Simplificando resulta

$$\begin{cases} n_p \times N_p = \frac{M}{L_1 + L_2} \\ \sigma_M = \frac{n_p \times N_p}{\frac{B}{4} \times A} \end{cases}$$

$$\begin{cases} n_p \times N_p = \frac{1546978}{625+544} = 1323,33 \text{ kN} \\ \sigma_M = \frac{1323330}{362,5 \times 800} = 4,564 \text{ MPa} \end{cases}$$

Admitindo que serão utilizados quatro parafusos por bordo (8 total), e sabendo que o pilar está sujeito a um esforço de tracção de 282,6 kN, temos

Pernos M48 em Fe 510., em que A_s é a área resistente à tracção.

$$N_{Rd,pernos} = \frac{0,85 \times 0,8 \times f_y \times A_s}{1000} = \frac{0,85 \times 0,8 \times 355 \times 1470}{1000} = 354,9 \text{ kN}$$

$$N_{Sd,Total} = \frac{n_p \times N_p}{n_p} + \frac{N_{sd}}{2 \times n_p} < N_{Rd,pernos}$$

$$\frac{1323,33}{4} + \frac{282,618}{8} < 354,9 \text{ kN}$$

$$366,16 > 354,9$$

O valor de cálculo do esforço é ligeiramente superior ao valor do esforço resistente dos pernos. Vamos prosseguir pois neste caso, o modelo mais exacto da distribuição de tensões de contacto entre a placa de base e o betão vai mostrar que o esforço resistente é superior ao esforço de cálculo nos chumbadouros.

Determinação da dimensão A.

Considerando que a sapata de betão é constituída por betão B25, o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão é dado por,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

A tensão de compressão entre a placa e a sapata de betão, σ_M , deve ser menor que a tensão admissível de compressão na fundação, f_{cd} . Para o caso da tensão de contacto uniforme, é usual considerar-se uma redução de 30% no valor da tensão resistente $f_{cd,UNIF} = 0,7f_{cd}$. O valor mínimo da cota A será portanto obtido a partir de.

$$\sigma_M < f_{cd,UNIF} \quad \sigma_M = \frac{n_p \times N_p}{A \times \frac{B}{4}}$$

$$\frac{n_p \times N_p}{A \times \frac{B}{4}} < 0,7 f_{cd}; \quad \frac{1323330}{A \times 362,5} < 0,7 \times 13,33; \quad \frac{3650}{A} < 9,331$$

$$A > 391 \text{ mm}$$

Optou-se por $A=800 \text{ mm}$ por razões construtivas, tais como a disposição dos chumbadouros, ou a possível necessidade de reforços.

Método da viga equivalente. Distribuição triangular das tensões de contacto

Estabelecidas as dimensões da placa e a localização dos chumbadouros pelo processo de pré dimensionamento, é possível determinar as tensões devidas ao mecanismo de transmissão de esforços mais correcto

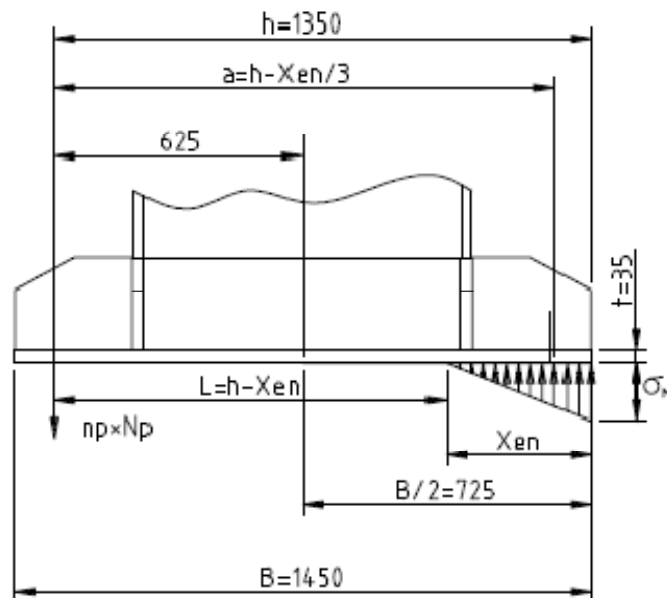


Figura 6.2 - Esquema estático

$$m = \frac{E_{aço}}{E_{Betão}} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$A_a = n_p \times A_{perno} = 4 \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 4 \times \frac{\pi \times 48^2}{4} = 7238 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 x &= m \times \frac{A_a}{A} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times A \times h}{m \times A_a}} - 1 \right) \\
 &= 7,24 \times \frac{6361,73}{800} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 800 \times 1350}{7,24 \times 7238}} - 1 \right) = 360,15 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Devido ao valor da posição do eixo neutro x_{en} as dimensões L_1 e L_2 são alteradas e assim é necessário alterar o valor da dimensão L ,

$$L = h - x_{en} = 1350 - 360,15 = 989,9 \text{ mm}$$

Assim através do esquema estatico representado na figura anterior, e das equações de equilibrio estatico, obtém-se um novo sistema de equações,

$$\begin{cases} n_p \times N_p \times L + \frac{1}{2} \sigma_M \times x_{en} \times A \times \frac{2}{3} x_{en} = M \\ n_p \times N_p = \frac{1}{2} \sigma_M \times x_{en} \times A \end{cases}$$

Do sistema anterior resulta

$$n_p \times N_p = \frac{M}{L + \frac{2}{3} x_{en}}$$

$$\sigma_M = \frac{n_p \times N_p}{\frac{1}{2} x_{en} \times A}$$

O esforço de tracção em cada chumbadouro é

$$n_p \times N_p = \frac{1546978}{1009,094 + \frac{2}{3} \times 360,15} = 1257,8 \text{ kN}$$

$$N_p = \frac{1257,8}{4} = 314,4 \text{ kN}$$

$$\sigma_M = \frac{1257,8}{\frac{1}{2} \times 360,15 \times 800} = 8,73 < 13,33 \text{ MPa}$$

Não se multiplica a tensão de rotura f_{cd} pelo factor 0,7 porque neste caso já não se está a considerar uniforme a tensão de compressão entre a placa e sapata de betão.

O esforço total por perno resulta

$$N_{p.sd} = \frac{n_p \times N_p}{n_p} + \frac{N_{sd}}{2 \times n_p} < N_{Rd,pernos}$$

$$N_{p.sd} = \frac{1257,8}{4} + \frac{282,618}{2 \times 4} < 349,77 \text{ kN}$$

$$N_{p.sd} = 349,77 < 354,9 \text{ kN}$$

6.1.1.2 Dimensionamento da Placa de Contacto.

Diâmetro da placa de contacto - A fixação das dimensões da patela de contacto é função dos esforços a transmitir pelo perno e da tensão resistente do betão da sapata. O diâmetro mínimo C da placa de contacto pode então ser calculado a partir de

$$\frac{N_{p.sd}}{\frac{\pi}{4} \times (C^2 - D^2)} < 0,7 \times f_{sd}$$

$$C > \sqrt{\frac{N_{p.sd}}{\frac{\pi}{4} \times 0,7 \times f_{sd}}} + D^2$$

$$C > \sqrt{\frac{349,766}{\frac{\pi}{4} \times 0,7 \times 13,33}} + 48^2 = 223,65 \text{ mm}$$

Optou-se por usar um diâmetro para a placa de contacto C=230 mm

Pressão de contacto:

$$p = \frac{N_p}{\frac{\pi}{4} \times (C^2 - D^2)}$$

$$p = \frac{349,766}{\frac{\pi}{4} \times (230^2 - 48^2)} = 8,80 \text{ MPa}$$

Espessura da patela – Utilizar um aço Fe510 com $f_y = 355 \text{ MPa}$

Considerando o dimensionamento de uma placa circular encastrada no bordo interno e com o bordo exterior livre. De acordo com (3,Gomes)

$$\frac{C}{D} = \frac{230}{45} = 5,11 \rightarrow \eta = 3,5$$

$$t > \sqrt{\frac{\eta \times p \times C^2}{2^2 \times f_y}} = \sqrt{\frac{3,5 \times 8,80 \times 230^2}{2^2 \times 355}} = 33,9 \text{ mm}$$

Optou-se por utilizar uma placa de contacto com $t = 35 \text{ mm}$

6.1.1.3 Dimensionamento do Cordão de Soldadura

O dimensionamento do cordão de soldadura que liga a placa circular ao perno é realizado tendo em conta o REAPE, Capítulo IV, artigo 60, figura 25 b)

Na figura seguinte encontra-se a disposição dos cordões de soldadura que ligam o chumbadouro à placa circular de contacto.

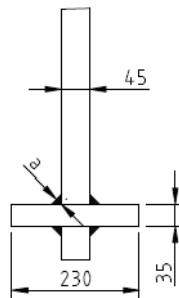


Figura 6.3 - Perno

Sabendo que, o aço utilizado é o Fe510

$$\sum l \times a = 2 \times \pi \times D \times a = 2 \times \pi \times 48 \times a$$

$$F_{sd} = N_p$$

$$\sigma_{sd,ref} = \frac{F_{sd}}{0,77 \times \sum l \times a} = \frac{349766}{0,77 \times 2 \times \pi \times 48 \times a} = < 355 \text{ MPa}$$

$$a > \frac{349766}{0,77 \times 2 \times \pi \times 48 \times \sigma_{sd,ref}} = \frac{349766}{0,77 \times 2 \times \pi \times 48 \times 355} = 3,8 \text{ mm}$$

Assim optou-se por utilizar $a = 5 \text{ mm}$

Comprimento do Chumbadouro

$$L_{chumbadouro} = 30 \times D = 30 \times 48 = 1440 \text{ mm}$$

6.1.1.4 Dimensionamento da Espessura da Placa Base

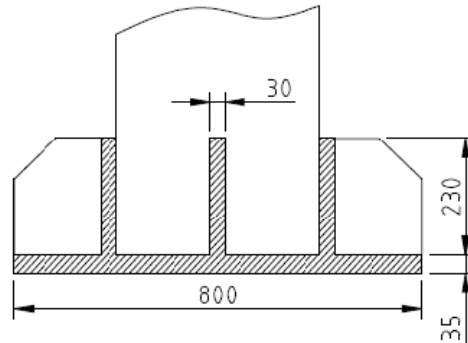


Figura 6.4 - Pormenor da placa base com nervuras

Módulo da resistência da secção reforçada.

Considerando uma espessura da placa de base de 35 mm

$$A = 800 \times 35 + 3 \times 230 \times 30 = 48700 \text{ mm}^2$$

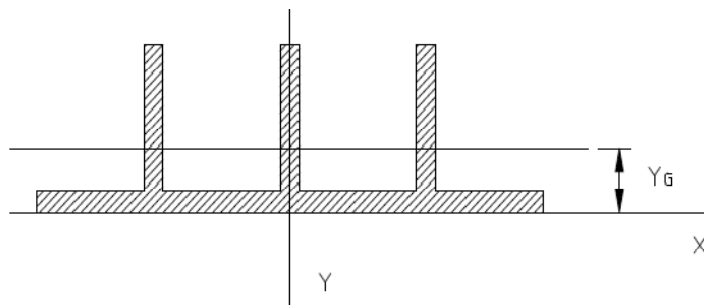


Figura 6.5 - Pormenor da placa base com nervuras

$$Y_G = \frac{800 \times 35 \times 17,5 + 3 \times 230 \times 30 \times (35 + 115)}{48700} = 73,82 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{x.g} &= 800 \times \frac{35^3}{12} + (800 \times 35) \times \left(73,82 - \frac{35}{2}\right)^2 + 3 \\ &\quad \times \left(30 \times \frac{230^3}{12} + 30 \times 230 \times (35 + 115 - 73,82)^2\right) \\ &= 303,055 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$W = \frac{I}{Y} = \frac{303,055 \times 10^6}{230 + 35 - 73,82} = 1585181 \text{ mm}^3$$

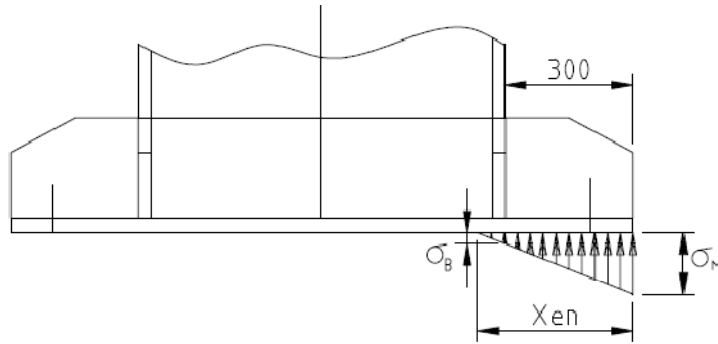


Figura 6.6 - Esquema estático

$$L = 300 \text{ mm}$$

$$\sigma_B = \frac{\sigma_M}{x_{en}} \times (x_{en} - L) = \frac{8,71}{340,906} \times (340,906 - 300) = 1,10$$

$$\begin{aligned} M &= A \times L \times \sigma_B \times \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \times (\sigma_M - \sigma_B) \times L \times A \times \frac{2}{3} \times L \\ &= 800 \times 300 \times 1,10 \times \frac{300}{2} + \frac{1}{2} \times (8,71 - 1,10) \times 300 \times 800 \\ &\quad \times \frac{2}{3} \times 300 = 233,43 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M}{W} = \frac{233430000}{1585,181} = 147,258 \text{ MPa} < f_y = 235 \text{ MPa}$$

6.1.1.5 Resistência ao esforço de corte na base do pilar

Resistência ao corte dos chumbadouros

$$VRd = 0,7 \times f_y = 248,5 \text{ MPa}$$

Tensão de corte - O valor de cálculo do esforço transversal é de $V_{sd} = 251,035 \text{ kN}$

$$A_{parafuso} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 48^2}{4} = 1810 \text{ mm}^2$$

$$\frac{V_{sd}}{8 \times A_{parafuso}} = \frac{251,035}{8 \times 1810} < 0,7 \times 355$$

$$17,34 \text{ MPa} < 248,5 \text{ MPa}$$

Não é necessário introduzir cutelos para suportar esforços de corte na base do pilar, pois os esforços são suportados pelos pernos.

6.1.2 Combinação 01 – Acção de base Sobrecarga

Esforços na base do pilar:

$$M_{sd} = 958,8 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 346,7 \text{ kN (compressão)}$$

$$V_{sd} = 132,1 \text{ kN}$$

No caso do esforço normal na base do pilar ser de compressão, a metodologia é em tudo idêntica ao caso anterior, mas os esforços N e M sobre a sapata são substituídos por uma solicitação excêntrica de compressão equivalente.

Na figura seguinte está representado a base dos pilares dos pórticos.

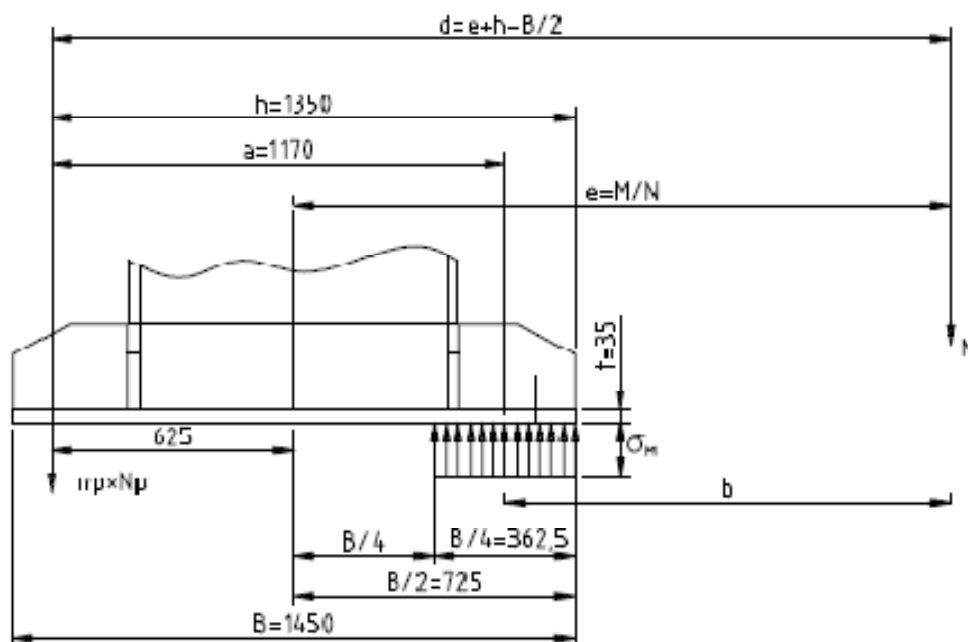


Figura 6.7 - Base do pilar

N_p Permite efectuar o pré dimensionamento dos chumbadouros e σ_M deve ser menor que a tensão admissível de compressão na fundação o que permite efectuar uma verificação das dimensões A e B da placa base. Se $\sigma_M > 0,7 f_c$ deverão alterar-se as dimensões da placa de base ou o posicionamento dos chumbadouros. Estabelecidas as dimensões da placa de base e a localização dos chumbadouros pelo processo de pré dimensionamento descrito é possível determinar as tensões devidas ao mecanismo de transmissões de esforços mais correcto.

6.1.2.1 Dimensionamento da sapata

Vamos logicamente utilizar as dimensões da placa fixadas pela análise da combinação anterior ($A \times B$) = (800×1450) em mm e quatro chumbadouros por bordo.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{958,836}{346,7} = 2,766 \text{ m}$$

Resistência à tracção dos chumbadouros:

$$\text{Pernos M48} \rightarrow \text{Aço Fe510} \rightarrow f_y = 355 \text{ MPa} \rightarrow A_{\text{perno}} = 1810 \text{ mm}^2 A_s = 1470 \text{ mm}^2$$

$$N_{p,Rd} = 0,85 \times A_s \times 0,8 \times f_y = 0,85 \times 1470 \times 0,8 \times 355 = 354,9 \text{ kN}$$

Foram utilizados 4 pernos por banda $n_p = 4$

$$n_p > \frac{N}{N_{p,Rd}} \times \frac{b}{a}$$

Tensão resistente à compressão no betão

Sabendo que a sapata de betão é constituída por betão B25, o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão é dado por,

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5} = \frac{20}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

Método da viga equivalente. Distribuição triangular das tensões de contacto

Estabelecidas as dimensões da placa e a localização dos chumbadouros, determinam-se as tensões utilizando o *método da viga equivalente*.

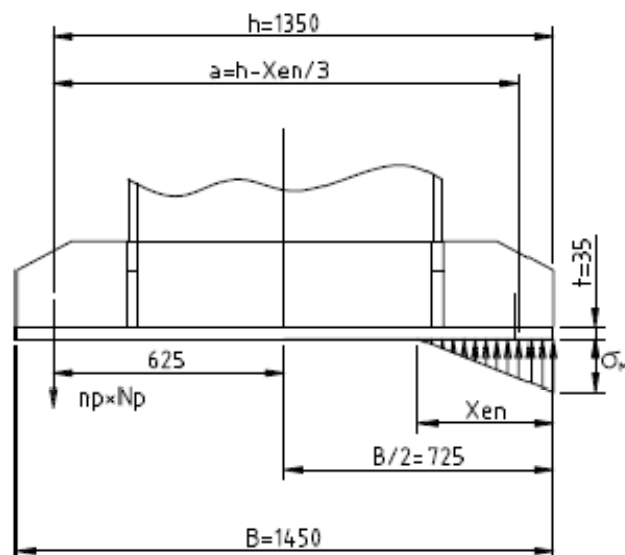


Figura 6.8 - Esquema estático

Para a determinação da posição do eixo neutro, é necessário determinar primeiro as constantes, m , A_f e d .

$$m = \frac{E_{Aço}}{E_{Betão}} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$A_f = n_p \times A_s = 4 \times 1470 = 5880 \text{ mm}^2$$

$$d = e + h - \frac{B}{2} = 2766 + 1350 - \frac{1450}{2} = 3390,73 \text{ mm}$$

Assim resulta a posição do eixo neutro.

$$x^3 + 3 \times \left(e - \frac{B}{2}\right) \times x^2 + 6 \times m \times \frac{A_f}{A} \times d \times x - 6 \times m \times \frac{A_f}{A} \times d \times h = 0$$

$$x^3 + 3 \times \left(2766 - \frac{1450}{2}\right) \times x^2 + 6 \times 7,24 \times \frac{5880}{800} \times 3391 \times x - 6 \times 7,24 \times \frac{5880}{800} \times 3391 \times 1350 = 0$$

$$x = x_{en} = 397,69 \text{ mm}$$

A tensão de compressão na fundação, entre a placa de base e a sapata de betão, é determinada por,

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times \left(\frac{x_{en}}{2}\right) - (h - x_{en}) \times m \times \frac{A_f}{x_{en}}} < f_{cd}$$

$$\sigma_M = \frac{346685}{800 \times \left(\frac{397,69}{2}\right) - (1350 - 397,69) \times 7,24 \times \frac{5880}{397,69}} < 13,33$$

$$\sigma_M = 6,07 < 13,33 \text{ MPa}$$

Atendendo à figura obtemos:

$$a = h - \frac{x_{en}}{3} = 1350 - \frac{397,69}{3} = 1217,44 \text{ mm}$$

$$b = e - \left(\frac{B}{2} - \frac{x_{en}}{3}\right) = 2765,73 - \left(\frac{1450}{2} - \frac{397,69}{3}\right) = 2173,29$$

Assim o esforço de tracção em cada chumbadouro ou perno é,

$$N_p = \frac{N}{n_p} \times \frac{b}{a} < N_{p.Rd}$$

$$N_p = \frac{346,685}{4} \times \frac{2173,29}{1217,44} < 354,86 \text{ kN}$$

$$N_p = 154,72 < 354,86 \text{ kN}$$

6.1.2.2 Dimensionamento da Placa de Contacto.

Optou-se por usar um diâmetro para a placa de contacto $C=230 \text{ mm}$

Pressão de contacto:

$$p = \frac{N_p}{\frac{\pi}{4} \times (C^2 - D^2)}$$

$$p = \frac{154720}{\frac{\pi}{4} \times (230^2 - 48^2)} = 3,89 \text{ MPa}$$

Espessura

Depois de determinado o diâmetro da patela de contacto C , a pressão de contacto é determinada a partir de,

Tendo o valor de C/D obtemos o valor do coeficiente η

$$\frac{C}{D} = \frac{230}{45} = 5,11 \rightarrow \eta = 3,5$$

Espessura da patela – Utilizar um aço Fe510 com $f_y = 355 \text{ MPa}$

Considerando o dimensionamento de uma placa circular encastrada no bordo interno e com o bordo externo livre, determina-se a espessura mínima da placa circular,

$$t > \sqrt{\frac{\eta \times p \times C^2}{2^2 \times f_y}} = \sqrt{\frac{3,5 \times 3,82 \times 200^2}{2^2 \times 355}} = 21,86 \text{ mm}$$

A espessura adoptada $t = 35 \text{ mm}$ cumpre a condição de espessura mínima

6.1.2.3 Dimensionamento do Cordão de Soldadura

Como o esforço por perno é inferior ao valor calculado para a Combinação 02, a resistência do cordão de soldadura está assegurada.

6.2 Dimensionamento das Sapatas dos Pilares de Empena.

Esforços:

$$M_{sd} = 529,126 \text{ kN.m}$$

$$N_{sd} = 108,428 \text{ kN (Compressão)}$$

$$V_{sd} = 38,046 \text{ kN}$$

Dado que o esforço normal aplicado a sapata é de compressão, o método de calculo vai ser o mesmo que o do caso anterior

Na figura seguinte está representada a base dos pilares dos pórticos.

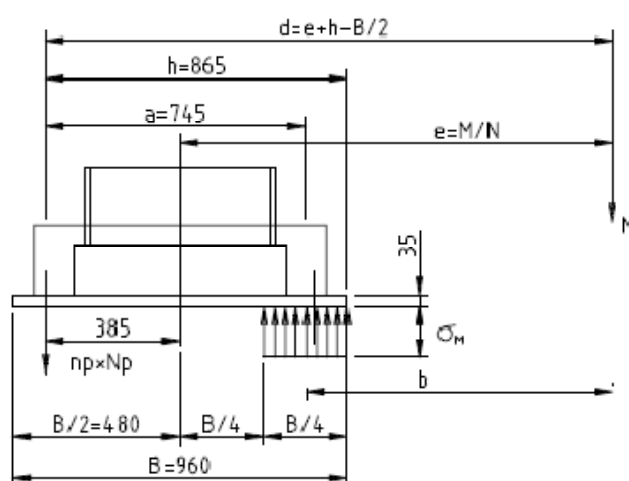


Figura 6.9 - Base dos pilares de empena

6.2.1 Dimensionamento

De acordo com o esquema estático representado anteriormente, considera-se que a compressão no contacto placa fundação, se dá de forma uniforme sobre uma banda de largura igual a $\frac{1}{4}$ da placa base.

Determinação do número de chumbadouros.

Foi considerado para a dimensão B o valor de 1450 mm. Assim a excentricidade é obtida através de

$$e = \frac{M}{N} = \frac{529126}{108,428} = 4879,976 \text{ mm}$$

De acordo com das dimensões indicadas na geometria arbitrada para a placa, o valor das constantes a e b são determinadas a partir de,

$$a = 625 + \left(\frac{B}{2} - \frac{1}{2} \frac{B}{4} \right) = 385 + \left(\frac{960}{2} - \frac{1}{2} \times \frac{960}{4} \right) = 745 \text{ mm}$$

$$b = e - \left(\frac{B}{2} - \frac{1}{2} \frac{B}{4} \right) = 4879,976 + \left(\frac{960}{2} - \frac{1}{2} \times \frac{960}{4} \right) = 4519,976 \text{ mm}$$

Adoptada uma ancoragem por chumbadouros e placa de contacto, são seleccionados para construir os chumbadouros, pernos M45 e aço Fe510, sabe-se,

$$\text{Pernos M45} \rightarrow \text{Aço Fe510} \rightarrow f_y = 355 \text{ MPa}$$

$$A_s = 1310 \text{ mm}^2$$

O esforço admissível a tracção é de,

$$N_{p,Rd} = 0,85 \times A_s \times 0,8 \times f_y = 0,85 \times 1310 \times 0,8 \times 355 = 316,23 \text{ kN}$$

Esforço de tracção por perno N_p

$$N_p = \frac{N}{n_p} \times \frac{b}{a}$$

Número mínimo de pernos por banda,

$$n_p > \frac{N}{N_{p,Rd}} \times \frac{b}{a}$$

$$n_p > \frac{108,428}{316,23} \times \frac{4519,976}{745} = 2,08$$

Optou-se por colocar 3 pernos por banda o que perfaz um total de 6 pernos.

Para uma placa de base de (800×960), o valor de cálculo da tensão de compressão uniforme será de

$$\sigma_M = \frac{4N}{AB} \times \frac{a+b}{a}$$

$$\sigma_M < f_{cd,UNIF}$$

$$\frac{4N}{AB} \times \frac{a+b}{a} < 0,7f_{cd}$$

$$\frac{4 \times 108,428}{800 \times 960} \times \frac{745 + 4519,976}{745} = 3,99 \text{ MPa} < 0,7 \times 13,33 = 9,33 \text{ MPa}$$

Condição verificada

Método da viga equivalente. Distribuição triangular das tensões de contacto

Estabelecidas as dimensões da placa e a localização dos chumbadouros, determina-se as tensões devidas ao mecanismo de transmissão de esforços mais correcto obtido considerando que a zona da sapata de betão com chumbadouros embebidos funciona como uma viga de betão reforçada com aço.

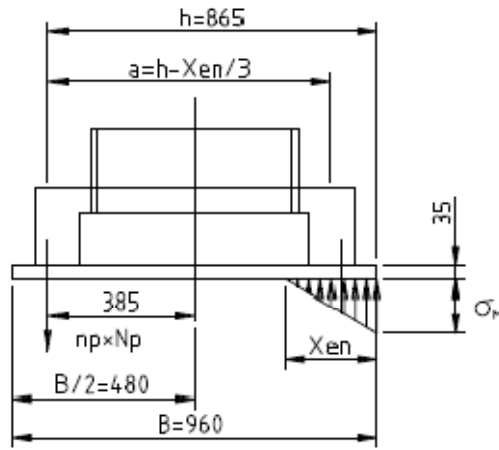


Figura 6.10 - Esquema estático

Para a determinação da posição do eixo neutro, é necessário determinar primeiro as constantes, m , A_f e d .

$$m = \frac{E_{Aço}}{E_{Betão}} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$A_f = n_p \times A_s = 3 \times 1310 = 3930 \text{ mm}^2$$

$$d = e + h - \frac{B}{2} = 4879,976 + 865 - \frac{960}{2} = 5264,98 \text{ mm}$$

Assim resulta a posição do eixo neutro.

$$x^3 + 3 \times \left(e - \frac{B}{2}\right) \times x^2 + 6 \times m \times \frac{A_f}{A} \times d \times x - 6 \times m \times \frac{A_f}{A} \times d \times h = 0$$

$$x^3 + 3 \times \left(4879,976 - \frac{960}{2} \right) \times x^2 + 6 \times 7,24 \times \frac{3930}{800} \times 5264,98 \times x - 6 \times 7,24 \times \frac{3930}{800} \times 5264,98 \times 865 = 0$$

$$x = x_{en} = 230,43 \text{ mm}$$

A tensão de compressão na fundação, entre a placa de base e a sapata de betão, é determinada por,

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times \left(\frac{x_{en}}{2} \right) - (h - x_{en}) \times m \times \frac{A_f}{x_{en}}} < f_{cd}$$

$$\sigma_M = \frac{108,428}{800 \times \left(\frac{230,43}{2} \right) - (865 - 230,43) \times 7,24 \times \frac{3930}{230,43}} < 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M = 8,14 < 13,33 \text{ MPa}$$

Não se multiplica a tensão de rotura f_{cd} por 0,7 porque neste caso já não se está a considerar uniforme a tensão de compressão, entre a placa e a sapata de betão.

Devido ao valor da posição do eixo neutro x_{en} , as dimensões a e b determinadas no pré dimensionamento, têm de ser corrigidas.

$$a = h - \frac{x_{en}}{3} = 865 - \frac{230,43}{3} = 788,19 \text{ mm}$$

$$b = e - \left(\frac{B}{2} - \frac{x_{en}}{3} \right) = 4879,976 - \left(\frac{960}{2} - \frac{230,43}{3} \right) = 4478,78 \text{ mm}$$

Assim o esforço de tracção em cada chumbadouro é,

$$N_p = \frac{N}{n_p} \times \frac{b}{a} < N_{p.Rd}$$

$$N_p = \frac{108,428}{3} \times \frac{4478,78}{788,19} < 205,284 \text{ kN}$$

$$N_p = 205,284 < 316,23 \text{ kN}$$

6.2.2 Dimensionamento da Placa de Contacto.

Diâmetro - O diâmetro mínimo da placa de contacto C será calculado a partir de

$$\frac{N_p}{\frac{\pi}{4} \times (C^2 - D^2)} < 0,7 \times f_{sd}$$

$$C > \sqrt{\frac{N_p}{\frac{\pi}{4} \times 0,7 \times f_{sd}}} + D^2$$

$$C > \sqrt{\frac{205284}{\frac{\pi}{4} \times 0,7 \times 13,33}} + 45^2 = 173,29 \text{ mm}$$

Optou-se por usar um diâmetro para a placa de contacto C=200 mm

Pressão de contacto:

$$p = \frac{N_p}{\frac{\pi}{4} \times (C^2 - D^2)}$$

$$p = \frac{205284}{\frac{\pi}{4} \times (200^2 - 45^2)} = 6,88 \text{ MPa}$$

Espessura da patela – Utilizar um aço Fe510 com $f_y = 355 \text{ MPa}$

Considerando o dimensionamento de uma placa circular encastrada no bordo interno e com o bordo exterior livre. De acordo com (3,Gomes)

$$\frac{C}{D} = \frac{200}{45} = 4,44 \approx 5 \rightarrow \eta = 3,36$$

$$t > \sqrt{\frac{\eta \times p \times C^2}{2^2 \times f_y}} = \sqrt{\frac{3,36 \times 6,88 \times 200^2}{2^2 \times 355}} = 25,52 \text{ mm}$$

Optou-se por utilizar uma placa de contacto com $t = 35 \text{ mm}$

6.2.3 Dimensionamento do Cordão de Soldadura

O dimensionamento do cordão de soldadura que liga a placa circular ao perno é realizado tendo em conta o REAPE, Capítulo IV, artigo 60, figura 25 b)

Na figura seguinte encontra-se a disposição dos cordões de soldadura que ligam o chumbadouro á placa circular de contacto.

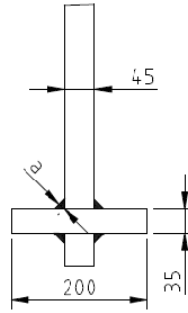


Figura 6.11 - Perno

Sabendo que, o aço utilizado é o Fe510

$$\sum l \times a = 2 \times \pi \times D \times a = 2 \times \pi \times 45 \times a$$

$$F_{sd} = N_p$$

$$\sigma_{sd,ref} = \frac{F_{sd}}{0,77 \times \sum l \times a} = \frac{205284}{0,77 \times 2 \times \pi \times 45 \times a} < 355 \text{ MPa}$$

$$a > \frac{205284}{0,77 \times 2 \times \pi \times 45 \times \sigma_{sd,ref}} = \frac{205284}{0,77 \times 2 \times \pi \times 45 \times 355} = 2,66 \text{ mm}$$

Assim optou-se por utilizar $a = 5 \text{ mm}$

Comprimento do Chumbadouro

$$L_{chumbadouro} = 30 \times D = 30 \times 45 = 1350 \text{ mm}$$

6.2.4 Dimensionamento da Espessura da Placa Base

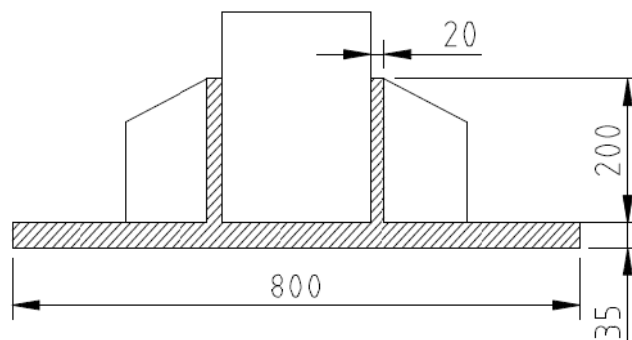


Figura 6.12 - Pormenor da placa base com nervuras

Módulo da resistência da secção reforçada.

Considerando uma espessura da placa de base de 35 mm

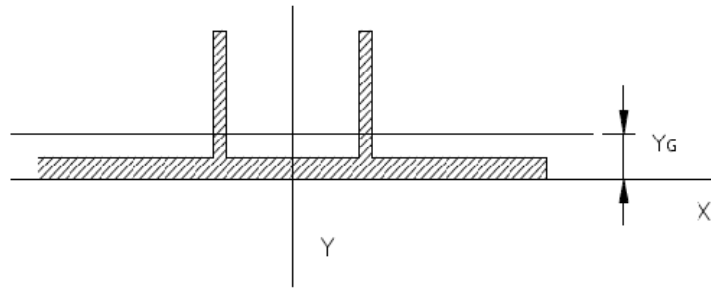


Figura 6.13 - Placa base

$$A = 800 \times 35 + 2 \times 200 \times 20 = 36000 \text{ mm}^2$$

$$Y_G = \frac{800 \times 35 \times 17,5 + 2 \times 200 \times 20 \times (35 + 100)}{36000} = 43,61 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{xg} &= 800 \times \frac{35^3}{12} + (800 \times 35) \times \left(43,61 - \frac{35}{2}\right)^2 + 2 \\ &\quad \times \left(20 \times \frac{200^3}{12} + 20 \times 200 \times (35 + 100 - 43,61)^2\right) \\ &= 115,43 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$W = \frac{I}{Y} = \frac{115430555,56}{200+35-43,61} = 603,116 \text{ mm}^3$$

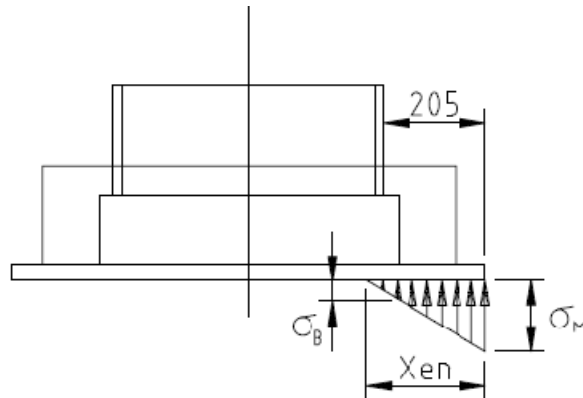


Figura 6.14 - Esquema estático

$$L = 205 \text{ mm}$$

$$\sigma_B = \frac{\sigma_M}{x_{en}} \times (x_{en} - L) = \frac{8,14}{221,50} \times (221,50 - 205) = 0,61$$

$$\begin{aligned} M &= A \times L \times \sigma_B \times \frac{L}{2} + \frac{1}{2} \times (\sigma_M - \sigma_B) \times L \times A \times \frac{2}{3} \times L \\ &= 800 \times 205 \times 0,61 \times \frac{205}{2} + \frac{1}{2} \times (8,14 - 0,61) \times 205 \times 800 \\ &\quad \times \frac{2}{3} \times 205 = 94,667 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M}{W} = \frac{94667}{603,116} = 156,96 \text{ MPa} < f_y$$

$$= 235 \text{ MPa esta garantida a segurança}$$

6.2.5 Resistência ao esforço de corte na base do pilar.

Resistência ao corte dos chumbadouros

$$VRd = 0,7 \times f_y = 248,5 \text{ MPa}$$

O valor de cálculo do esforço transversal é de $V_{sd} = 38,046 \text{ kN}$.

Tensão de corte

$$A_{perno} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 45^2}{4} = 1590,4 \text{ mm}^2$$

$$\frac{38046}{6 \times 1590,4} < 0,7 \times 355$$

$$3,99 \text{ MPa} < 248,5 \text{ MPa}$$

Não é necessário introduzir cutelos para suportar esforços de corte na base do pilar, pois os esforços são suportados pelos chumbadouros.

7 Dimensionamento da Asna Treliçada 1

7.1 Modelização da estrutura principal.

Neste capítulo é dimensionada a solução de pórtico com viga armada, mantendo-se a geometria e restantes configurações da solução anterior do pórtico com viga travessa em perfil PRS.

Mantendo-se a configuração da envolvente exterior e o posicionamento das madres, as acções sobre a estrutura resistente principal serão idênticas para os dois casos. O valor característico das acções variáveis, vento e sobrecarga serão portanto idênticos e o local de aplicação destas acções é também o mesmo pois as madres quer da fachada lateral quer da cobertura têm o mesmo espaçamento. A única componente da carga que se altera é a acção associada ao peso próprio da viga armada. Este valor é como já referimos calculado automaticamente pelo programa de análise em função da definição do perfil seleccionado. As regras de combinação de acções são as mesmas e as considerações efectuadas para o caso do pórtico com viga PRS continuam válidas. Os banzos serão construídos em duplas cantoneiras, o banzo superior será em L 120 120 10, o banzo inferior ser em L 120 120 12, as barras na diagonal terão dois tipos de perfis, as cinco barras mais próximas dos pilares serão em L 150 150 12 e as restantes serão em L 120 120 12, o mesmo acontece com os montantes, as três barras mais próximas dos pilares são L 100 100 8, e as restantes são em L 90 90 10, a barra vertical que se encontra na ligação das duas vigas será em L 100 100 10, devemos ter em

atenção que no modelo utilizado para simular a viga considerou-se que esta era articulada. Os travamentos dos banzos no plano da viga serão feitos pelos montantes, já o travamento no plano perpendicular a viga será feito pelas madres no banzo superior e por tirantes no banzo inferior que estarão separados 3,9 m.

Material: S235. $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

Acção de base sobrecarga

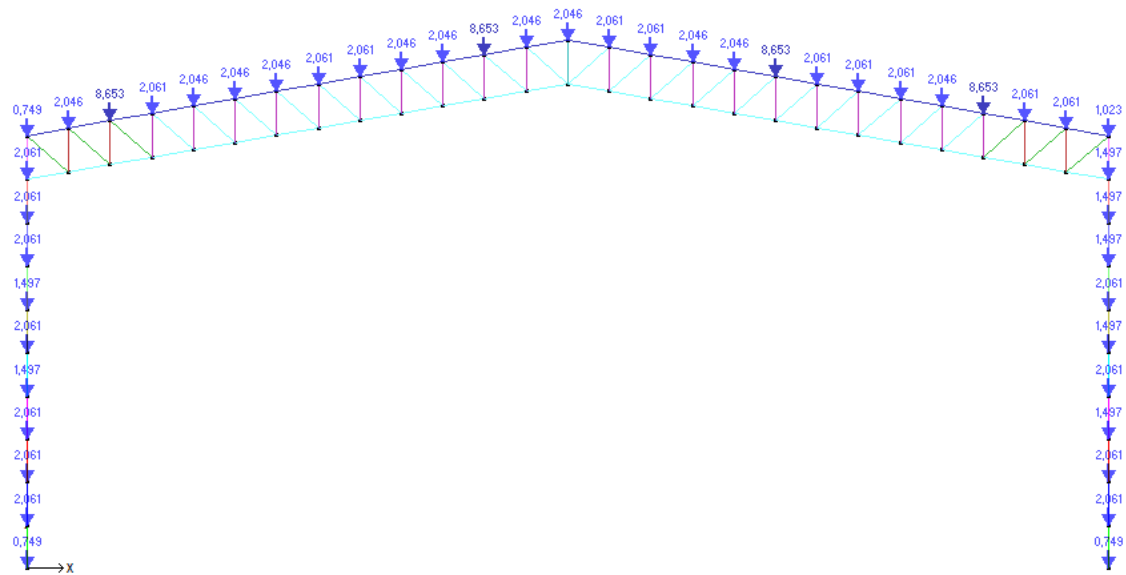


Figura 7.1 Cargas devidas a combinação 01

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

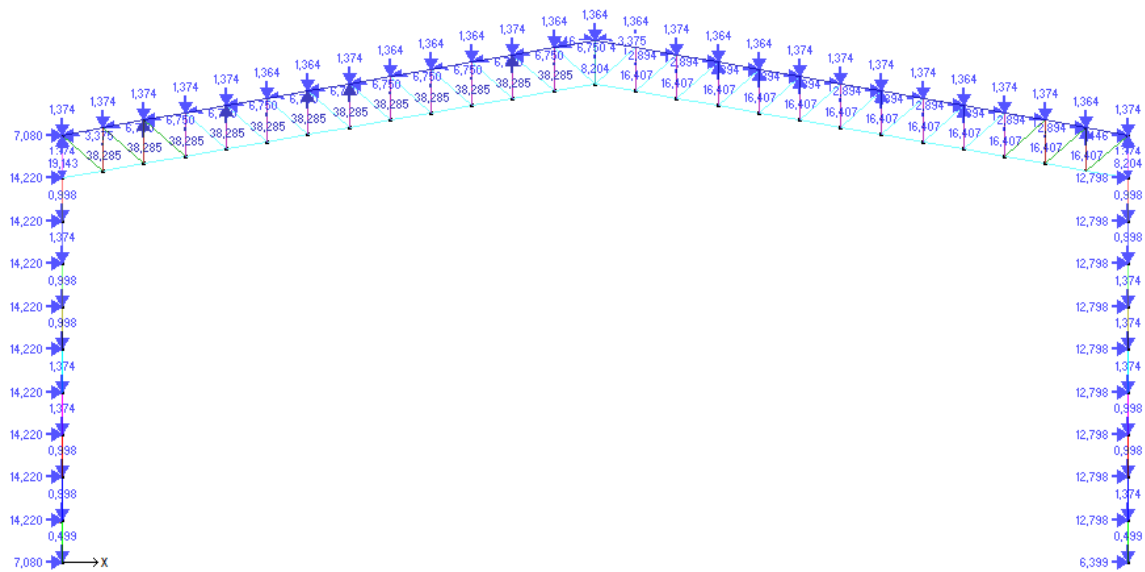


Figura 7.2 Cargas devidas a combinação 02

7.2 Estado Limite Último de Resistência.

Para a Solução II tratamos somente do dimensionamento da viga armada. Foi adoptada uma solução soldada a executar integralmente em oficina e portanto com condições de execução controladas. Dada a dimensão da viga, na prática seria subdividida em troços que permitissem o seu transporte e manuseamento na fase de montagem. Para efeitos de cálculo as peças são consideradas como articuladas e estarão portanto sujeitas a esforços de tracção e compressão.

I - Resistência à tracção (§5.4.3 do EC3)

$$N_{b,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

em que, A é a área da secção, f_y a tensão de cedência do material e γ_{M0} é o coeficiente parcial de segurança

II - Verificação da Resistência à Encurvadura (§5.5 do EC3).

1. Determinação do comprimento de encurvadura e da esbelteza.

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x}$$
$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,91 \quad e \quad \bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1}$$

Em que λ é a esbelteza, λ_1 a esbelteza de Euler e $\bar{\lambda}$ a esbelteza adimensional

De acordo com o tipo de secção, identificar o valor do factor de imperfeição α (Tabela 5.5.3 – EC3) e determinar o factor de redução de resistência χ

2. O Coeficiente de encurvadura depende do tipo de secção (Tabela 5.5.3 do EC3) onde é definida a curva de encurvadura a utilizar (curvas a, b c e d) a que corresponde um coeficiente de imperfeição α .

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 7.1 Factor de imperfeição

Determinados estes parâmetros o coeficiente de encurvadura é dado por:

$$\phi = 0,5 \times (\bar{\lambda}^2 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + 1)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

3. Valor de cálculo da resistência à encurvadura

$$N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

em que, γ_{M1} é o coeficiente parcial de segurança para o estado limites último de resistência à encurvadura e β_A um coeficiente de redução de área função da Classe da secção.

$\beta_A = 1$ para as secções das classes 1, 2 e 3

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ para as secções da classe 4

4. A verificação da Resistência à Encurvadura passa pela verificação da condição

$$N_{Sd} \leq N_{b,Rd}$$

em que N_{Sd} é o valor de cálculo do esforço axial actuante na coluna, para a combinação de acções em análise.

As barras trabalham à tracção ou compressão, construídas a partir de secções da Classe 3, e no caso de cantoneiras será utilizada a curva c de encurvadura, $\alpha = 0,49$

Coeficientes de segurança $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,1$ e $\beta_A = 1$

Esbelteza de Euler $\lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,91$

7.2.1 Verificação do Banzo Inferior.

Da análise do diagrama de esforços para as diferentes combinações de acções verificou-se que o esforço máximo para o banzo inferior para a Combinação 01 que será de 700,7 kN à compressão, e para a Combinação 02 que será de 1087,3 kN à tracção. Para garantir a segurança teremos de verificar a resistência do banzo à encurvadura e à tracção.

Cantoneira LNP 120 120 12							
A [mm ²]	I _x /I _y [mm ⁴]	C _x /C _y [mm]	i _x /i _y [mm]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]

2750	3680000	34	36,5	5840000	1520000	46	23,5

Tabela 7.2 Propriedades da cantoneira

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 12

$$A^* = 2 \times A = 2 \times 2750 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$d = C_x + \frac{t}{2} = 34 + \frac{15}{2} = 41,5 \text{ mm}$$

Em que t é a espessura da chapa gousset

$$I_x^* = 2 \times [I_x + A \times d^2] = 2 \times [3680000 + 2750 \times 0^2] = 7360000$$

$$I_y^* = 2 \times [I_y + A \times d^2] = 2 \times [3680000 + 2750 \times 41,5^2] = 16832375$$

$$i_x^* = \sqrt{\frac{I_x^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{7360000}{5500}} = 36,58 \text{ mm}$$

$$i_y^* = \sqrt{\frac{I_y^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{16832375}{5500}} = 55,32$$

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 12				
A* [mm ²]	I _x * [mm ⁴]	I _y * [mm ⁴]	i _x * [mm]	i _y * [mm]
5500	7360000	16832375	36,58	55,32

Tabela 7.3 Propriedades do perfil composto

Resistência à tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$1087,275 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{5500 \times 235}{1,1} = 1175 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo x

$$N_{sd} = 700,7 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 1,955 = 1,955 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{1955}{36,58} = 53,44$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{53,44}{93,91} = 0,569$$

$$\begin{aligned}\phi_x &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_x^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_x - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,569^2 + \alpha \times (0,569 - 0,2) + 1) = 0,752\end{aligned}$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi_x + \sqrt{\phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{0,752 + \sqrt{0,752^2 - 0,569^2}} = 0,804$$

$$N_{b.x.Rd} = \chi_x \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,804 \times 1 \times \frac{5500 \times 235}{1,1} = 944,2 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo y

$$N_{sd} = 700,7 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,910 = 3,910 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{3910}{55,321} = 70,678$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{70,678}{93,91} = 0,753$$

$$\begin{aligned}\phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + 1) = 0,5 \times (0,753^2 + \alpha \times (0,753 - 0,2) + 1) \\ &= 0,919\end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,919 + \sqrt{0,919^2 - 0,753^2}} = 0,692$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_y \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,692 \times 1 \times \frac{5500 \times 235}{1,1} = 813 \text{ kN}$$

N_{sd} [kN] Tracção	N_{plas.Rd} [kN]	N_{sd} [kN] Compressão	N_{b.x.Rd} [kN]	N_{b.y.Rd} [kN]
1087,275	1175	700,674	944,187	813

Tabela 7.4 Esforços aplicados e resistentes

7.2.2 Verificação do Banzo Superior.

Recorrendo ao software de cálculo posso verificar que as maiores solicitações a que este banzo vai estar sujeito, será para a Combinação 02 e serão 650,5 kN a compressão, e para a Combinação 01 teremos 797,8kN a tracção. Para garantir a segurança teremos de verificar a resistência do banzo à encurvadura e à tracção.

Cantoneira LNP 120 120 10							
A[mm ²]	I _x /I _y [mm ⁴]	C _x /C _y [mm]	i _x /i _y [mm]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2320	3130000	33,1	36,7	4970000	1290000	46,3	23,6

Tabela 7.5 Propriedades da cantoneira

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 10

$$A^* = 2 \times A = 2 \times 2320 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$d = C_x + \frac{t}{2} = 33,1 + \frac{15}{2} = 40,6 \text{ mm}$$

em que t e a espessura da chapa gousset

$$I_x^* = 2 \times [I_x + A \times d^2] = 2 \times [3130000 + 2320 \times 0^2] = 6260000$$

$$I_y^* = 2 \times [I_y + A \times d^2] = 2 \times [3130000 + 2320 \times 40,6^2] = 13908390$$

$$i_x^* = \sqrt{\frac{I_x^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{6260000}{4640}} = 36,73 \text{ mm}$$

$$i_y^* = \sqrt{\frac{I_y^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{13908390}{4640}} = 54,75 \text{ mm}$$

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 10				
A* [mm ²]	I _x * [mm ⁴]	I _y * [mm ⁴]	i _x * [mm]	i _y * [mm]
4640	6260000	13908390	36,73	54,75

Tabela 7.6 Propriedades do perfil composto

Resistência à tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$797,803 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{4640 \times 235}{1,1} = 991,273 \text{ kN}$$

Resistência à encurvadura eixo dos x

$$N_{sd} = 650,6 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 1,955 = 1,955 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{1955}{36,73} = 53,225$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{53,225}{93,91} = 0,567$$

$$\begin{aligned} \phi_x &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_x^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_x - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,567^2 + \alpha \times (0,567 - 0,2) + 1) = 0,750 \end{aligned}$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi_x + \sqrt{\phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{0,750 + \sqrt{0,750^2 - 0,567^2}} = 0,805$$

$$N_{b.x.Rd} = \chi_x \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,805 \times 1 \times \frac{4640 \times 235}{1,1} = 797,887 \text{ kN}$$

Resistência à encurvadura eixo dos y

$$N_{sd} = 650,572 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,910 = 3,910 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{3910}{36,7} = 71,416$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{71,416}{93,91} = 0,760$$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,760^2 + \alpha \times (0,760 - 0,2) + 1) = 0,926 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,926 + \sqrt{0,926^2 - 0,760^2}} = 0,687$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_y \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,687 \times 1 \times \frac{4640 \times 235}{1,1} = 681 \text{ kN}$$

N_{sd} [kN] Tracção	$N_{plas.Rd}$ [kN]	N_{sd} [kN] Compressão	$N_{b.x.Rd}$ [kN]	$N_{b.y.Rd}$ [kN]
797,8	1175	650,5	798	681

Tabela 7.7 Esforços aplicados e resistentes

7.2.3 Dimensionamento das Barras Diagonais

7.2.3.1 Cinco Primeiras Barras

Ao observar os diagramas de esforços normais verificou-se que as cinco barras mais próximas do pilar estão sujeitas a esforços muito superior aos das restantes, perante isto optou-se por utilizar um perfil maior para as cinco primeiras barras, e um menor para as restantes.

Barra	Tracção máxima [kN]	Compressão máxima [kN]
12	235,4	418,8
16	214,4	375,6
20	193,5	332,4
24	172,9	289,1
28	152,4	245,7

Tabela 7.8 Cargas aplicadas as barras

Os esforços de tracção são obtidos para a combinação 01, e os esforços de compressão são obtidos para a combinação 02. O perfil seleccionado para estas três barras foi um L 150 150 12

LNP 150 150 12				
A [mm ²]	I_u [mm ⁴]	I_v [mm ⁴]	i_u [mm]	i_v [mm]
3480	11700000	3030000	58	29,5

Tabela 7.9 Propriedades da cantoneira

Resistência à tracção

$$N_{sd} \leq N_{plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$235,407 \leq N_{plas.Rd} = \frac{3480 \times 235}{1,1} = 743,455 \text{ kN}$$

Resistência à encurvadura Eixo v

$$N_{sd} = 418,827 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,538 = 2,538 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2538}{29,5} = 86,034$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{86,034}{93,91} = 0,916$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,916^2 + \alpha \times (0,916 - 0,2) + 1) = 1,095 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{1,095 + \sqrt{1,095^2 - 0,916^2}} = 0,590$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,687 \times 1 \times \frac{3480 \times 235}{1,1} = 438,616 \text{ kN}$$

7.2.3.2 Cálculo para as restantes diagonais.

De todas estas barras o maior esforço de compressão será para a barra 32 e terá o valor de 202,3 kN e é obtido para a combinação 02, já para o maior esforço de tracção que também se dá na barra 32 e terá o valor de 131,9 kN e para a combinação 01.

Barra	Tracção máxima [kN]	Compressão máxima [kN]
32	131,9	202,3

Tabela 7.10 Cargas aplicadas as barras

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 120 120 12

LNP 120 120 12				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2750	5840000	1520000	46	23,5

Tabela 7.11 Propriedades da barra

Resistência à tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$131,912 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{2750 \times 235}{1,1} = 587,5 \text{ kN}$$

Resistência à Encurvadura eixo v(Eixo Fraco)

$$N_{sd} = 202,314 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,538 = 2,538 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2538}{23,5} = 108$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{108}{93,91} = 1,150$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (1,150^2 + \alpha \times (1,150 - 0,2) + 1) = 1,394 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{1,394 + \sqrt{1,394^2 - 1,15^2}} = 0,458$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,458 \times 1 \times \frac{2750 \times 235}{1,1} = 269,264 \text{ kN}$$

7.2.4 Dimensionamento dos Montantes

7.2.4.1 Três primeiros Montantes

Ao observar os diagramas de esforços normais verificou-se que as três barras mais próximas do pilar estão sujeitas a esforços muito superior as restantes, perante isto optou-se por utilizar um perfil maior para estas barras, e um menor para as restantes, estas barras correspondem aos números 14, 18 e ao 22.

Das três o maior esforço de compressão dá-se para a combinação 01e tem o valor de 185 kN, já o maior esforço de tracção dá-se para a combinação 02 e tem o valor de 333 kN.

Os esforços de tracção são obtidos para a combinação 01, e os esforços de compressão são obtidos para a combinação 02. O perfil seleccionado para estas três barras foi um L 100 100 8.

Cantoneira LNP 100 100 8				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
1550	2300000	599000	30,6	38,5

Tabela 7.12 Propriedades da barra

Resistência à Tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$333,082 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{1550 \times 235}{1,1} = 331,136 \text{ kN}$$

Resistência à Encurvadura Eixo v(Eixo Fraco)

$$N_{sd} = 184,958 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2 = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2000}{30,6} = 65,359$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{65,359}{93,91} = 0,553$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,553^2 + \alpha \times (0,553 - 0,2) + 1) = 0,740 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{0,740 + \sqrt{0,740^2 - 0,553^2}} = 0,813$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,687 \times 1 \times \frac{1550 \times 235}{1,1} = 269,146 \text{ kN}$$

7.2.4.2 Cálculo para as restantes barras verticais.

De todas estas barras o maior esforço de compressão será para a barra 26 e terá o valor de 135,4 kN e é obtido para a combinação 01, já para o maior esforço de tracção que também se dá na barra 26 e terá o valor de 230,3 kN é para a combinação 02.

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 90 90 10

Cantoneira LNP 90 90 10				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
1710	2010000	526000	34,3	17,5

Tabela 7.13 Propriedades da barra

Resistência à tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$230,321 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{1710 \times 235}{1,1} = 365,318 \text{ kN}$$

Resistência à encurvadura Eixo v(Eixo Fraco)

$$N_{sd} = 135,442 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2 = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2000}{17,5} = 114,286$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{114,286}{93,91} = 1,217$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (1,217^2 + \alpha \times (1,217 - 0,2) + 1) = 1,49 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,217^2}} = 0,426$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,426 \times 1 \times \frac{1710 \times 235}{1,1} = 155,541 \text{ kN}$$

7.2.5 Cálculo Para a Barra 62

Esta barra tem a particularidade de estar na união das duas partes da viga.

Barra	Tracção máxima [kN]	Compressão máxima [kN]
62	161,2	216,5

Tabela 7.14 Esforços aplicados a barra

Tracção foi obtida para a combinação 01 e a compressão foi obtida para a combinação 02.

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 100 100 12

LNP 100 100 12				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2270	3280000	858000	38	19,4

Tabela 7.15 Propriedades da cantoneira

Resistência à Tracção

$$N_{sd} \leq N_{plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$161,2 \leq N_{plas.Rd} = \frac{2270 \times 235}{1,1} = 485 \text{ kN}$$

Resistência à Encurvadura Eixo v(Eixo Fraco)

$$N_{sd} = 216,473 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2 = 2 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2000}{19,4} = 103,093$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{103,093}{93,91} = 1,098$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (1,098^2 + \alpha \times (1,098 - 0,2) + 1) = 1,322 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{1,322 + \sqrt{1,322^2 - 1,098^2}} = 0,458$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,458 \times 1 \times \frac{2270 \times 235}{1,1} = 235,4 \text{ kN}$$

7.3 Estado Limite Último de Serviço.

A máxima flecha vertical tem de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{50}{25} = 0,25m$

A máxima flecha horizontal tem de ser inferior a $\frac{h}{500} = \frac{20}{500} = 0,04 \text{ m}$

Combinação	Flecha vertical [cm]	Flecha horizontal [cm]
Combinação 01	7,894	1,766
Combinação 02	9,311	3,462
Combinação 03	4,015	2,472
Combinação 04	7,620	1,430
Combinação 05	2,290	0,388

Tabela 7.16 Flechas

8 Solução III- Pórtico Asna

Neste capítulo é dimensionada a solução de pórtico asna, mantendo-se a geometria e restantes configurações da solução anterior do pórtico com viga travessa em perfil PRS. Neste caso, contrariamente verificado na solução anterior com viga armada foi necessário modificar o afastamento entre as madres de cobertura, e o ângulo de inclinação da cobertura baixou de 10° para 5°, de modo a obter uma solução para a asna mais eficiente em termos de distribuição dos esforços nas barras. Para configuração da asna foi utilizada uma configuração tipo Warren.

Dadas as alterações sofridas na Solução III apresentam-se de seguida os cálculos para as acções características relevantes.

8.1 Quantificação das Acções

Tendo em conta a nova configuração devido à variação da inclinação da cobertura foram determinados os coeficientes de pressão exterior, interior e resultante, que permitem calcular a acção do vento sobre a envolvente, utilizando os pressupostos expostos no Capítulo 2. Os resultados apresentam-se de seguida.

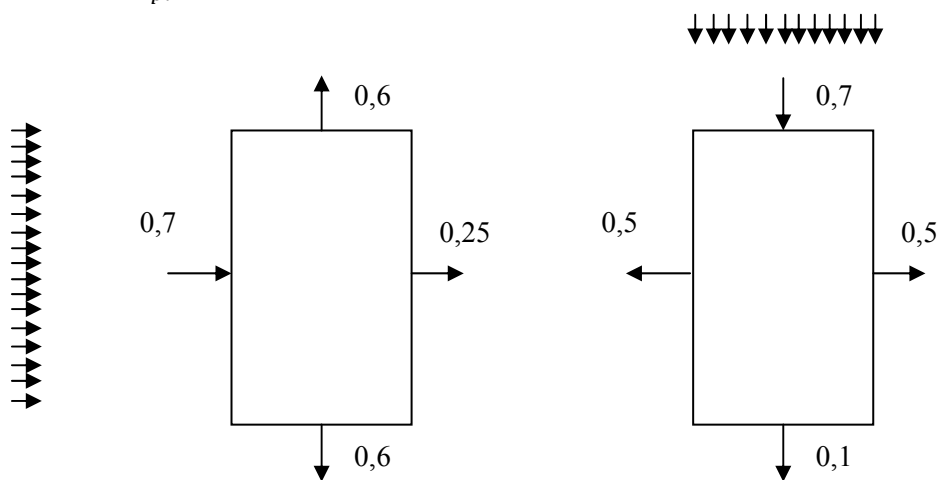
Tal como no caso da Solução II foram consideradas todas as hipóteses para os valores do coeficiente de pressão interior e ao efectuar o dimensionamento.

Coeficientes de pressão exterior, interior e suas combinações para fachadas (δ_p)

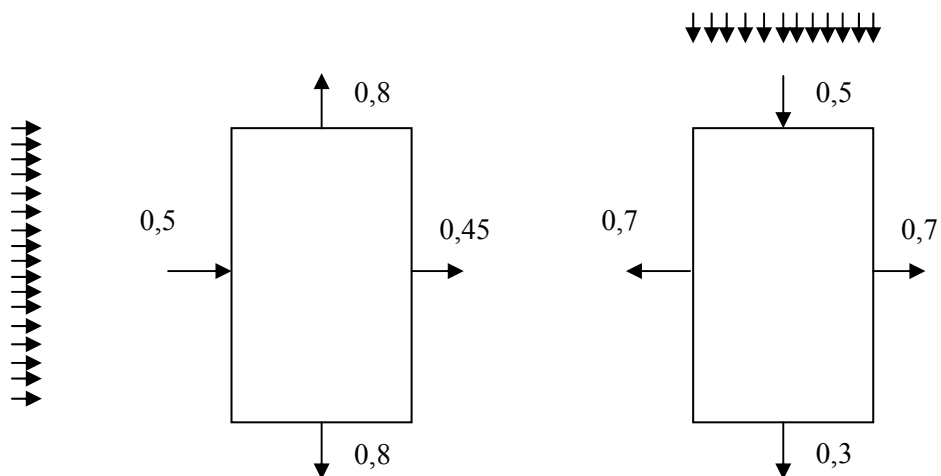
Direcção do vento (α)	A	B	C	D
Vento Transversal ($\alpha=0$)	0,7	-0,25	-0,6	-0,6
Vento longitudinal ($\alpha=90$)	-0,5	-0,5	0,7	-0,1

Tabela 8.1 Factores de forma

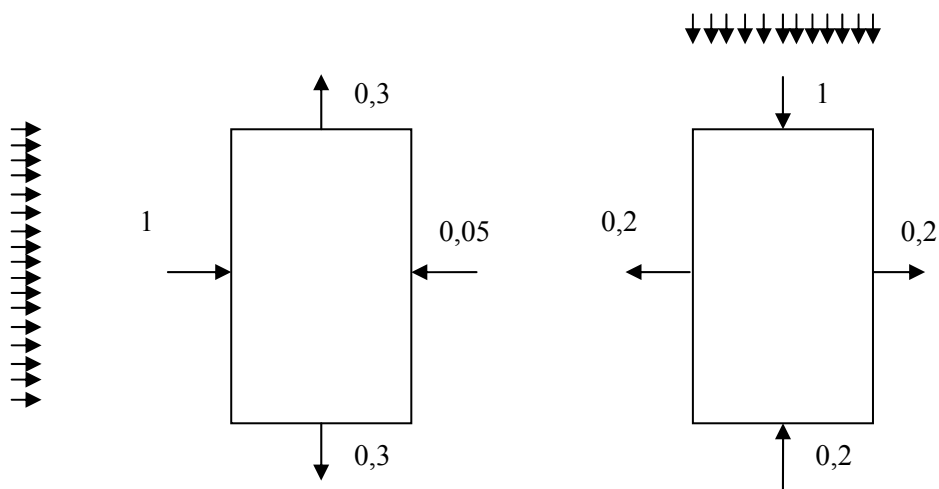
Com $\delta_{pi} = 0$



Com $\delta_{pi} = 0,2$



Com $\delta_{pi} = -0,3$



Coeficientes de pressão exterior, interior e suas combinações para a cobertura (δ_p)

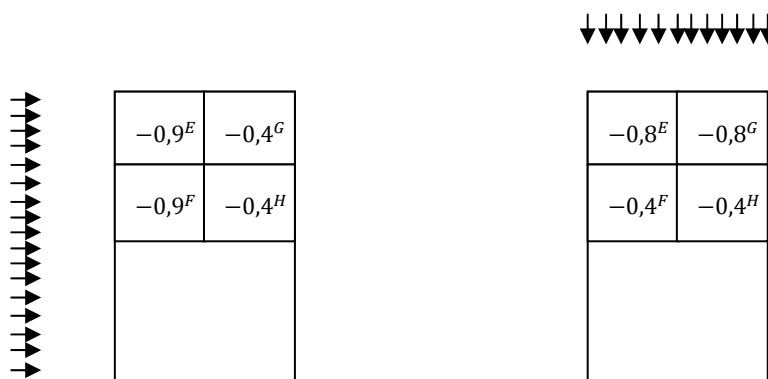
Os coeficientes de pressão exterior para a cobertura dependem da forma, direcção e sentido do vento, estes coeficientes são determinados conhecendo a inclinação das vertentes.

Neste caso $\frac{h}{b} = \frac{20}{50} = 0,4$ e $\beta = 5$ daqui resulta a tabela seguinte

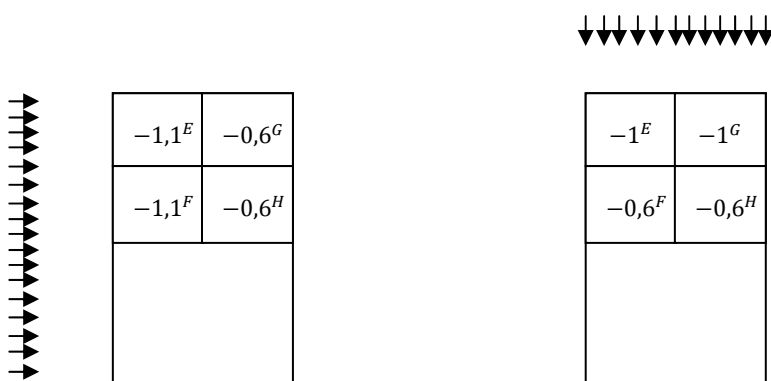
Vento transversal		Vento longitudinal	
E, F	G, H	E, G	F, H
-0,9	-0,4	-0,8	-0,4

Tabela 8.2 Factores de forma

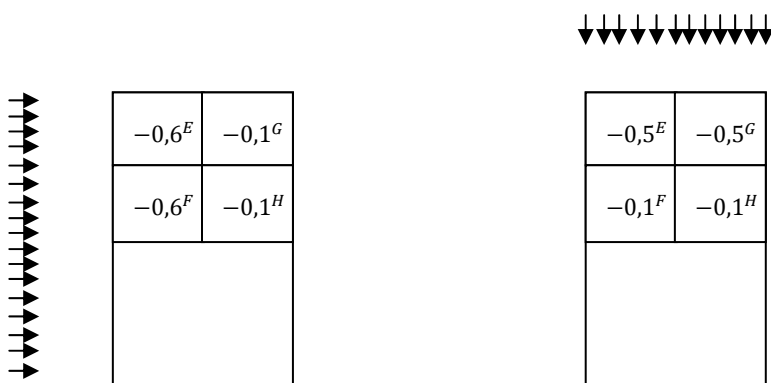
Com $\delta_{pi} = 0$



Com $\delta_{pi}=0,2$

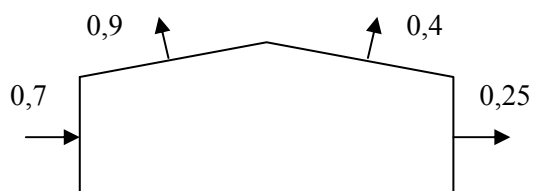


Com $\delta_{pi}=-0,3$

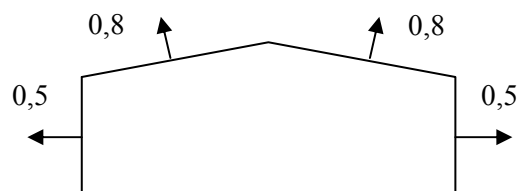


O esquema atrás representado pode ainda ser visto em corte.

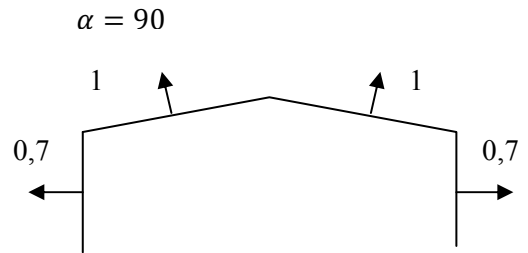
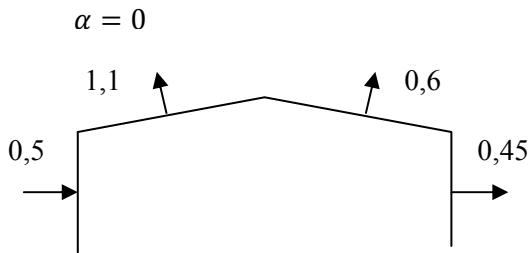
$\alpha = 0$



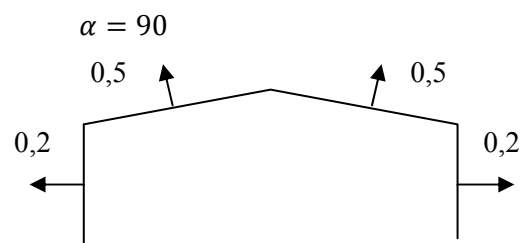
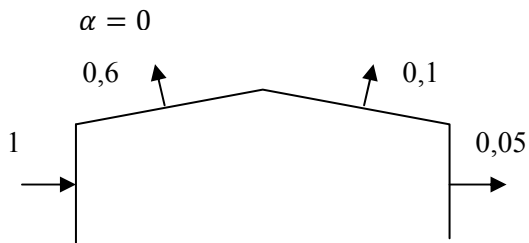
$\alpha = 90$



Com $\delta_{pi}=0,2$



Com $\delta_{pi}=-0,3$



Acção de sobrecarga

Cobertura ordinária : $S_k = 0,3 \text{ kN/m}^2$ (em plano horizontal)

Estados limitem Últimos

Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança, considerando uma relação linear entre as acções e os esforços, são obtidos considerando as regras correspondentes as combinações fundamentais.

Acção de base – Sobrecarga $S_d = 1,5$ $S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Qk} \text{ [KN/m]}$

Acção de base – Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ $S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [KN/m]}$

Acção de base – Vento Transversal $\delta_{pi} = -0,3$ $S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [KN/m]}$

Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$ $S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [KN/m]}$

Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$ $S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [KN/m]}$

Estados Limites de Utilização

Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança são obtidos de acordo com as seguintes regras.

Acção de base – Sobrecarga S_d	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Qk} [KN/m]$
Acção de base – Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [KN/m]$
Acção de base – Vento Transversal $\delta_{pi} = -0,3$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [KN/m]$
Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [KN/m]$
Acção de base – Vento Longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$	$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [KN/m]$

8.2 Combinações de Acções Para a Cobertura

Perante as acções quantificadas anteriormente e tendo em atenção o sentido do vento elabora-se o seguinte esquema, com a representação das acções.

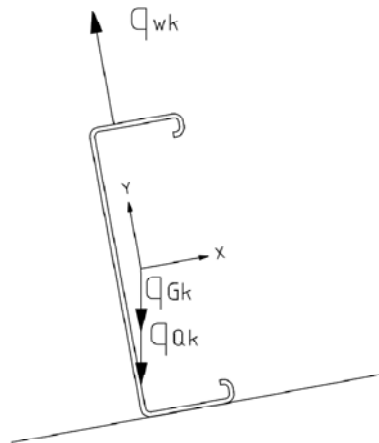


Figura 8.1 - Madre da cobertura

Combinação 01 – Acção de base sobrecarga

Sendo a acção de base a sobrecarga, a acção do vento sobre a cobertura favorável, o valor de combinação da acção do vento será nulo

$$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Qk} [kN/m], \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Qk} [kN/m], \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que,

S_{Gk} é o esforço resultante das acções permanentes.

S_{Qk} é o esforço resultante da sobrecarga.

Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

Qualquer que seja o coeficiente de pressão interna considerado para a acção do vento transversal, a acção do vento sobre a cobertura é de sucção embora com diferentes valores. Sendo assim:

i)- As acções permanentes têm um sentido favorável pois o vento e as acções permanentes actuam em sentidos opostos.

ii) - A sobrecarga tem um efeito favorável em relação à acção do vento e o valor de combinação será portanto nulo.

Assim, a lei de combinação de acções aplicável a qualquer dos valores do coeficiente de pressão interna será dada por:

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,5S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite último.}$$

$$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} \text{ [kN/m]}, \text{ Para o estado limite de utilização.}$$

em que

S_{Gk} é o esforço resultante das acções permanentes.

S_{Wk} é o esforço resultante da acção do vento transversal.

A expressão anterior será válida para qualquer das combinações seguintes:

Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

Combinação 03 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

Combinação 04 – Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

Combinação 05 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

8.3 Formulação das Combinações de Acções Para a Fachada Lateral.

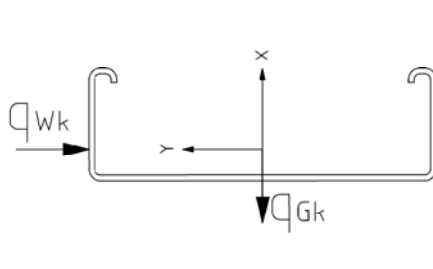


Figura 8.2 - Madre da fachada lateral

Neste caso como os esforços devidos ao vento e as cargas permanentes são ortogonais utilizou-se um coeficiente de majoração de 1,5.

Combinação 01 – Acção de base sobrecarga

$S_d = 1,5S_{Gk} [kN/m]$, Para o estado limite último.

$S_d = 1,0S_{Gk} [kN/m]$, Para o estado limite de utilização.

Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$S_d = 1,5S_{Gk} + 1,5S_{Wk} [kN/m]$, Para o estado limite último.

$S_d = 1,0S_{Gk} + 1,0S_{Wk} [kN/m]$, Para o estado limite de utilização.

E de igual modo para:

Combinação 03 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

Combinação 04 – Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

Combinação 05 – Acção de Base Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

8.3.1 Combinações de Acções Para os Pórticos

O processo será o mesmo descrito anteriormente tendo em atenção que teremos de separar as acções do telhado das da fachada lateral pois irão ter coeficientes diferentes.

8.4 Dimensionamento da Cobertura

A cobertura será construída essencialmente por dois elementos que são as madres e as chapas, as madres são elementos que têm como principal função servir de apoio as chapas de revestimento da cobertura. As cargas que actuam nas madres são o peso das chapas de revestimento, o peso próprio das madres bem como os elementos de fixação, os esforços que daqui resultam são transferidos para os pórticos.

8.4.1 Dimensionamento do Revestimento da Cobertura

A chapa utilizada será uma chapa de aço trapezoidal ALAÇO que são chapas próprias para revestimento e para coberturas, estas chapas não têm uma forma simétrica, e como consequência disso não vão suportar o mesmo tipo de cargas, estas chapas terão uma zona que será mais resistente, assim faz-se a distinção entre a posição **A** e a posição **B** abaixo ilustradas.



Figura 8.3 - Chapa de revestimento

Assim sabe-se que as chapas terão de suportar os esforços quer estes sejam de pressão ou sucção.

Em toda a cobertura o máximo coeficiente de forma é 1,1 e ocorre para a combinação de acções Combinação 02 – Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$ assim tendo em conta as distancias entre madres podemos efectuar os cálculos.

No telhado a solicitação máxima dá-se de acordo com a posição **B** logo não necessitaremos de efectuar os cálculos para a posição **A** visto que esta suporta um esforço superior a posição **B**.

Posição **B**

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

Em que o $\delta_{max} = 1,1$ é o máximo coeficiente de forma para a cobertura

Esta pressão terá de ser majorada ficando:

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K$$

Daqui resulta

$$P_{max} = 1,5 \times 1,1 \times 0,948 = 1,564 \text{ kN/m}^2 < 1,69 \text{ kN/m}^2$$

Chapa escolhida, PERFIL 4-241-45 espessura 0,8 mm, (8,14 kg/m²)

8.4.2 Dimensionamento das Madres da Cobertura

O dimensionamento das madres será efectuado para perfis C sem aplicação de tirantes a meio vão, assim o afastamento entre madres será efectuado tendo em conta o número de madres a aplicar e da largura das vertentes da cobertura

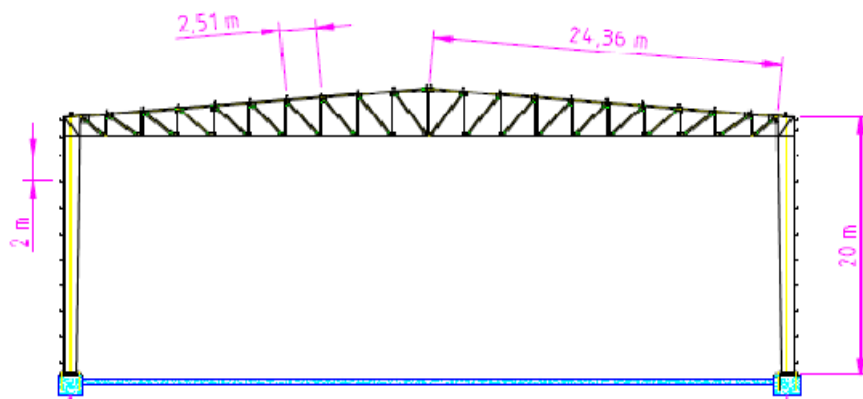


Figura 8.4 - Pórtico

Madre Perfil SADEF C+ 250x4 com as seguintes características

Massa /m	Força /m	W z	W y	I z	I y
Kg/m	kN/m	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
14,02	0,1374	27,900z	130,600	150,200	1607,000

Tabela 8.3 - Propriedades da madre

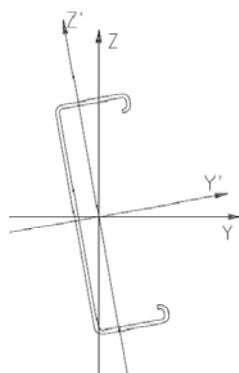


Figura 8.5 - Sistema de eixos adoptado

8.4.2.1 Valor característico das Acções

Sobrecarga

A sobrecarga em coberturas é de 0,3 kN/m² como se pode verificar no artigo 34 do capítulo V III mas como neste caso a cobertura tem uma inclinação de 5 graus a sobrecarga será:

$$Q_s = 0,3 \times \cos 5 = 0,299 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s^Z = Q_{sobrecarga} \times \cos(5) \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_s^Z = 0,299 \times \cos(5) \times 2,51 = 0,747 \text{ kN/m}$$

$$q_s^Y = Q_{sobrecarga} \times \sin(5) \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_s^Y = 0,295 \times \sin(5) \times 2,51 = 0,065 \text{ kN/m}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 1,1 \times 0,948 = 1,043 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_V^Z = 1,043 \times 2,51 = 2,617 \text{ kN/m}$$

Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = -0,6 \times 0,948 = 0,569 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_V^Z = 0,569 \times 2,51 = 1,428 \text{ kN/m}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = -1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_V^Z = 0,948 \times 2,51 = 2,379 \text{ kN/m}$$

Vento Longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = -0,5 \times 0,948 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_V^Z = 0,474 \times 2,51 = 1,190 \text{ kN/m}$$

Peso da chapa

$$q_{G\ Chapa}^Z = \frac{g \times peso \times d_{m,Cobertura} \times \cos (5)}{1000}$$

$$q_{G\ Chapa}^Z = \frac{9,8 \times 8,14 \times 2,51 \times \cos (5)}{1000} = 0,199 \text{ kN/m}$$

$$q_{G\ Chapa}^Y = \frac{g \times peso \times d_{m,Cobertura} \times \sin (5)}{1000}$$

$$q_{G\ Chapa}^Y = \frac{9,8 \times 8,14 \times 2,51 \times \sin(5)}{1000} = 0,017 \text{ kN/m}$$

Peso das madres

$$q_{Gmadre}^Z = \frac{g \times peso \times \cos(5)}{1000}$$

$$q_{Gmadre}^Z = \frac{9,8 \times 14,02 \times \cos(5)}{1000} = 0,137 \text{ kN/m}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{g \times peso \times \sin(5)}{1000}$$

$$q_{Gmadre}^Y = \frac{9,8 \times 14,02 \times \sin(5)}{1000} = 0,012 \text{ kN/m}$$

8.4.2.2 Combinação de Acções (Artigo 9 do RSA):

Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

$$S_{dy} = 1,5 \times q_{G\ Chapa}^Y + 1,5 \times q_{G\ madre}^Y + 1,5 \times q_s^Y$$

$$S_{dy} = 1,5 \times 0,017 + 1,5 \times 0,012 + 1,5 \times 0,065 = 0,142 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dy} = q_{Chapa}^Y + q_{Gmadre}^Y + q_s^Y$$

$$S'_{dy} = 0,017 + 0,012 + 0,065 = 0,095 \text{ kN/m}$$

$$S_{dz} = 1,5 \times q_{G\ Chapa}^Z + 1,5 \times q_{G\ madre}^Z + 1,5 \times q_s^Z$$

$$S_{dz} = 1,5 \times 0,199 + 1,5 \times 0,137 + 1,5 \times 0,747 = 1,625 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dz} = q_{G\ Chapa}^Z + q_{G\ madre}^Z + q_s^Z$$

$$S'_{dz} = 0,199 + 0,137 + 0,747 = 1,083 \text{ kN/m}$$

Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{Gmadre}^Y) - 1,5 \times q_V^Y$$

$$S_{dY} = (1 \times 0,017 + 1 \times 0,012) - 1,5 \times 0 = 0,029 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dY} = (1 \times q_{Chapa}^Y + 1 \times q_{Gmadre}^Y) - 1 \times q_V^Y$$

$$S'_{dY} = (1 \times 0,017 + 1 \times 0,012) - 1 \times 0 = 0,029 \text{ kN/m}$$

$$S_{dz} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1,5 \times q_V^Z$$

$$S_{dz} = 0,199 + 0,137 - 1,5 \times 2,617 = -3,589 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dz} = (1 \times q_{Chapa}^Z + 1 \times q_{Gmadre}^Z) - 1 \times q_V^Z$$

$$S'_{dz} = 0,199 + 0,137 - 2,617 = -2,281 \text{ kN/m}$$

8.4.2.3 Resistência das Madres

Utilizando uma montagem em viga contínua de pelo menos 4 tramos os valores máximos do momento flector máximo na madre é dado com boa aproximação por

$$M_{max} = \frac{qL^2}{10}$$

Combinação 01 Acção de base sobrecarga

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dy}L^2}{10} = \frac{0,142 \times 10^2}{10} = 1,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dz}L^2}{10} = \frac{1,625 \times 10^2}{10} = 16,25 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{1,42 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{16,25 \times 10^6}{130,6 \times 10^3} = 175,4 \text{ MPa}$$

Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dy}L^2}{10} = \frac{0,029 \times 10^2}{10} = 0,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dz}L^2}{10} = \frac{3,589 \times 10^2}{10} = 35,89 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{0,29 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{35,89 \times 10^6}{130,6 \times 10^3} = 285,365 \text{ MPa}$$

Para qualquer um destes casos não foi atingida a tensão de cedência da madre que é de 350 MPa.

Combinação de acções	Tensão máxima instalada na madre [MPa]
Combinação 01	175,400

Combinação 02	285,365
Combinação 03	148,679
Combinação 04	257,944
Combinação 05	121,344

Tabela 8.4 - Tensões instaladas

8.4.2.4 Verificação do Estado Limite de Utilização

Flecha máxima será dada por:

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

Combinação 01 Acção de base sobrecarga

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,083 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 8,357 \text{ mm}$$

Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{2,281 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 17,602 \text{ mm}$$

Combinação 03 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,092 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 10,920 \text{ mm}$$

Combinação 04 Acção de Base Vento longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{2,043 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 15,765 \text{ mm}$$

Combinação 05 Acção de Base Vento longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,149 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 8,867 \text{ mm}$$

Combinação de acções	Flecha máxima [mm]
Combinação 01	8,357
Combinação 02	17,602
Combinação 03	10,920

Combinação 04	15,765
Combinação 05	8,867

Tabela 8.5 - Flechas

Para que se cumpra o que está regulamentado a flecha máxima terá de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ mm}$ o que se verifica para qualquer um dos casos. No plano da cobertura mão é necessária a verificação porque a chapa impede que a madre se desloque nesse plano.

8.5 Dimensionamento da Fachada Lateral

8.5.1 Dimensionamento do Revestimento Para as Fachadas Laterais

O dimensionamento das chapas será obtido recorrendo a um catálogo em que nos são dadas as propriedades da chapa.

A chapa terá de suportar uma pressão que se obtêm da seguinte forma para a posição A e para a posição B que vai definir a capacidade da chapa suportar a pressão quer ele seja interior ou exterior (ver catalogo):

- Posição A

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

O δ_{max} é o máximo coeficiente de forma para as fachadas laterais.

Esta pressão terá de ser majorada ficando:

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K$$

Daqui resulta

$$P_{max} = 1,5 \times 1 \times 0,948 = 1,422 < 1,6 \text{ kN/m}^2$$

- Posição B

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

O δ_{max} é o máximo coeficiente de forma para as fachadas laterais.

Esta pressão terá de ser majorada ficando:

$$P_{max} = 1,5 \times \delta_{max} \times W_K$$

Daqui resulta

$$P_{max} = 1,5 \times 0,8 \times 0,948 = 1,14 \text{ kN/m}^2 < 1,36 \text{ kN/m}^2$$

Chapa escolhida, PERFIL 4-241-45 espessura 0,5 mm (5,09 kg/m²)

Dimensionamento das Madres da Fachada Lateral

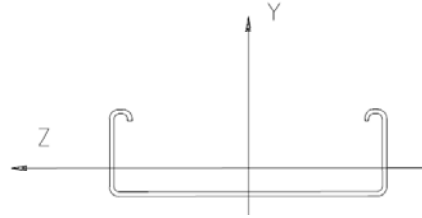


Figura 8.6 - Sistema de eixos adoptado

O dimensionamento das madres da fachada tal como o dimensionamento das madres da cobertura, será influenciado por vários parâmetros, que são o afastamento entre madres, as cargas do vento, peso das madres e o peso das chapas, também neste caso teremos de respeitar o estado limite último e o estado limite de utilização.

Sabendo que a distancia entre pórticos é de 10 metros vamos começar por considerar um perfil SADEF C+ 250x5 com as seguintes características

Massa /m	Peso/m	W z	W y	I z	I y
kg/m	kN/m	cm ³	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
14,02	0,1374	27,900	130,600	150,200	1607,000

Tabela 8.6 - Propriedades da madre

8.5.1.1 Acções

A análise do valor dos coeficientes de pressão para os diferentes rumos do vento permite concluir que a solicitação crítica para a acção do vento é a do vento transversal com $\delta_{pi} = -0,3$. Este será o valor utilizado para a definição das acções do vento, no dimensionamento das madres da fachada lateral.

Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$P_{max} = \delta_{max} \times W_K$$

$$P_{max} = 1 \times 0,948 = 0,948 \text{ kN/m}^2$$

$$q_V^Z = Q_V \times d_{m,Cobertura}$$

$$q_V^Z = 0,948 \times 2 = 1,896 \text{ kN/m}$$

Peso da chapa

$$q_{G\text{ Chapa}}^Y = \frac{g \times \text{peso} \times d_{m,fachada}}{1000}$$

$$q_{G\text{ Chapa}}^Y = \frac{9,8 \times 5,09 \times 2}{1000} = 0,0998 \text{ kN/m}$$

Peso das madres

$$q_{G\text{ madre}}^Y = \frac{g \times \text{peso}}{1000}$$

$$q_{G\text{ madre}}^Y = \frac{9,8 \times 17,63}{1000} = 0,173 \text{ kN/m}$$

8.5.1.2 Combinação de Acções (Artigo 9 do RSA):

Combinação 01 - Acção de base sobrecarga

$$S_{dy} = 1,5 \times q_{G\text{ Chapa}}^Y + 1,5 \times q_{G\text{ madre}}^Y$$

$$S_{dy} = 1,5 \times 0,0998 + 1,5 \times 0,135 = 0,352 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dy} = q_{G\text{ Chapa}}^Y + q_{G\text{ madre}}^Y$$

$$S'_{dy} = 0,0998 + 0,135 = 0,235 \text{ kN/m}$$

Combinação 03 - Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_{dY} = (1,5 \times q_{G\text{ Chapa}}^Y + 1,5 \times q_{G\text{ madre}}^Y) - 1,5 \times q_V^Y$$

$$S_{dY} = (1,5 \times 0,0998 + 1,5 \times 0,135) - 1,5 \times 0 = 0,352 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dY} = (1 \times q_{G\text{ Chapa}}^Y + 1 \times q_{G\text{ madre}}^Y) - 1 \times q_V^Y$$

$$S'_{dY} = (1 \times 0,0998 + 1 \times 0,135) - 1 \times 0 = 0,235 \text{ kN/m}$$

$$S_{dZ} = (1 \times q_{G\text{ Chapa}}^Z + 1 \times q_{G\text{ madre}}^Z) - 1,5 \times q_V^Z$$

$$S_{dZ} = 0 + 0 - 1,5 \times 1,896 = -2,844 \text{ kN/m}$$

$$S'_{dZ} = (1 \times q_{G\text{ Chapa}}^Z + 1 \times q_{G\text{ madre}}^Z) - 1 \times q_V^Z$$

$$S'_{dZ} = 0 + 0 - 1,896 = -1,896 \text{ kN/m}$$

8.5.1.3 Resistência das Madres

Utilizando uma montagem em viga contínua de pelo menos 4 tramos os valores máximos do momento flector máximo na madre é dado com boa aproximação por

$$M_{max} = \frac{qL^2}{10}$$

Combinação 01 Acção de base sobrecarga

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dy}L^2}{10} = \frac{0,352 \times 10^2}{10} = 3,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = 0 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{3,52 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{0}{130,6 \times 10^3} = 126,16 \text{ MPa}$$

Combinação 03 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$M_{max}^Z = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dy}L^2}{10} = \frac{0,352 \times 10^2}{10} = 3,52 \text{ kN.m}$$

$$M_{max}^Y = \frac{qL^2}{10} = \frac{S_{dz}L^2}{10} = \frac{2,814 \times 10^2}{10} = 28,14 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{M_Z}{W_Z} + \frac{M_Y}{W_Y} = \frac{3,52 \times 10^6}{27,9 \times 10^3} + \frac{28,14 \times 10^6}{130,6 \times 10^3} = 341,63 \text{ MPa}$$

Para qualquer um destes casos não foi atingida a tensão de cedência da madre que é de 350 MPa.

Combinação de acções	Tensão máxima instalada na madre [MPa]
Combinação 01	126,16
Combinação 02	235,05
Combinação 03	341,63
Combinação 04	202,43
Combinação 05	169,81

Tabela - 8.7 Tensões

8.5.1.4 Verificação do Estado Limite de Utilização

Flecha máxima será dada por:

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI}$$

Combinação 01 Acção de base sobrecarga

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = 0$$

Combinação 02 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{0,948 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 7,32 \text{ mm}$$

Combinação 03 Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{1,896 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 14,63 \text{ mm}$$

Combinação 04 Acção de Base Vento longitudinal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{0,664 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 5,12 \text{ mm}$$

Combinação 05 Acção de Base Vento longitudinal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$Y_{max} = \frac{qL^4}{384EI} = \frac{S'_{dz}L^4}{384EI} = \frac{0,38 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1607 \times 10^4} = 2,93 \text{ mm}$$

Combinação de acções	Flecha máxima [mm]
Combinação 01	0
Combinação 02	7,32
Combinação 03	14,63
Combinação 04	5,12
Combinação 05	2,93

Tabela - 8.8 Flechas

Para que se cumpra o que está regulamentado a flecha máxima terá de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{10000}{200} = 50 \text{ mm}$ o que se verifica para qualquer um dos casos. No plano da fachada

lateral mão é necessária a verificação porque a chapa impede que a madre se desloque nesse plano.

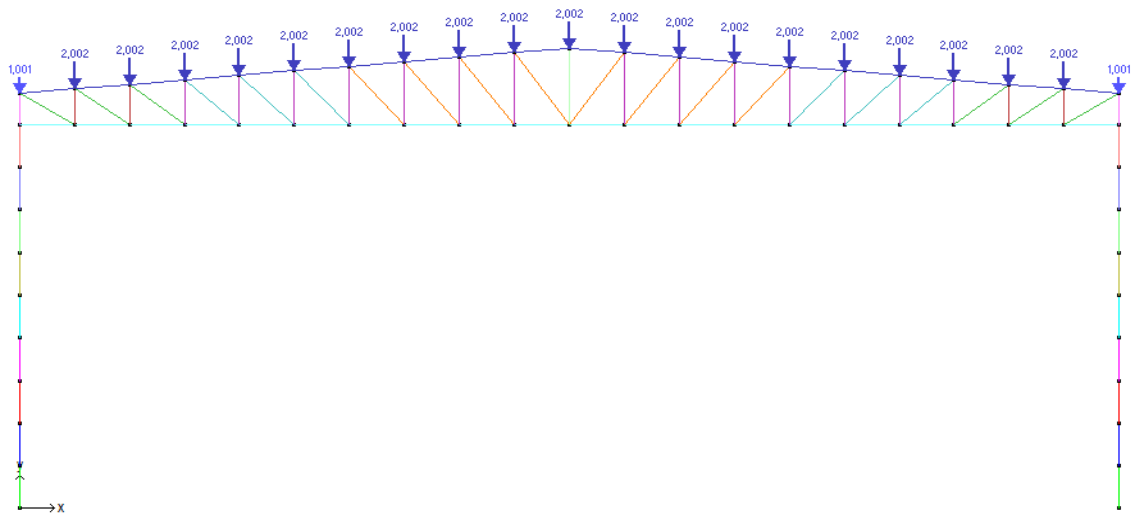
8.6 Pórtico Asna

8.6.1 Aplicação de Cargas

8.6.1.1.1 Cobertura

Peso da chapa

Figura 8.7 - Cargas aplicadas devido ao peso das chapas



Peso da madre

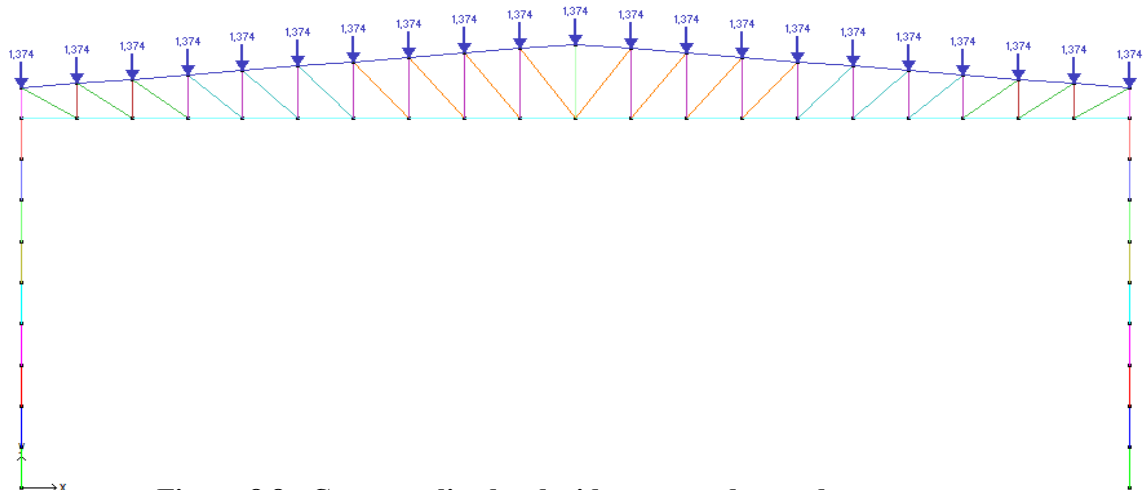


Figura 8.8 - Cargas aplicadas devido ao peso das madres

Sobrecarga

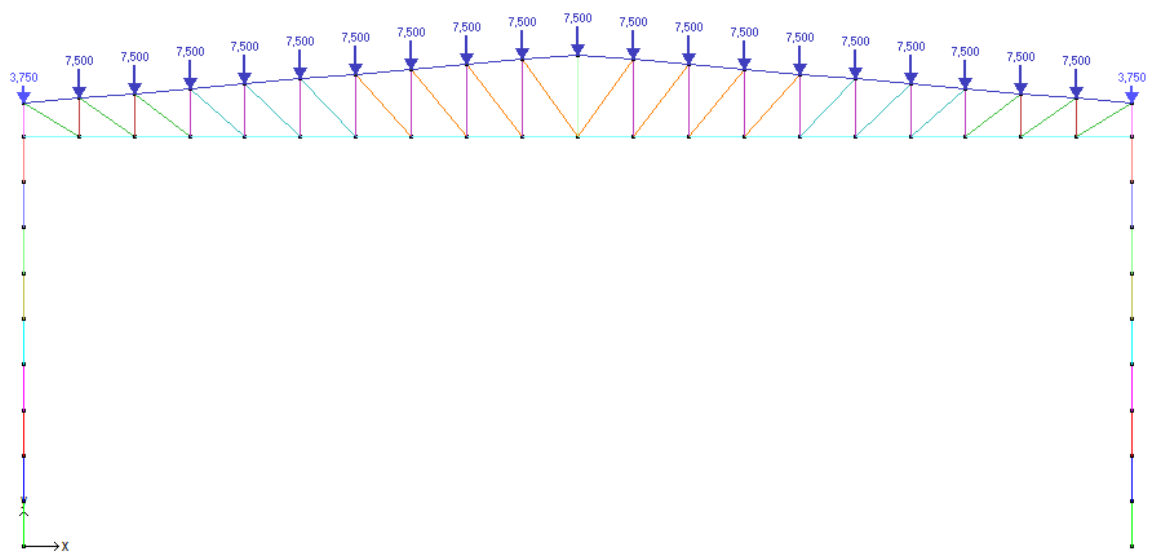


Figura 8.9 - Cargas aplicadas devido a sobrecarga

Vento transversal $\delta_{pi} = 0,2$

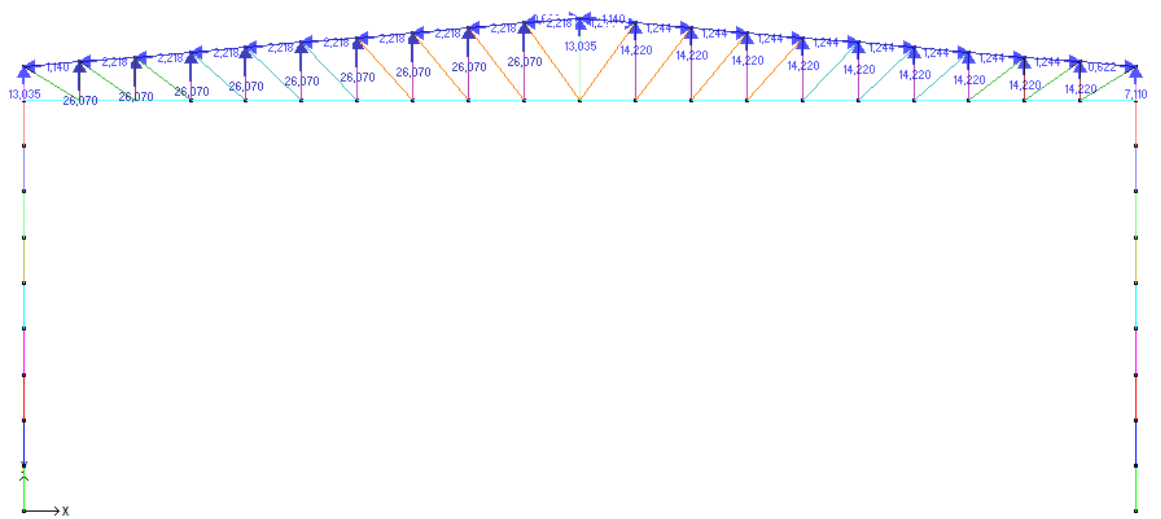


Figura 8.10 - Cargas aplicadas devido ao vento

Vento transversal $\delta_{pi} = -0,3$

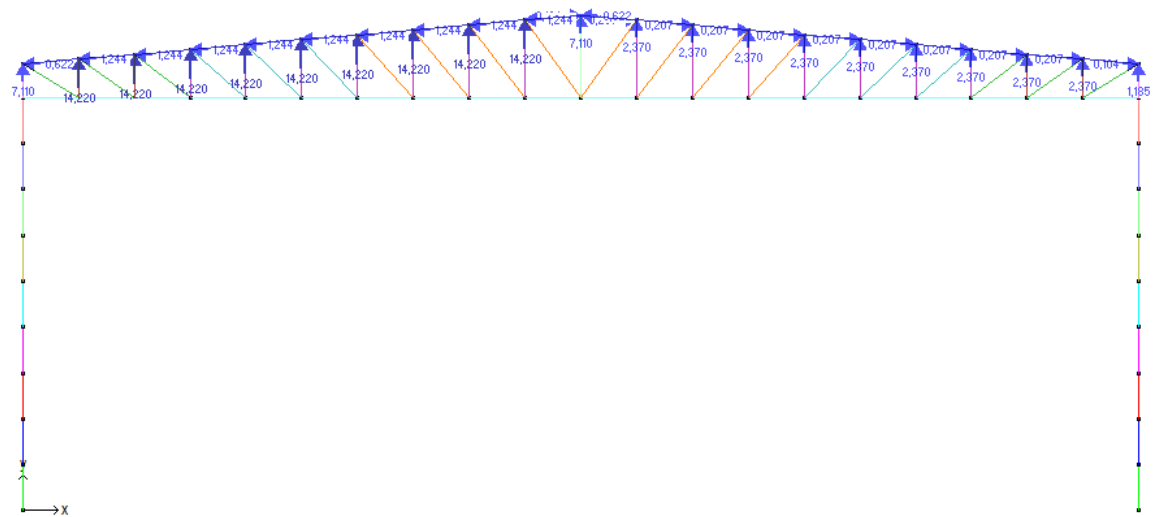


Figura 8.11 Cargas aplicadas devido ao vento

Vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

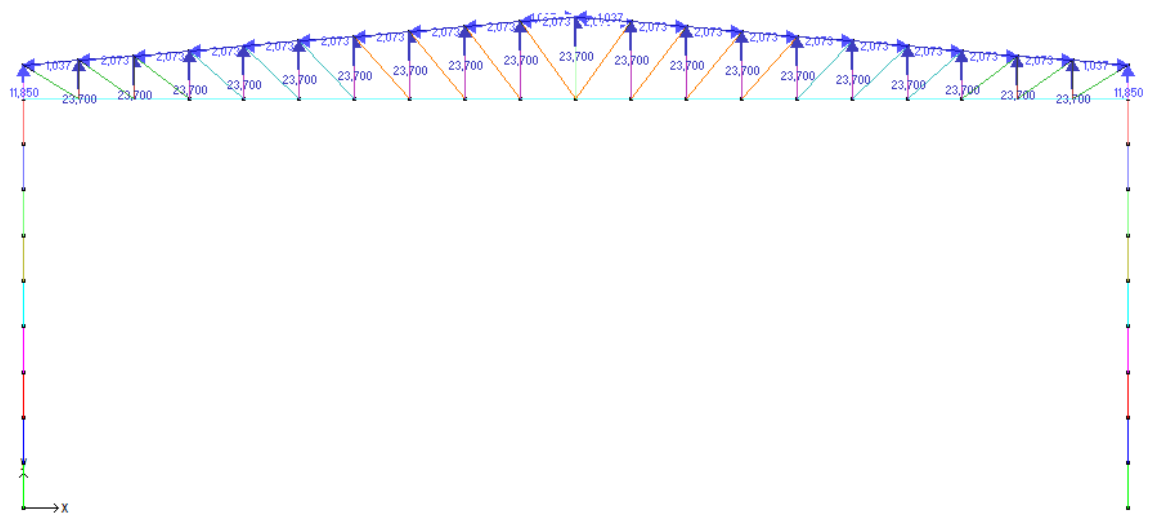


Figura 8.12 Cargas aplicadas devido ao vento

Vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

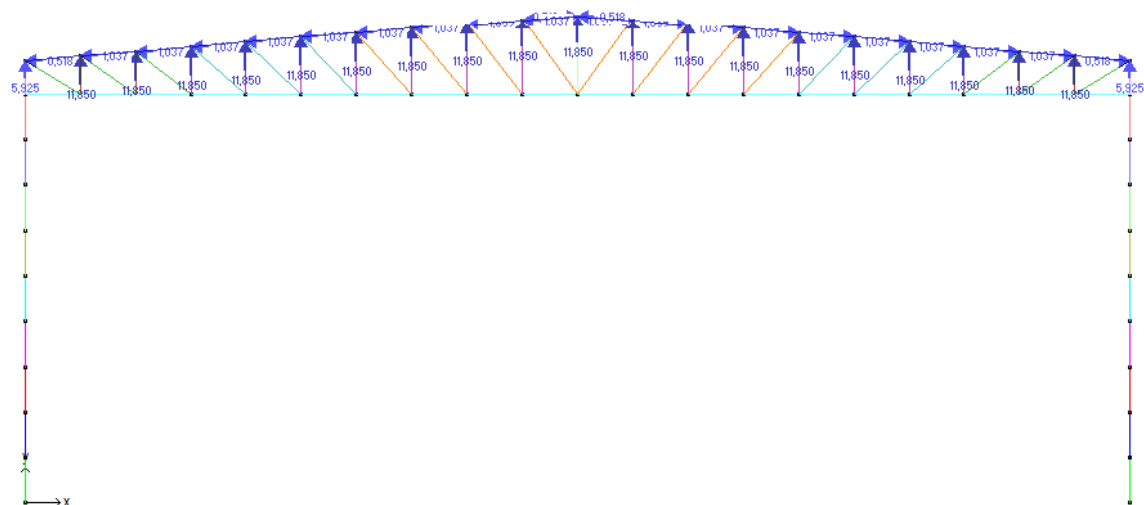


Figura 8.13 Cargas aplicadas devido ao vento

8.6.1.1.2 Fachada Lateral

Peso da chapa

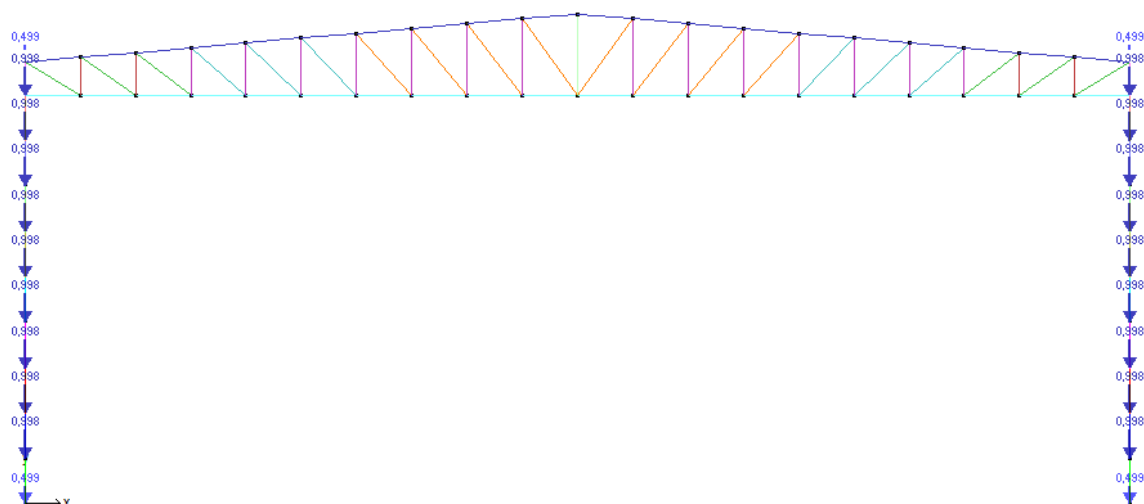


Figura 8.14 Cargas aplicadas devido ao peso das chapas

Peso da madre

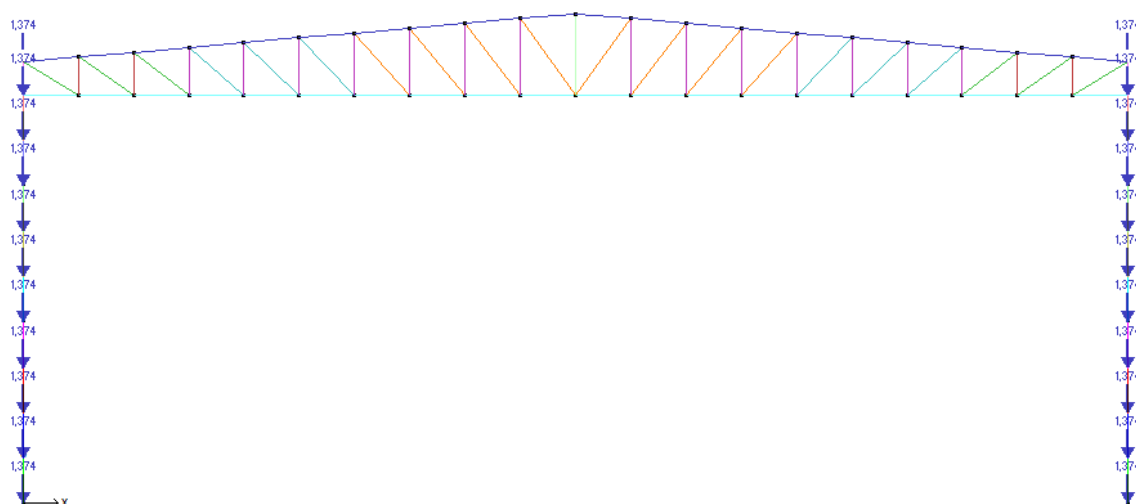


Figura 8.15 Cargas aplicadas devido ao peso das madres

Vento transversal $\delta_{pi} = 0,2$

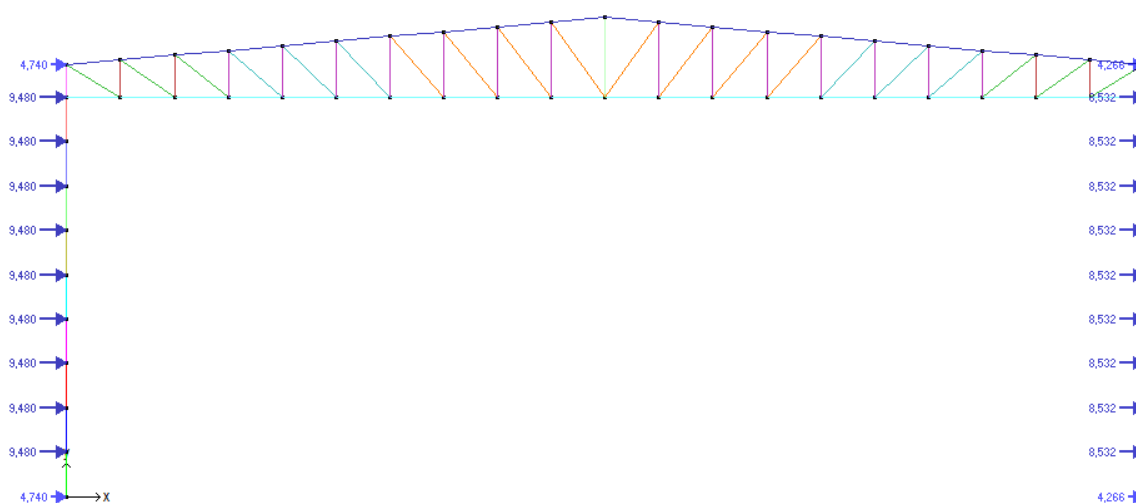


Figura 8.16 Cargas aplicadas devido ao vento

Vento transversal $\delta_{pi} = -0,3$

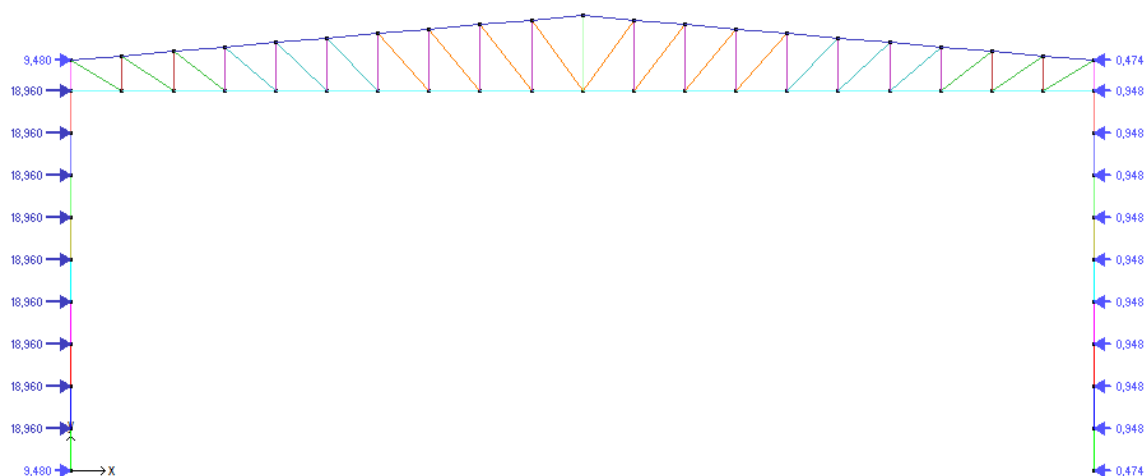


Figura 8.17 Cargas aplicadas devido ao vento

Vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

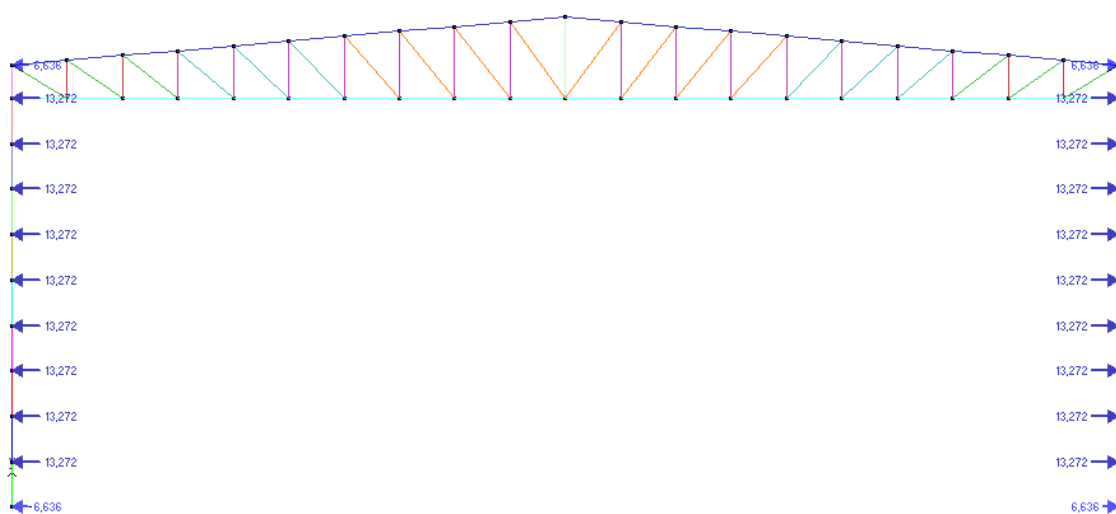


Figura 8.18 Cargas aplicadas devido ao vento

Vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

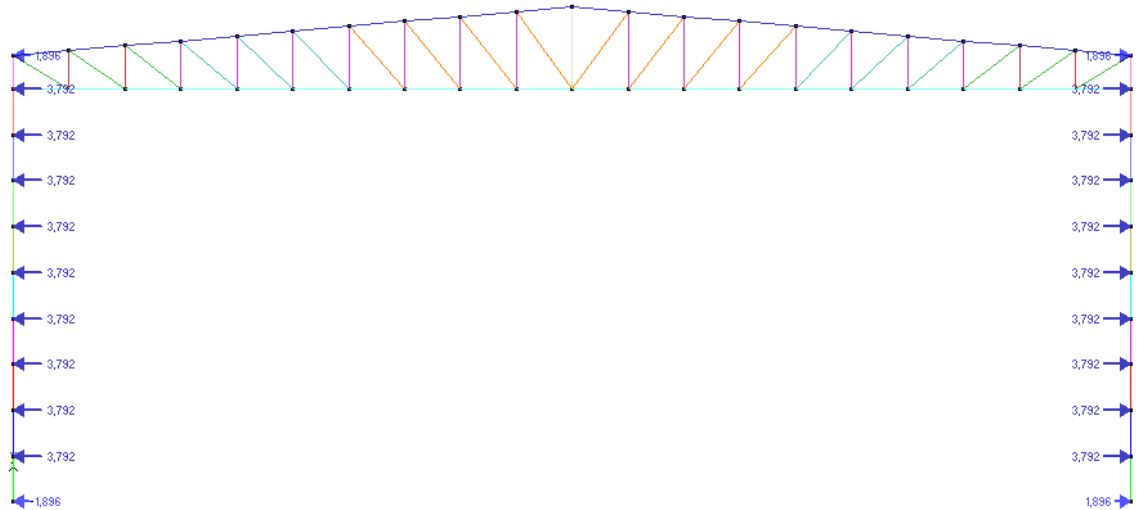


Figura 8.19 Cargas aplicadas devido ao vento

Após termos aplicado estas cargas ao pórtico resta-nos combina-las de modo a obtermos as cinco combinações de acções, para proceder mos ao estudo do pórtico.

8.6.2 Combinação de Acções (Artigo 9 do RSA):

8.6.2.1 Combinação 01

Acção de base sobrecarga

$$S = 1,5 \times q_{G.Chapa} + 1,5 \times q_{G.madre} + 1,5 \times q_s$$

$$S' = q_{G.Chapa} + q_{G.madre} + q_s$$

8.6.2.2 Combinação 02

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_v$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_v$$

8.6.2.3 Combinação 03

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_v$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_V$$

8.6.2.4 Combinação 04

Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_V$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_V$$

8.6.2.5 Combinação 05

Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

$$S_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1,5 \times q_V$$

$$S'_d = (1 \times q_{G.Chapa} + 1 \times q_{G.madre}) - 1 \times q_V$$

Após esta combinação de acções com os respectivos coeficientes de majoração podemos facilmente obter os esforços no pórtico.

8.6.3 Aplicação das Cargas das Combinações de Acções

8.6.3.1 Combinação 01

Acção de base sobrecarga

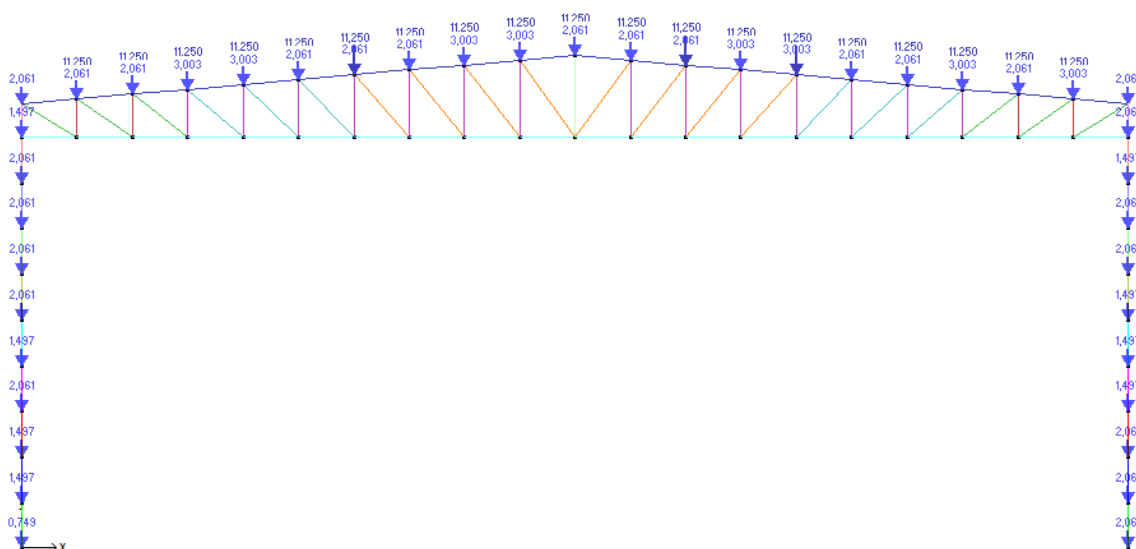


Figura 8.20 - Combinação 01

8.6.3.2 Combinação 02

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = 0,2$

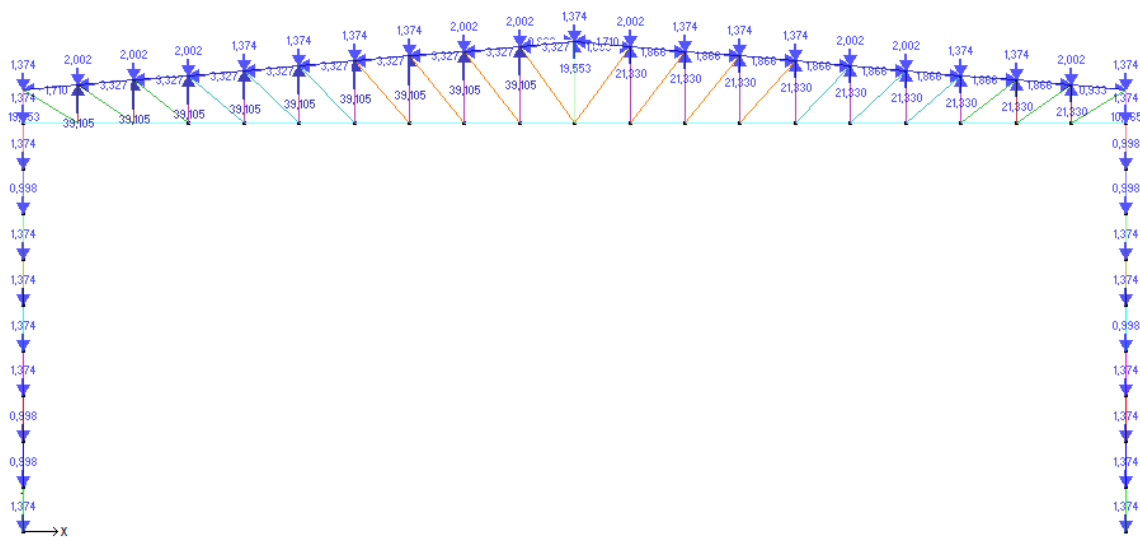


Figura 8.21 – Combinação 02

8.6.3.3 Combinação 03

Acção de Base Vento Transversal com $\delta_{pi} = -0,3$

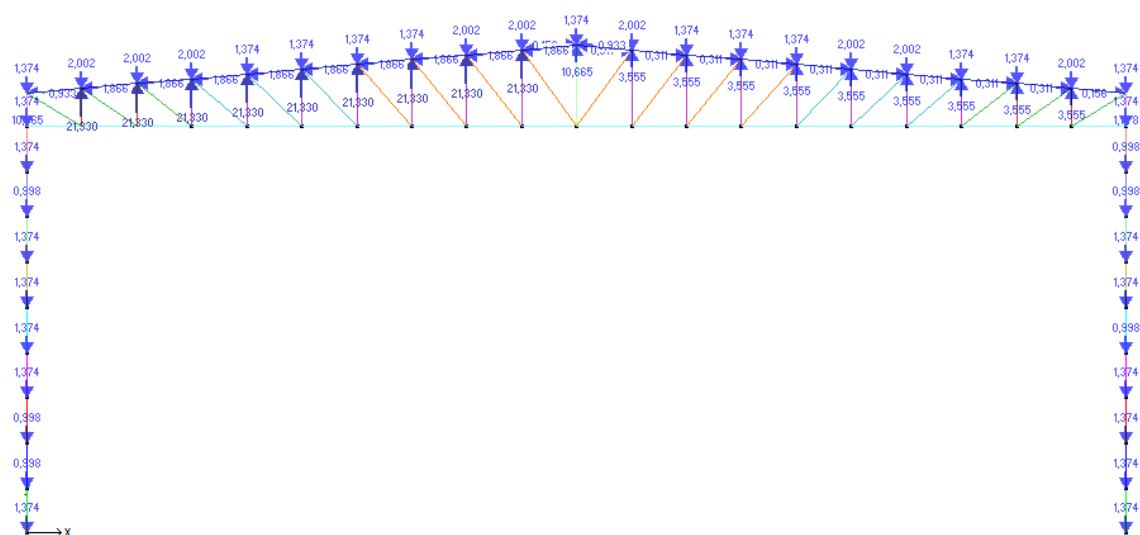


Figura 8.22 - Combinação 03

8.6.3.4 Combinação 04

Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = 0,2$

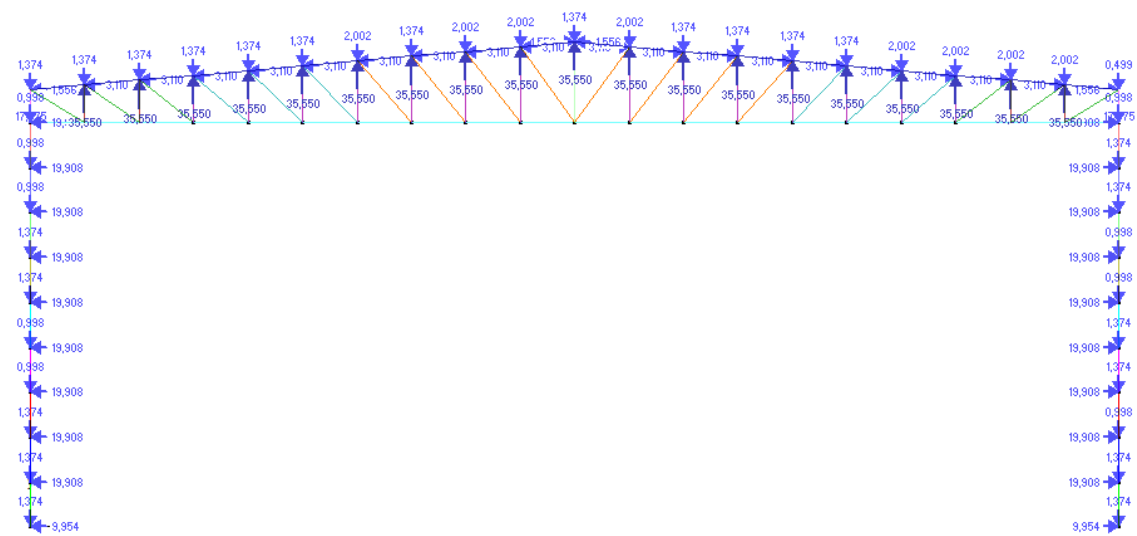


Figura 8.23 - Combinação 04

8.6.3.5 Combinação 05

Acção de base vento longitudinal $\delta_{pi} = -0,3$

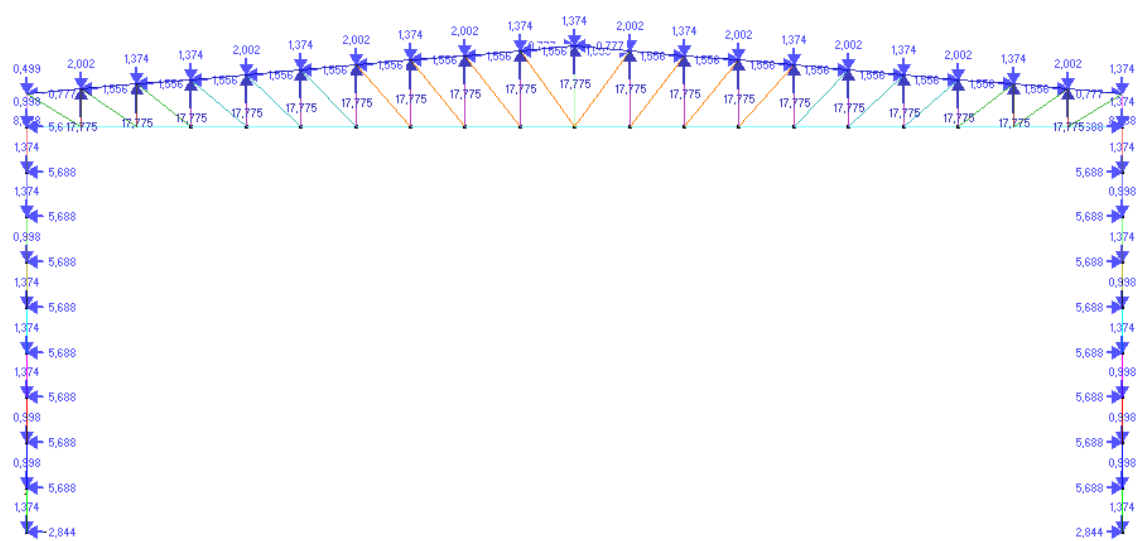


Figura 8.24 - Combinação 05

Estamos em condições de calcular os esforços no pórtico para cada uma das combinações de acções.

Os banzos serão construídos em duplas cantoneiras, o banzo superior será em L 120 120 10, o banzo inferior ser em L 120 120 12, as barras na diagonal terão três tipos de perfis, as três barras mais próximas dos pilares serão em L150 150 15, as três diagonais seguintes serão em L 120 120 15 e as restantes serão em L 120 120 12, o mesmo acontece com os montantes, as duas barras mais próximas dos pilares são L 90 90 12, e as restantes são em L 90 90 10, a barra vertical que se encontra na ligação das duas vigas será em L 100 100 12, devemos ter em atenção que no modelo utilizado para simular a viga se considerou que esta era articulada. Os travamentos no plano da viga para os banzos serão feitos pelos montantes, já o travamento no plano perpendicular a viga será feito pelas madres no banzo superior e por tirantes no banzo inferior que estarão separados de 5 em 5 metros

$$\text{Material: S235.} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\text{Coeficiente parcial de segurança} \quad \gamma_{M1} = 1,1$$

$$\text{Secções da Classe 3} \quad \beta_A = 1$$

$$\text{Esbelteza de Euler } \lambda_1 = \pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,91$$

8.6.3.6 Verificação do Banzo Inferior.

Da análise do diagrama de esforços para as diferentes combinações de acções verificou-se que o esforço máximo para o banzo inferior para a Combinação 01 que será de 635,7 kN à compressão, e para a Combinação 04 que será de 957,0 kN à tracção. Para garantir a segurança teremos de verificar a resistência do banzo à encurvadura e à tracção.

Cantoneira LNP 120 120 12							
A[mm²]	I_x/I_y[mm⁴]	C_x/C_y[mm]	i_x/i_y[mm]	I_u[mm⁴]	I_v[mm⁴]	i_u[mm]	i_v[mm]
2750	3680000	34	36,5	5840000	1520000	46	23,5

Tabela 8.9 Propriedades da cantoneira

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 12

$$A^* = 2 \times A = 2 \times 2750 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$d = C_x + \frac{t}{2} = 34 + \frac{15}{2} = 41,5 \text{ mm}$$

Em que t é a espessura da chapa gusset

$$I_x^* = 2 \times [I_x + A \times d^2] = 2 \times [3680000 + 2750 \times 0^2] = 7360000$$

$$I_y^* = 2 \times [I_y + A \times d^2] = 2 \times [3680000 + 2750 \times 41,5^2] = 16832375$$

$$i_x^* = \sqrt{\frac{I_x^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{7360000}{5500}} = 36,58 \text{ mm}$$

$$i_y^* = \sqrt{\frac{I_y^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{16832375}{5500}} = 55,32$$

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 12				
$A^* [\text{mm}^2]$	$I_x^* [\text{mm}^4]$	$I_y^* [\text{mm}^4]$	$i_x^* [\text{mm}]$	$i_y^* [\text{mm}]$
5500	7360000	16832375	36,58	55,32

Tabela 8.10 - Propriedades do perfil composto

Resistência à Tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$957,082 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{5500 \times 235}{1,1} = 1175 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo x

$$N_{sd} = 635,763 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,5 = 2,5 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{2500}{36,58} = 68,341$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{68,341}{93,91} = 0,728$$

$$\begin{aligned} \phi_x &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_x^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_x - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,728^2 + \alpha \times (0,728 - 0,2) + 1) = 0,894 \end{aligned}$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi_x + \sqrt{\phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{0,894 + \sqrt{0,894^2 - 0,728^2}} = 0,707$$

$$N_{b.x.Rd} = \chi_x \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,707 \times 1 \times \frac{5500 \times 235}{1,1} = 831,277 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo y

$$N_{sd} = 635,763 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 5 = 5 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{5000}{55,321} = 90,381$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{90,381}{93,91} = 0,962$$

$$\begin{aligned} \phi_y &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,962^2 + \alpha \times (0,962 - 0,2) + 1) = 1,150 \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,150 + \sqrt{1,150^2 - 0,962^2}} = 0,562$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_y \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,562 \times 1 \times \frac{5500 \times 235}{1,1} = 660,407 \text{ kN}$$

N_{sd} [kN] Tracção	N_{plas,Rd} [kN]	N_{sd} [kN] Compressão	N_{b,x,Rd} [kN]	N_{b,y,Rd} [kN]
957,082	1175	635,763	831,277	660,407

Tabela 8.11 Esforços aplicados e resistentes

8.6.3.7 Verificação do Banzo Superior.

Recorrendo ao software de calculo posso verificar que as maiores solicitações a que este banzo vai estar sujeito será para a Combinação 01 528,48 kN a compressão e para a combinação 04 725, 236 kN a tracção. Para garantir a segurança teremos de verificar a resistência do banzo a encurvadura e a tracção.

Cantoneira LNP 120 120 10							
A [mm²]	I_x/I_y [mm⁴]	C_x/C_y [mm]	i_x/i_y [mm]	I_u [mm⁴]	I_v [mm⁴]	i_u [mm]	i_v [mm]
2320	3130000	33,1	36,7	4970000	1290000	46,3	23,6

Tabela 8.12 Propriedades da cantoneira

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 10

$$A^* = 2 \times A = 2 \times 2320 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$d = C_x + \frac{tX}{2} = 33,1 + \frac{15}{2} = 40,6 \text{ mm}$$

Em que t e a espessura da chapa gusset

$$I_x^* = 2 \times [I_x + A \times d^2] = 2 \times [3130000 + 2320 \times 0^2] = 6260000$$

$$I_y^* = 2 \times [I_y + A \times d^2] = 2 \times [3130000 + 2320 \times 40,6^2] = 13908390$$

$$i_x^* = \sqrt{\frac{I_x^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{6260000}{4640}} = 36,73 \text{ mm}$$

$$i_y^* = \sqrt{\frac{I_y^*}{A^*}} = \sqrt{\frac{13908390}{4640}} = 54,75 \text{ mm}$$

Dupla cantoneira 2LNP 120 120 10				
A* [mm ²]	I _x * [mm ⁴]	I _y * [mm ⁴]	i _x * [mm]	i _y * [mm]
4640	6260000	13908390	36,73	54,75

Tabela 8.13 - Propriedades do perfil composto

Resistência à Tracção

$$N_{sd} \leq N_{plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$725,236 \leq N_{plas.Rd} = \frac{4640 \times 235}{1,1} = 991,273 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo x

$$N_{sd} = 528,48 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,5 = 2,5 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{2500}{36,73} = 68,063$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{\lambda_x}{\lambda_1} = \frac{68,063}{93,91} = 0,725$$

$$\phi_x = 0,5 \times (\bar{\lambda}_x^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_x - 0,2) + 1) \\ = 0,5 \times (0,725^2 + \alpha \times (0,725 - 0,2) + 1) = 0,891$$

$$\chi_x = \frac{1}{\phi_x + \sqrt{\phi_x^2 - \bar{\lambda}_x^2}} = \frac{1}{0,891 + \sqrt{0,891^2 - 0,725^2}} = 0,709$$

$$N_{b.x.Rd} = \chi_x \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,709 \times 1 \times \frac{4640 \times 235}{1,1} = 703,125 \text{ kN}$$

Encurvadura em Torno do Eixo y

$$N_{sd} = 528,48 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 5 = 5 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{5000}{36,7} = 91,325$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{91,325}{93,91} = 0,972$$

$$\phi_y = 0,5 \times (\bar{\lambda}_y^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + 1) \\ = 0,5 \times (0,972^2 + \alpha \times (0,972 - 0,2) + 1) = 1,162$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{1,162 + \sqrt{1,162^2 - 0,972^2}} = 0,556$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_y \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,556 \times 1 \times \frac{4640 \times 235}{1,1} = 551,232 \text{ kN}$$

N _{sd} [kN] Tracção	N _{plas.Rd} [kN]	N _{sd} [kN] Compressão	N _{b.x.Rd} [kN]	N _{b.y.Rd} [kN]
725,236	991,273	528,48	703,125	551,232

Tabela 8.14 - Esforços aplicados e resistentes

8.6.3.8 Dimensionamento das Diagonais

Ao observar os diagramas de esforços normais verificou-se que as três barras mais próximas do pilar estão sujeitas a esforços muito superior as restantes, perante isto optou-se por utilizar um perfil maior para as três primeiras barras, e um menor para as restantes, estas barras são as barras 12 a 16 e a 20, a barra 20 será das três a mais comprida, e será para este comprimento que se ira efectuar o cálculo a encurvadura, a solicitação máxima de tracção que

ocorrera nestas barras será de 579,485 kN, e será para a combinação 01 já a máxima solicitação de compressão ocorre para a combinação 02 e tem o valor de 535,88 kN.

O perfil seleccionado para estas três barras foi um L 150 150 15

Cantoneira LNP 150 150 15				
A [mm²]	I_u [mm⁴]	I_v [mm⁴]	i_u [mm]	i_v [mm]
4300	14260000	3700000	57,6	29,3

Tabela 8.15 - Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$579,483 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{4300 \times 235}{1,1} = 918,64 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo mais fraco.

$$N_{sd} = 535,88 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,163 = 3,163 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{3,163}{29,3} = 54,913$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{54,913}{93,91} = 0,585$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (0,585^2 + \alpha \times (0,585 - 0,2) + 1) = 0,765 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{0,765 + \sqrt{0,765^2 - 0,585^2}} = 0,794$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,794 \times 1 \times \frac{4300 \times 235}{1,1} = 729,766 \text{ kN}$$

As seguintes três barras são as barras 24 a 28 e a 32, a solicitação máxima de tracção que ocorrerá nestas barras será de 163,9 kN, e será para a combinação de acções 01 já a máxima solicitação de compressão ocorre para a combinação 04 e tem o valor de 221,4 kN.

O perfil seleccionado para estas três barras foi um L 120 120 15

Cantoneira LNP 120 120 15				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
3390	7050000	1850000	45,6	23,3

Tabela 8.16 - Propriedades da cantoneira

Barra 24.

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$163,948 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{3390 \times 235}{1,1} = 724,23 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo fraco.

$$N_{sd} = 221,408 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,301 = 3,301 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = 141,674$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = 1,509$$

$$\begin{aligned} \phi_v &= 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) \\ &= 0,5 \times (1,509^2 + \alpha \times (1,509 - 0,2) + 1) = 1,958 \end{aligned}$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{1,958 + \sqrt{1,958^2 - 1,509^2}} = 0,312$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 225,796 \text{ kN}$$

Barra 28.

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$114,41 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{3390 \times 235}{1,1} = 724,23 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo fraco.

$$N_{sd} = 153,287 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,448 = 3,448 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = 147,991$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = 1,576$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 2,079$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,291$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 210,877 \text{ kN}$$

Barra 32.

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$73,875 \leq N_{Plas,Rd} = \frac{3390 \times 235}{1,1} = 724,23 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo mais fraco.

$$N_{sd} = 97,775 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,602 = 3,602 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = 154,592$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = 1,646$$

$$\text{Curva c} \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 2,209$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,272$$

$$N_{b,y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 196,668 \text{ kN}$$

Cálculo para as restantes barras diagonais.

De todas estas barras sabe-se que qualquer que seja a combinação de acções nunca se ultrapassa os 100 kN seja a tracção ou a compressão, logo ao efectuar o cálculo para a barra mais comprida vamos garantir a segurança de todas outras.

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 120 120 12

Cantoneira LNP 120 120 12				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2750	5840000	1520000	46	23,5

Tabela 8.17 Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$100 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{2750 \times 235}{1,1} = 587,5 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo mais fraco.

$$N_{sd} = 100 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 4275 = 4275 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{4275}{23,5} = 181,957$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{181,975}{93,91} = 1,938$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 2,803$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = \frac{1}{2,803 + \sqrt{2,803^2 - 1,938^2}} = 0,207$$

$$N_{b,y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 0,207 \times 1 \times \frac{2750 \times 235}{1,1} = 121,692 \text{ kN}$$

8.6.3.9 Dimensionamento dos Montantes

Ao observar os diagramas de esforços normais verificou-se que as duas barras mais próximas do pilar estão sujeitas a esforços muito superior as restantes, perante isto optou-se por utilizar um perfil maior para as duas primeiras barras, e um menor para as restantes, estas barras correspondem aos números 14 e 18.

Na barra 14 a máxima solicitação de compressão dá-se para a combinação 01 e tem o valor de 217,6 kN, já o maior esforço de tracção dá-se para a combinação 04 e tem o valor de 299,9kN.

Cantoneira LNP 90 90 12				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2030	2340000	627000	34	17,4

Tabela 8.18 Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$217,591 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{2030 \times 235}{1,1} = 433,682 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo mais fraco.

$$N_{sd} = 299,891 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 1,719 = 1,719 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{1719}{17,4} = 98,793$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{98,793}{93,91} = 1,052$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 1,262$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,510$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 221,348 \text{ kN}$$

Na barra 18 a máxima solicitação de compressão dá-se para a combinação 01 e tem o valor de 173,694 kN, já o maior esforço de tracção dá-se para a combinação 04 e tem o valor de 240,493 kN.

O perfil seleccionado para estas três barras foi um L 90 90 12.

Cantoneira LNP 90 90 12				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2030	2340000	627000	34	17,4

Tabela 8.19 - Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$240,493 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{2030 \times 235}{1,1} = 433,682 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo fraco.

$$N_{sd} = 173,694 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 1,937 = 1,937 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{1937}{17,4} = 111,322$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{111,322}{93,91} = 1,185$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 1,444$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,441$$

$$N_{b,y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 191,171 \text{ kN}$$

Calculo para as restantes barras verticais.

Para a barra 22 a máxima compressão será de 136,445 e a máxima tracção será de 166,04

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 90 90 10

Cantoneira LNP 90 90 10				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
1710	2010000	526000	34,3	17,5

Tabela 8.20 - Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$166,04 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{1710 \times 235}{1,1} = 365,318 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo fraco.

$$N_{sd} = 136,445 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,156 = 2,156 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2156}{17,5} = 123,20$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{123,20}{93,91} = 1,312$$

$$\text{Curva c} \rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 1,633$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,384$$

$$N_{b,y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 140,228 \text{ kN}$$

Para a barra 26 a máxima compressão será de 104,612 e a máxima tracção será de 146,246

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 90 90 10

Cantoneira LNP 90 90 10				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
1710	2010000	526000	34,3	17,5

Tabela 8.21 - Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$104,612 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{1710 \times 235}{1,1} = 365,318 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo mais fraco.

$$N_{sd} = 146,246 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,375 = 2,375 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2375}{17,5} = 135,714$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{135,714}{93,91} = 1,445$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 1,849$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,333$$

$$N_{b,y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 121,650 \text{ kN}$$

Para a barra 30 a máxima compressão será de 76,285 kN para a combinação 01 e a máxima tracção será de 107,249 kN para a combinação 04.

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 90 90 10

Cantoneira LNP 90 90 10				
A [mm²]	I_u [mm⁴]	I_v [mm⁴]	i_u [mm]	i_v [mm]
1710	2010000	526000	34,3	17,5

Tabela 8.22 - Propriedades da cantoneira

Segurança à tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$107,249 \leq N_{Plas.Rd} = \frac{1710 \times 235}{1,1} = 365,318 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo fraco.

$$N_{sd} = 76,285 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 2,594 = 2,594 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{2,594}{17,5} = 148,229$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{148,229}{93,91} = 1,578$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 2,083$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,29$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 106,102 \text{ kN}$$

Para a barra 46 a máxima compressão será de 49,67 para a combinação 02 e a máxima tracção será de 14,761 para a combinação 01.

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 90 90 10

Cantoneira LNP 90 90 10				
A [mm²]	I_u [mm⁴]	I_v [mm⁴]	i_u [mm]	i_v [mm]
1710	2010000	526000	34,3	17,5

Tabela 8.23 - Propriedades da cantoneira

Segurança à tracção

$$N_{sd} \leq N_{Plas,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$14,761 \leq N_{Plas,Rd} = \frac{1710 \times 235}{1,1} = 365,318 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo mais fraco.

$$N_{sd} = 49,67 \text{ kN}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,469 = 3,469 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{3,469}{17,5} = 198,229$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{198,229}{93,91} = 2,111$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 3,196$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,179$$

$$N_{b,y,Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 65,289 \text{ kN}$$

Garantida a segurança para estas barras também se garante a segurança para as restantes.

Para a barra 50 que tem a particularidade de estar na ligação das duas partes da viga temos a máxima compressão que será de 49,67 kN para a combinação 02 e a máxima tracção será de 14,761 kN para a combinação 01.

O perfil seleccionado para estas barras foi um L 100 100 12

Cantoneira LNP 100 100 12				
A [mm ²]	I _u [mm ⁴]	I _v [mm ⁴]	i _u [mm]	i _v [mm]
2270	3280000	858000	38	19,4

Tabela 8.24 - Propriedades da cantoneira

Segurança a tracção

$$N_{sd} \leq N_{plas,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$14,761 \leq N_{plas,Rd} = \frac{2270 \times 235}{1,1} = 484,955 \text{ kN}$$

Encurvadura em torno do eixo v que é o eixo fraco.

$$N_{sd} = 49,67 \text{ N}$$

$$l_e = \mu \times L = 1 \times 3,687 = 3,687 \text{ m}$$

$$\lambda_v = \frac{l_e}{i_v} = \frac{3,687}{17,5} = 190,052$$

$$\bar{\lambda}_v = \frac{\lambda_v}{\lambda_1} = \frac{190,052}{93,91} = 2,024$$

$$\phi_v = 0,5 \times (\bar{\lambda}_v^2 + \alpha \times (\bar{\lambda}_v - 0,2) + 1) = 2,994$$

$$\chi_v = \frac{1}{\phi_v + \sqrt{\phi_v^2 - \bar{\lambda}_v^2}} = 0,192$$

$$N_{b.y.Rd} = \chi_v \times \beta_A \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = 93,231 \text{ kN}$$

8.6.4 Verificação do Estado Limite Último de Serviço Para o Pórtico.

A máxima flecha vertical tem de ser inferior a $\frac{L}{200} = \frac{50}{25} = 0,25m$

A máxima flecha horizontal tem de ser inferior a $\frac{h}{500} = \frac{20}{500} = 0,04 \text{ m}$

Combinação	Flecha vertical [cm]	Flecha horizontal [cm]
Combinação 01	6,444	0,811
Combinação 02	6,173	3,694
Combinação 03	3,395	3,483
Combinação 04	7,191	0,525
Combinação 05	2,189	0,169

Tabela 8.25 Flechas

9 Dimensionamento das Ligações

Soldadas e Aparafusadas

9.1 Dimensionamento das Ligações

9.1.1 Ligações do Contraventamento

Nos contraventamentos sejam os transversais da cobertura ou os verticais da fachada lateral as acções exteriores actuam sobre os nós, e assim, os diferentes elementos são sujeitos a esforços axiais de tracção ou de compressão. A execução das ligações entre elementos dos contraventamentos, que são os banzos as diagonais e montantes foi feita na maioria dos casos através de chapas goussets. Neste tipo de ligações é necessário ter em atenção os seguintes pontos,

- A geometria do nó deve ser tal que o eixo da furação das diferentes barras deve convergir num único ponto, ponto esse que corresponde ao nó da estrutura ideal.
- A chapa de ligação deve ser tão reduzida quanto possível, de modo a assegurar uma flexibilidade do nó que se aproxima dos pressupostos teóricos no cálculo dos esforços nas barras.

- Os eixos baricentros das diferentes barras de um mesmo nó devem estar todos no mesmo plano, e deve coincidir com o plano de simetria da ansa.

9.1.2 Contraventamento Transversal da Cobertura.

Na figura seguinte está representado metade do contraventamento transversal da cobertura, pois esta é simétrica, indicando-se os elementos que o constituem, e os vários pontos de ligação que serão posteriormente dimensionados.

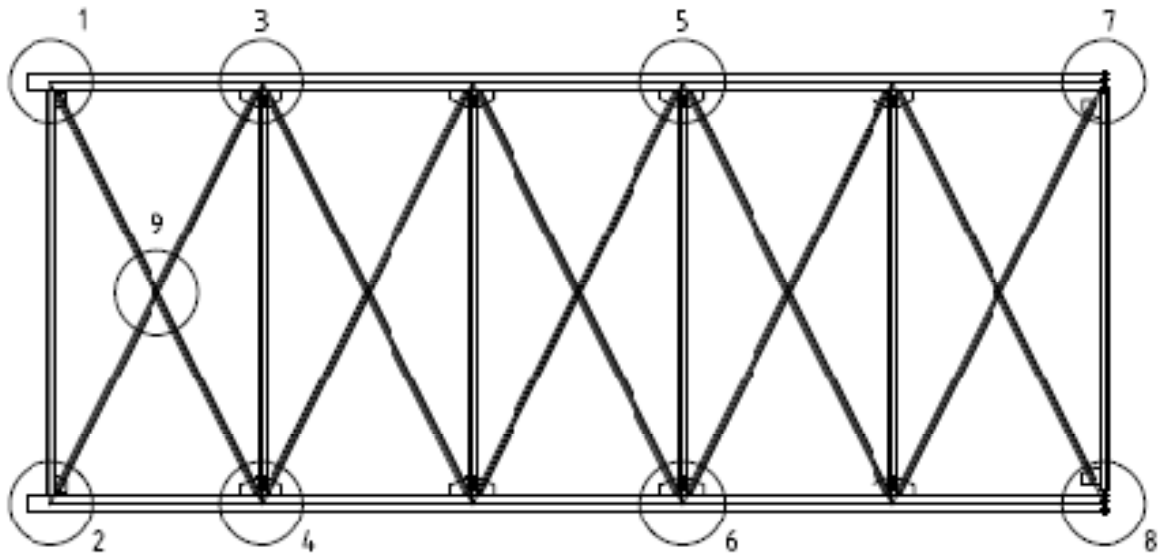


Figura 9.1 - Contraventamento

9.1.2.1 Pormenor 1

Ligação do perfil HEB 200 (montante 1) ao pórtico

Perfil HEB 200 $\rightarrow$ espessura da alma $t_w = 9 \text{ mm}$

Aço Fe 360 $\rightarrow \sigma_{ced} = 235 \text{ MPa}$

$N_{sd} = 292,6 \text{ kN}$

9.1.2.1.1 Ligação do Montante

Dimensionamento dos parafusos

Utilizando 4 parafusos da classe 8.8, o diâmetro mínimo dos parafusos, d , para resistir ao corte, é determinado a partir da seguinte equação.

$$n_p > \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}}$$

A tensão resistente de cada parafuso é determinada da seguinte forma,

$$\tau_{Rd} = 0,7 \times f_{yd} = 0,7 \times 640 = 448 \text{ MPa}$$

Assim obtemos

$$n_p = \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}} \rightarrow 4 > \frac{292600}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times 448} \rightarrow d > 14,41 \text{ mm}$$

Através do valor obtido para d, seleccionou-se o parafuso M18

$$F_{v.Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_p} = \frac{292,600}{4} = 73,15 \text{ kN}$$

Verificação ao corte do parafuso

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 18^2}{4} = 254,46 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 254,46}{1,25} = 97,71 \text{ kN}$$

$$F_{v.Sd} = 73,15 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 97,71 \text{ kN}$$

Verificação ao esmagamento do perfil

Segundo o euro código 3 admitindo que se usam parafusos M18, sabe-se que os espaçamentos entre parafusos deve estar entre,

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \\ 1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \\ 2,2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times 20 \leq e_1 \leq 12 \times 9 \\ 1,5 \times 20 \leq e_2 \leq 12 \times 9 \\ 2,2 \times 20 \leq p_1 \leq 14 \times 9 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 24 \leq e_1 \leq 108 \\ 30 \leq e_2 \leq 108 \\ 44 \leq p_1 \leq 126 \end{array} \right.$$

Admitindo um espaçamento entre parafusos de,

$$e_1 = 50$$

$$e_2 = 35$$

$$p_1 = 80$$

$$\begin{aligned}\alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{50}{3 \times 20} = 0,8333; \frac{80}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,08; \frac{800}{360} = 2,22; 1 \right\} \\ &= 0,8333\end{aligned}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} > F_{v.sd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,8333 \times 360 \times 18 \times 9}{1,25} = 97,196 > 73,15 \text{ kN}$$

A ligação é verificada segundo as condições impostas pelo EC3.

Resistência total ao esmagamento

$$\begin{aligned}N_{Rd} &= n_p \times (2,25 \times f_{yd}^* \times d_{le} \times t) = 4 \times (2,25 \times 235 \times 18 \times 9) \\ &= 342,630 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$N_{Rd} = 342,630 \text{ kN} > N_{Sd} = 292,6 \text{ kN}$$

Dimensionamento do gousset

A verificação das chapas gousset deve ser feita em relação ao esmagamento e a tracção aplicada. Considerando que a chapa gousset é constituída pelo aço Fe510 possuindo assim uma tensão de ruptura de 355MPa.

Verificação a tracção aplicada

O esforço transmitido pela cantoneira ao gousset é considerado distribuído por uma zona delimitada por duas rectas com inclinação de 30 para cada lado da cantoneira. O valor de calculo para a tensão normal é dado por, e tem que ser menor que,

$$C = 134$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{292600}{(134 - 2 \times 20) \times S} < 355$$

$$S > 8,77 \text{ mm}$$

Verificação ao esmagamento

O valor de cálculo para a tensão de esmagamento na zona do parafuso mais solicitado, é dada por, e tem de ser menor que,

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{d \times s} < \sigma_{Rd}$$

Em que a espessura s é a menor das espessuras, da chapa gousset ou do perfil. Sabendo que a espessura do gousset é maior que a do perfil fica assegurada a segurança do gousset ao esmagamento. A ligação do montante do pormenor 7 e 8 também será igual a esta pois tanto a chapa gousset como o perfil envolvidos são iguais.

9.1.2.1.2 Ligação dos Restantes Montantes

$$\text{Aço Fe 360} \rightarrow \sigma_{ced} = 235 \text{ MPa}$$

$$N_{sd} = 266,340 \text{ kN}$$

Dimensionamento dos parafusos

Utilizando 4 parafusos da classe 8.8, o diâmetro mínimo dos parafusos, d , para resistir ao corte, é determinado a partir da seguinte equação.

$$n_p > \frac{N_{sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}}$$

A tensão resistente de cada parafuso é determinada da seguinte forma,

$$\tau_{Rd} = 0,7 \times f_{yd} = 0,7 \times 640 = 448 \text{ MPa}$$

Assim obtemos

$$n_p = \frac{N_{sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}} \rightarrow 4 > \frac{266340}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times 448} \rightarrow d > 13,75 \text{ mm}$$

Através do valor obtido para d , seleccionou-se o parafuso M16

$$F_{v.sd} = \frac{N_{sd}}{n_p} = \frac{266,340}{4} = 66,585 \text{ kN}$$

Verificação ao corte do parafuso

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 16^2}{4} = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 201,06}{1,25} = 77,208 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = 66,585 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 77,208 \text{ kN}$$

Verificação ao esmagamento do perfil

Segundo o euro código 3 admitindo que se usam parafusos M16, sabe-se que os espaçamentos entre parafusos deve estar entre,

$$\begin{cases} 1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \\ 1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \\ 2,2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \end{cases}$$

$$\begin{cases} 1,2 \times 18 \leq e_1 \leq 12 \times 10 \\ 1,5 \times 18 \leq e_2 \leq 12 \times 10 \\ 2,2 \times 18 \leq p_1 \leq 14 \times 10 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 21,6 \leq e_1 \leq 108 \\ 27 \leq e_2 \leq 108 \\ 39,6 \leq p_1 \leq 126 \end{cases}$$

Admitindo um espaçamento entre parafusos de,

$$e_1 = 50$$

$$e_2 = 50$$

$$p_1 = 100$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{50}{3 \times 18} = 0,926; \frac{100}{3 \times 18} - \frac{1}{4} = 1,601; \frac{800}{360} = 2,222; 1 \right\} \\ &= 0,925 \end{aligned}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} > F_{v.sd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,925 \times 360 \times 16 \times 10}{1,25} = 96 > 66,585 \text{ kN}$$

A ligação é verificada segundo as condições impostas pelo EC3.

Resistência total ao esmagamento

$$N_{Rd} = n_p \times (2,25 \times f_{yd}^* \times d_{le} \times t) = 4 \times (2,25 \times 235 \times 16 \times 10) = 304,56 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 304,56 \text{ kN} > N_{Sd} = 266,34 \text{ kN}$$

Dimensionamento do gousset

A verificação das chapas gousset deve ser feita em relação ao esmagamento e a tracção aplicada. Considerando que a chapa gousset é constituída pelo aço Fe510 possuindo assim uma tensão de ruptura de 355MPa.

Verificação á tracção aplicada

O esforço transmitido pela cantoneira ao gousset é considerado distribuído por uma zona delimitada por duas rectas com inclinação de 30 para cada lado da cantoneira. O valor de calculo para a tensão normal é dado por, e tem que ser menor que,

$$C = 190$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{266340}{(190 - 2 \times 18) \times S} < 355$$

$$S > 4,87 \text{ mm}$$

Verificação ao esmagamento

O valor de cálculo para a tensão de esmagamento na zona do parafuso mais solicitado, é dada por, e tem de ser menor que,

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{d \times S} < \sigma_{Rd}$$

Sabendo que a espessura do gousset é igual a da chapa de ligação, mas o material do gousset é muito mais resistente fica assegurada a segurança do gousset ao esmagamento.

9.1.2.1.3 Ligação da Cantoneira

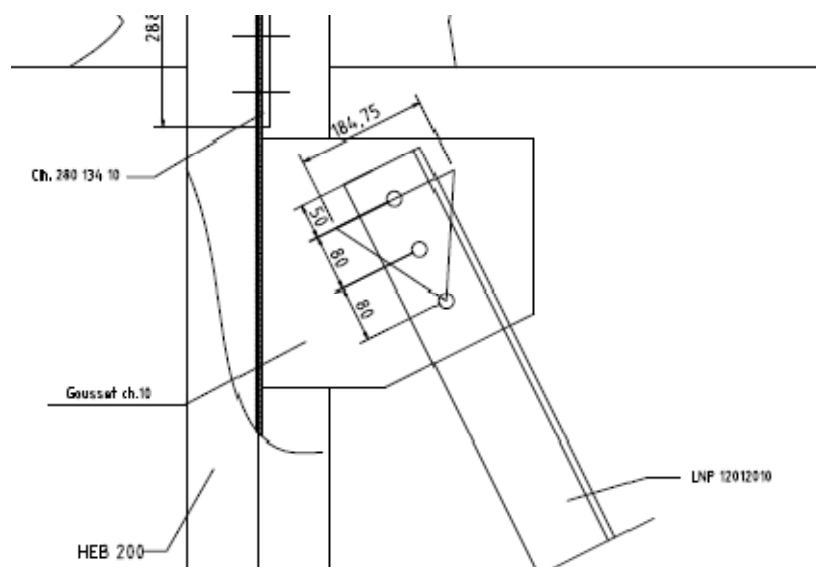


Figura 9.2 - Pormenor da cantoneira

Perfil L 120 120 10 → espessura do perfil 10 mm

Aço Fe 360 → $\sigma_{ced} = 235 \text{ MPa}$

$N_{Sd} = 298,736 \text{ kN}$

Dimensionamento dos parafusos

Utilizando 3 parafusos da classe 8.8, o diâmetro mínimo dos parafusos, d, para resistir ao corte, é determinado a partir da seguinte equação.

$$n_p > \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}}$$

A tensão resistente de cada parafuso é determinada da seguinte forma,

$$\tau_{Rd} = 0,7 \times f_{yd} = 0,7 \times 640 = 448 \text{ MPa}$$

Assim obtemos

$$n_p = \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}} \rightarrow 3 > \frac{298736}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times 448} \rightarrow d > 16,82 \text{ mm}$$

Através do valor obtido para d seleccionou-se o parafuso M20

$$F_{v.Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_p} = \frac{298736}{3} = 74,68 \text{ kN}$$

Verificação ao corte do parafuso

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 314,16 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 314,16}{1,25} = 120,637 \text{ kN}$$

$$F_{v.Sd} = 74,68 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 120,637 \text{ kN}$$

Verificação ao esmagamento do perfil

Segundo o euro código 3 admitindo que se usam parafusos M20, sabe-se que os espaçamentos entre parafusos deve estar entre,

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \end{array} \right.$$

$$1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t$$

$$2,2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t$$

$$\begin{cases} 1,2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 10 \\ 1,5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 10 \\ 2,2 \times 22 \leq p_1 \leq 14 \times 10 \end{cases}$$

$$\begin{cases} 26,4 \leq e_1 \leq 120 \\ 33 \leq e_2 \leq 120 \\ 44,8 \leq p_1 \leq 140 \end{cases}$$

Admitindo um espaçamento entre parafusos de,

$$e_1 = 50$$

$$e_2 = 55$$

$$p_1 = 80$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{50}{3 \times 20} = 0,8333; \frac{80}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,08; \frac{800}{360} = 2,22; 1 \right\} \\ &= 0,8333 \end{aligned}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} > F_{v.sd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,8333 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} = 108 > 74,68 \text{ kN}$$

A ligação é verificada segundo as condições impostas pelo EC3.

Resistência total ao esmagamento

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= n_p \times (2,25 \times f_{yd}^* \times d_{le} \times t) = 3 \times (2,25 \times 235 \times 20 \times 10) = \\ &317,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = 317,25 \text{ kN} > N_{Sd} = 298,736 \text{ kN}$$

Dimensionamento do gousset

A verificação das chapas gousset deve ser feita em relação ao esmagamento e a tracção aplicada. Considerando que a chapa gousset é constituída pelo aço Fe510 possuindo assim uma tensão de ruptura de 355MPa.

Verificação a tracção aplicada

O esforço transmitido pela cantoneira ao gousset é considerado distribuído por uma zona delimitada por duas rectas com inclinação de 30 para cada lado da cantoneira. O valor de calculo para a tensão normal é dado por, e tem que ser menor que,

$$C = 184,75 \text{ mm}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{298,736}{(184,75 - 20) \times S} < 355$$

$$S > 5,17 \text{ mm} \text{ Optou-se por utilizar } S=10 \text{ mm}$$

Verificação ao esmagamento

O valor de cálculo para a tensão de esmagamento na zona do parafuso mais solicitado, é dada por, e tem de ser menor que,

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{d \times S} < \sigma_{Rd} = 2,25 \times f_y$$

$$\sigma_{sd} = \frac{74,68}{20 \times 10} < 2,25 \times 355$$

$$373,4 \text{ MPa} < 798,75 \text{ MPa}$$

Para as restantes diagonais vai-se aplicar o mesmo número de parafusos, pois vamos manter a espessura do gousset e os materiais utilizados, e vamos estar do lado da segurança porque os esforços nunca serão superiores aos que se verificaram para esta.

9.1.3 Contraventamento Lateral do Pavilhão.

Na figura seguinte está representado o contraventamento lateral do pavilhão.

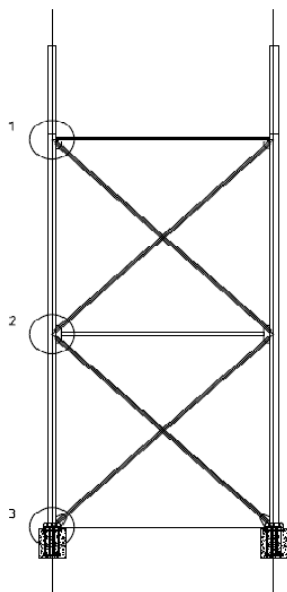


Figura 9.3 - Contraventamento

9.1.3.1 Pormenor 1

9.1.3.1.1 Ligação do Montante

Ligação do perfil HEB 200 (montante 1) ao pórtico

O montante 1 já foi calculado anteriormente, pois este montante pertence ao contraventamento lateral e ao contraventamento transversal da cobertura.

9.1.3.1.2 Ligação da Cantoneira

Perfil L 150 150 10 → espessura do perfil 10 mm

Aço Fe 360 → $\sigma_{ced} = 235 \text{ MPa}$

$N_{Sd} = 410,871 \text{ kN}$

Dimensionamento dos parafusos

Utilizando 3 parafusos da classe 8.8, o diâmetro mínimo dos parafusos, d , para resistir ao corte, é determinado a partir da seguinte equação.

$$n_p > \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}}$$

A tensão resistente de cada parafuso é determinada da seguinte forma,

$$\tau_{Rd} = 0,7 \times f_{yd} = 0,7 \times 640 = 448 \text{ MPa}$$

Assim obtemos

$$n_p = \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}} \rightarrow 3 > \frac{410,871}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times 448} \rightarrow d > 19,7 \text{ mm}$$

Através do valor obtido para d seleccionou-se o parafuso M26

$$F_{v.Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_p} = \frac{410871}{3} = 102,718 \text{ kN}$$

Verificação ao corte do parafuso

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 26^2}{4} = 530,929 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 530,929}{1,25} = 203,87 kN$$

$$F_{v.Sd} = 102,718 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 203,877 kN$$

Verificação ao esmagamento do perfil

Segundo o euro código 3 admitindo que se usam parafusos M26, sabe-se que os espaçamentos entre parafusos deve estar entre,

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \\ 1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \\ 2,2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times 28 \leq e_1 \leq 12 \times 10 \\ 1,5 \times 28 \leq e_2 \leq 12 \times 10 \\ 2,2 \times 28 \leq p_1 \leq 14 \times 10 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 33,6 \leq e_1 \leq 120 \\ 42 \leq e_2 \leq 120 \\ 61,6 \leq p_1 \leq 140 \end{array} \right.$$

Admitindo um espaçamento entre parafusos de,

$$e_1 = 50$$

$$e_2 = 70$$

$$p_1 = 80$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{50}{3 \times 26} = 0,595; \frac{80}{3 \times 26} - \frac{1}{4} = 0,702; \frac{800}{360} = 2,22; 1 \right\} \\ &= 0,595 \end{aligned}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} > F_{v.Sd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,595 \times 360 \times 26 \times 10}{1,25} = 111,429 > 102,718 kN$$

A ligação é verificada segundo as condições impostas pelo EC3.

Resistência total ao esmagamento

$$N_{Rd} = n_p \times (2,25 \times f_{yd}^* \times d_{le} \times t) = 3 \times (2,25 \times 235 \times 26 \times 10) = 412,425 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} = 412,425 \text{ kN} > N_{Sd} = 410,871 \text{ kN}$$

Dimensionamento do gousset

A verificação das chapas gousset deve ser feita em relação ao esmagamento e a tracção aplicada. Considerando que a chapa gousset é constituída pelo aço Fe510 possuindo assim uma tensão de ruptura de 355MPa.

Verificação a tracção aplicada

O esforço transmitido pela cantoneira ao gousset é considerado distribuído por uma zona delimitada por duas rectas com inclinação de 30 para cada lado da cantoneira. O valor de calculo para a tensão normal é dado por, e tem que ser menor que,

$$C = 184,75 \text{ mm}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{410,871}{(184,75 - 26) \times S} < 355$$

$$S > 7,38 \text{ mm} \text{ Optou-se por utilizar } S=10 \text{ mm}$$

Verificação ao esmagamento

O valor de cálculo para a tensão de esmagamento na zona do parafuso mais solicitado, é dada por, e tem de ser menor que,

$$\sigma_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{d \times S} < \sigma_{Rd} = 2,25 \times f_y$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{102718}{20 \times 10} < 2,25 \times 355$$

$$395,068 \text{ MPa} < 798,75 \text{ MPa}$$

Para as restantes diagonais vai-se aplicar o mesmo número de parafusos, pois vamos manter a espessura do gousset, e os materiais utilizados, e vamos estar do lado da segurança porque os esforços nunca serão superiores aos que se verificaram para esta cantoneira.

9.1.3.1.3 Restantes Montantes

Perfil HEB 200 → espessura da alma $t_w = 9 \text{ mm}$

Aço Fe 360 → $\sigma_{ced} = 235 \text{ MPa}$

$$N_{Sd} = 292,6 \text{ kN}$$

Dimensionamento dos parafusos

Utilizando 4 parafusos da classe 8.8, o diâmetro mínimo dos parafusos, d , para resistir ao corte, é determinado a partir da seguinte equação.

$$n_p > \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}}$$

A tensão resistente de cada parafuso é determinada da seguinte forma,

$$\tau_{Rd} = 0,7 \times f_{yd} = 0,7 \times 640 = 448 \text{ MPa}$$

Assim obtemos

$$n_p = \frac{N_{Sd}}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times \tau_{Rd}} \rightarrow 4 > \frac{292600}{\frac{\pi \times d^2}{4} \times 448} \rightarrow d > 14,41 \text{ mm}$$

Através do valor obtido para d , seleccionou-se o parafuso M18

$$F_{v.Sd} = \frac{N_{Sd}}{n_p} = \frac{292,600}{4} = 73,15 \text{ kN}$$

Verificação ao corte do parafuso

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 18^2}{4} = 254,46 \text{ mm}^2$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 254,46}{1,25} = 97,71 \text{ kN}$$

$$F_{v.Sd} = 73,15 \text{ kN} < F_{v.Rd} = 97,71 \text{ kN}$$

Verificação ao esmagamento do perfil

Segundo o euro código 3 admitindo que se usam parafusos M18, sabe-se que os espaçamentos entre parafusos deve estar entre,

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \\ 1,5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \\ 2,2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,2 \times 20 \leq e_1 \leq 12 \times 9 \\ 1,5 \times 20 \leq e_2 \leq 12 \times 9 \\ 2,2 \times 20 \leq p_1 \leq 14 \times 9 \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} 24 \leq e_1 \leq 108 \\ 30 \leq e_2 \leq 108 \\ 44 \leq p_1 \leq 126 \end{cases}$$

Admitindo um espaçamento entre parafusos de,

$$e_1 = 50$$

$$e_2 = 35$$

$$p_1 = 80$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \\ &= \min \left\{ \frac{50}{3 \times 20} = 0,8333; \frac{80}{3 \times 20} - \frac{1}{4} = 1,08; \frac{800}{360} = 2,22; 1 \right\} \\ &= 0,8333 \end{aligned}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} > F_{v.sd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,8333 \times 360 \times 18 \times 9}{1,25} = 97,196 > 73,15 \text{ kN}$$

A ligação é verificada segundo as condições impostas pelo EC3.

Resistência total ao esmagamento

$$\begin{aligned} N_{Rd} &= n_p \times (2,25 \times f_{yd}^* \times d_{le} \times t) = 4 \times (2,25 \times 235 \times 18 \times 9) = \\ &342,630 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{Rd} = 342,630 \text{ kN} > N_{Sd} = 292,6 \text{ kN}$$

Dimensionamento do gousset

A verificação das chapas gousset deve ser feita em relação ao esmagamento e a tracção aplicada. Considerando que a chapa gousset é constituída pelo aço Fe510 possuindo assim uma tensão de ruptura de 355MPa.

Verificação a tracção aplicada

O esforço transmitido pela cantoneira ao gousset é considerado distribuído por uma zona delimitada por duas rectas com inclinação de 30 para cada lado da cantoneira. O valor de calculo para a tensão normal é dado por, e tem que ser menor que,

$$C = 134$$

$$\sigma_{sd} = \frac{292600}{(134 - 2 \times 20) \times S} < 355$$

$$S > 8,77 \text{ mm}$$

Verificação ao esmagamento

O valor de cálculo para a tensão de esmagamento na zona do parafuso mais solicitado, é dada por, e tem de ser menor que,

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{d \times S} < \sigma_{Rd}$$

Sabendo que a espessura do gousset é maior que a espessura da alma do perfil fica assegurada a segurança do gousset ao esmagamento.

9.1.4 Ligações Soldadas

Os elementos que constituem a asna serão ligados por soldadura, o que torna a estrutura mais leve, e eventualmente mais económica mediante a estrutura em causa e o tipo de qualidade que é pretendido.

Durante o dimensionamento dos cordões de soldadura terá que se ter em conta várias condicionantes entre as quais o REAP, Capítulo III, Artigo 29.

- A espessura dos cordões não deve ser inferior a 3 mm.
- A espessura dos cordões de ângulo não deve ser superior a 0,7 da menor espessura dos elementos a ligar.

Ligação da cantoneira a um gousset

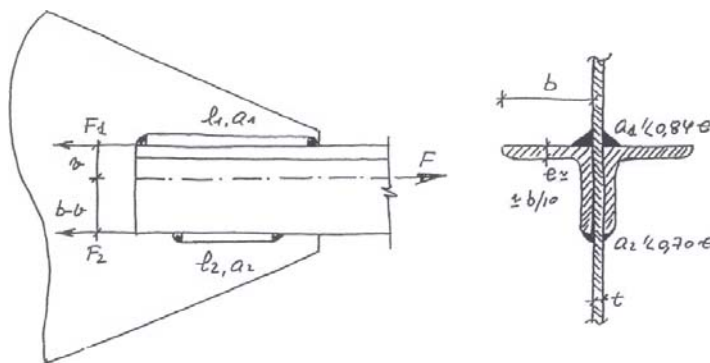


Figura 9.4 - Cordões de soldadura

$$\frac{F_1}{b-v} = \frac{F_2}{v} = \frac{F_1 + F_2}{b}$$

O que nos leva as expressões

$$F_1 = \frac{b-v}{b}F \text{ e } F_2 = \frac{v}{b}F$$

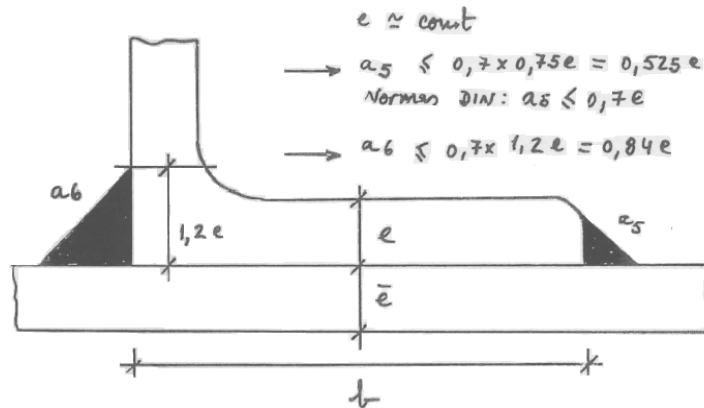


Figura 9.5 - Dimensionamento dos cordões

Espessura a usar nas cantoneiras

$$a_1 \leq 0,7 \times 1,2 \times e = 0,84e \text{ e } a_1 \leq 0,7 \times e$$

A verificação da resistência por unidade de comprimento de um cordão de soldadura será feita recorrendo ao ANEXO M do EC3, segundo este método teremos de verificar duas condições.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \text{ e } \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$$

Em que β_w é o factor de correlação (6.6.5 do EC3).

Como neste caso os cordões são laterais sabemos que $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 0$

$$F_{\tau_p} = \frac{F}{2} \rightarrow \tau_p = \frac{F/2}{al} = \frac{F}{2al}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_p^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow \sqrt{3 \times \frac{F}{2al}} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw}} \rightarrow F \leq \frac{2alf_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{Mw}}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{2alf_u}{\sqrt{3}\beta_w\gamma_{Mw}}$$

Em que $F_{w,Rd}$ é a resistência de cálculo por unidade de comprimento (tensão resistente ao corte da soldadura).

Qualquer que seja a direcção do esforço actuante F_{sd} , relativamente ao cordão de soldadura temos que, $F_{sd} \leq F_{w,Rd}$

9.1.5 Cálculo das Ligações Para a Asna 1

9.1.5.1 Ligações Soldadas



Figura 9.6 - Asna 1

9.1.5.1.1 Barras L 150 150 12

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

$$v=41,2 \text{ mm}$$

$$b-v=108,8 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L150 150 12 é,

$$N_{sd} = 418,827 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{sd,1} = \frac{b-v}{b} N_{sd} = \frac{108,8}{150} \times 418,827 = 303,79 \text{ kN}$$

$$N_{sd,2} = \frac{v}{b} N_{sd} = \frac{41,2}{150} \times 418,827 = 115,04 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{WRd_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 200 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 392,54 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_1} = 303,79 \text{ kN} < F_{WRd_1} = 392,54 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{WRd_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 163,56 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = 115,04 \text{ kN} < F_{WRd_2} = 163,56 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.1.2 Barras L 120 120 12

$$b=120 \text{ mm}$$

$$v=34 \text{ mm}$$

$$b-v=56 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L120 120 12 é,

$$N_{Sd} = 202,314 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = 125,88 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = 76,43 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{WRd_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 196,27 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_1} = 125,88 \text{ kN} < F_{WRd_1} = 196,27 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{wRd_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 50 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 81,78 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = 76,43 \text{ kN} < F_{wRd_2} = 81,78 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.1.3 Barras L 100 100 8

$$b=100 \text{ mm}$$

$$v=27,4 \text{ mm}$$

$$b-v=72,6 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L100 100 8 é,

$$N_{Sd} = 333,083 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = 241,82 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = 91,265 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 8 = 6,72 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 8 = 5,6 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{wRd_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{6,72 \times 160 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 251,23 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_1} = 241,82 \text{ kN} < F_{wRd_1} = 251,23 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{wRd_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{5,6 \times 90 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 117,76 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = 91,265 \text{ kN} < F_{wRd_2} = 117,76 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.1.4 Barras L 90 90 10

$$b=90 \text{ mm}$$

$$v=25,8 \text{ mm}$$

$$b-v= 64,2 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L90 90 10 é,

$$N_{Sd} = 230,321 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd\_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = 164,296 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = 66,025 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{WRd\_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 196,27 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_1} = 164,296 \text{ kN} < F_{WRd\_1} = 196,27 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{WRd\_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 50 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 81,78 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = 66,025 \text{ kN} < F_{WRd\_2} = 81,78 \text{ kN}$$

9.1.5.2 Dimensionamento das Ligações Aparafusadas

Dados da cantoneira

Material Fe360

$$F_y = 235 \text{ MPa}, F_u = 360 \text{ MPa}$$

Dados do gousset

Material Fe510

$$F_y = 355 \text{ MPa}, F_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\text{Espessura} = 15 \text{ mm}$$

Dados dos parafusos

Classe 10.9

$$F_y = 900 \text{ MPa}, F_u = 1000 \text{ MPa}$$

9.1.5.2.1 Ligação do banzo Inferior ao Pilar

Para fuso seleccionado para ligar o banzo inferior ao pórtico foi um M30, serão necessários 2 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 650,781 \text{ kN}$.

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{650781}{2 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 30)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 568,31 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 650,781 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 12

$$A = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2750 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A^* - 2 \times (\text{Folga} + d) \times \text{espessura} = 5500 - 2 \times (2 + 22) \times 12 = 4924 \text{ mm}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4924 \times 360}{1,25} = 1276,3 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{650,781}{2 \times 3 \times 22 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 410,85 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{650,781}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 657,33 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{650,781}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 285,33 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.2.2 Ligação do Banzo Superior ao Pilar

O parafuso seleccionado para ligar o banzo superior ao pórtico foi um M24, serão necessários 4 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 415,964 \text{ kN}$ mais $N_{sd} = 235,494 \text{ kN}$ que é devido a barra diagonal que também esta acoplada naquele nó.

$$N_{sd, total} = 415,964 + 325 \times \cos(66) = 548,153 \text{ kN}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{548,153}{4 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 24)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 373,98 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Neste caso os 4 parafusos vão estar sujeitos a esforço cortante de $N_{sd.total} = 235 \times \sin(66) \text{ kN}$, o que será facilmente suportado por os quatro parafusos.

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$798,75 > \frac{214,683}{4 \times \pi \times \frac{24^2}{4}}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 141,19 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 650,159 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 10

$$A = 2320 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2320 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A^* - 2 \times (Folga + d) \times espessura = 4640 - 2 \times (2 + 22) \times 10 = 4160 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4160 \times 360}{1,25} = 1078,272 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{650,159}{2 \times 3 \times 22 \times 10}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 492,54 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{650,159}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 656,73 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{650,159}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 285,06 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.2.3 *Ligação da Cantoneira ao Nó de Ligação do Banzo Superior ao Pilar*

O parafuso seleccionado para ligar a cantoneira ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 418 \text{ kN}$.

L150 150 12

$$\text{Cantoneira } A = 3480 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - (Folga + d) \times espessura = 3480 - (2 + 22) \times 12 = 3192 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 3192 \times 360}{1,25} = 827,37 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{418}{3 \times 22 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 527,78 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{418}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 422,22 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{418}{3 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 366,54 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.2.4 União do Banzo Inferior

O parafuso seleccionado para unir os bantos inferiores foi um M24, serão necessários 2 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 413,719 \text{ kN}$.

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{413,719}{2 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 24)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 564,52 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 564,210 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 12

$$A = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2750 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{net} &= A^* - 2 \times (Folga + d) \times espessura = 5500 - 2 \times (2 + 22) \times 12 \\ &= 4924 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4924 \times 360}{1,25} = 1276,3 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{564,210}{2 \times 3 \times 22 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 356,19 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{564,210}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 569,91 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{564,210}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 247,37 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.2.5 União do Banzo Superior

O parafuso seleccionado para ligar o banzo superior foi um M30, serão necessários 2 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 686,366 \text{ kN}$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{686,366}{4 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 30)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 599,36 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 686,366 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 10

$$A = 2320 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2320 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A^* - 2 \times (Folga + d) \times espessura = 4640 - 2 \times (2 + 22) \times 10 = 4160 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4160 \times 360}{1,25} = 1078,272 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{686,366}{2 \times 3 \times 22 \times 10}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 519,97 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{686,366}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 693,30 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{686,366}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 300,93 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.2.6 Cálculo da Ligação da Cantoneira que Une os Nós de União dos Banzos Superior e Inferior.

O parafuso seleccionado para ligar a cantoneira ao gousset é um M 14, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 182,413 \text{ kN}$.

L100 100 10

$$\text{Cantoneira } A = 1920 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - (\text{Folga} + d) \times \text{espessura} = 1920 - (2 + 14) \times 10 = 1760 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1760 \times 360}{1,25} = 456,192 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{182,413}{3 \times 14 \times 10}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 434,32 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{182,413}{3 \times 14 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 289,54 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{182,413}{3 \times \pi \times \frac{14^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 394,992 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.5.2.7 Barras Diagonais que Ligam ao Nó Inferior de União dos Banzos.

O parafuso seleccionado para ligar a cantoneira ao gousset é um M 14, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 101,469 \text{ kN}$.

L120 120 12

$$\text{Cantoneira } A = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - (\text{Folga} + d) \times \text{espessura} = 2750 - (2 + 14) \times 12 = 2558 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2558 \times 360}{1,25} = 663,033 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{101,469}{3 \times 14 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 201,33 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{101,469}{3 \times 14 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 161,06 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{101,469}{3 \times \pi \times \frac{14^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 219,71 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Figura 9.7 - Asna 2

9.1.6 Cálculo de Ligações Para a Asna 2

9.1.6.1 Ligações Soldadas

9.1.6.1.1 Barras L 150 150 15

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

$$v=42,5 \text{ mm}$$

$$b-v=106,5 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L150 150 15 é,

$$N_{sd} = 538,88 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{sd,1} = \frac{b-v}{b} N_{sd} = \frac{106,5}{150} \times 538,88 = 384,88 \text{ kN}$$

$$N_{sd,2} = \frac{v}{b} N_{sd} = \frac{42,5}{150} \times 538,88 = 151,83 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{WRd_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 200 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 392,54 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_1} = 384,88 \text{ kN} < F_{WRd_1} = 392,54 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{WRd_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 163,56 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = 151,83 \text{ kN} < F_{WRd_2} = 163,56 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.1.2 Barras L 120 120 15

$$b=120 \text{ mm}$$

$$v=35,1 \text{ mm}$$

$$b-v=106,5 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L120 120 15 é,

$$N_{Sd} = 221,408 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = \frac{106,5}{120} \times 221,408 = 156,6 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = \frac{35,1}{120} \times 221,408 = 64,76 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{WRd_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 196,27 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_1} = 156,6 \text{ kN} < F_{wRd\_1} = 196,27 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{wRd\_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 60 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 98,14 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = 64,76 \text{ kN} < F_{wRd\_2} = 98,14 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.1.3 Barras L 120 120 12

$$b=120 \text{ mm}$$

$$v=34 \text{ mm}$$

$$b-v=56 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L120 120 12 é,

$$N_{Sd} = 100 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd\_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = 62,22 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = 37,7 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{wRd\_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 196,27 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_1} = 62,22 \text{ kN} < F_{wRd\_1} = 196,27 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{wRd\_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 50 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 81,78 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = 37,7 \text{ kN} < F_{wRd\_2} = 81,78 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.1.4 Barras L 90 90 12

$$b=90 \text{ mm}$$

$$v=26,6 \text{ mm}$$

$$b-v= 63,4 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L90 90 12 é,

$$N_{Sd} = 299,891 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd\_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = 211,25 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = 88,63 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{wRd\_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 120 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 235,5 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_1} = 211,25 \text{ kN} < F_{wRd\_1} = 235,5 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{wRd\_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 80 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 130,85 \text{ kN}$$

$$N_{Sd\_2} = 88,63 \text{ kN} < F_{wRd\_2} = 130,85 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.1.5 Barras L 90 90 10

$$b=90 \text{ mm}$$

$$v=25,8 \text{ mm}$$

$$b-v= 64,2 \text{ mm}$$

$$e=10 \text{ mm}$$

O esforço máximo que actua nas barras L90 90 10 é,

$$N_{Sd} = 166,04 \text{ kN}$$

Os esforços no cordão superior (cordão 1) e no cordão inferior (cordão 2) são,

$$N_{Sd_1} = \frac{b-v}{b} N_{Sd} = 118,44 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = \frac{v}{b} N_{Sd} = 47,60 \text{ kN}$$

Sabe-se que,

$$a_1 \leq 0,84 \times e = 0,84 \times 10 = 8,4 \text{ mm}$$

$$a_2 \leq 0,7 \times e = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Em que e é no máximo igual a menor espessura dos elementos a ligar

Cordão de soldadura 1

$$F_{WRd_1} = \frac{a_1 \times l_1 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{8,4 \times 100 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 196,27 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_1} = 118,44 \text{ kN} < F_{WRd_1} = 196,27 \text{ kN}$$

Cordão de soldadura 2

$$F_{WRd_2} = \frac{a_2 \times l_2 \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}} = \frac{7 \times 50 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 81,78 \text{ kN}$$

$$N_{Sd_2} = 47,60 \text{ kN} < F_{WRd_2} = 81,78 \text{ kN}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2 Dimensionamento das Ligações Aparafusadas

Dados da cantoneira

Material Fe360

$$F_y = 235 \text{ MPa}, F_u = 360 \text{ MPa}$$

Dados do gousset

Material Fe510

$$F_y = 355 \text{ MPa}, F_u = 510 \text{ MPa}$$

$$\text{Espessura} = 15 \text{ mm}$$

Dados dos parafusos

Classe 10.9

$$F_y = 900 \text{ MPa}, F_u = 1000 \text{ MPa}$$

9.1.6.2.1 Ligação do Banzo Inferior ao Pilar

O parafuso seleccionado para ligar o banzo inferior ao pilar foi um M34, serão necessários 2 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 954,926 \text{ kN}$.

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{954,926}{2 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 34)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 649,24 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 4 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 954,926 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 12

$$A = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2750 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{net} &= A^* - 2 \times (\text{Folga} + d) \times \text{espessura} = 5500 - 2 \times (2 + 22) \times 12 \\ &= 4924 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4924 \times 360}{1,25} = 1276,3 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{954,926}{2 \times 4 \times 22 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 452,14 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{954,926}{4 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 723,43 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{954,926}{4 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 314,01 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2.2 Ligação do Banzo Superior ao Pilar

O parafuso seleccionado para ligar o banzo superior ao pórtico foi um M22, serão necessários 4 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 200,393 \text{ kN}$ mais $N_{sd} = 426,404 \text{ kN}$ que é devido a barra diagonal que também esta acoplada naquele nó.

$$N_{sd, total} = 200,393 + 426,404 \times \cos(46) = 496,598 \text{ kN}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{496,598}{4 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 22)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 403,20 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Neste caso os 4 parafusos vão estar sujeitos a esforço cortante de $N_{sd.total} = 426,404 \times \sin(46) \text{ kN}$, o que será facilmente suportado por os quatro parafusos.

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{306,729}{4 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 201,72 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O Parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 275,704 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 10

$$A = 2320 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2320 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A^* - 2 \times (Folga + d) \times espessura = 4640 - 2 \times (2 + 22) \times 10 = 4160 \text{ mm}^2$$

$$N_{u.Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4160 \times 360}{1,25} = 1078,272 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{275,704}{2 \times 3 \times 22 \times 10}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 208,87 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{275,704}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 278,49 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$630 > \frac{275,704}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 120,88 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2.3 Cálculo da Ligação da Cantoneira ao Nó de Ligação do Banzo Superior ao Pilar.

O parafuso seleccionado para ligar a cantoneira ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 579,971 \text{ kN}$.

L150 150 15

$$\text{Cantoneira } A = 4300 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - (Folga + d) \times espessura = 4300 - (2 + 26) \times 15 = 3880 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 3880 \times 360}{1,25} = 1005,696 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{579,971}{3 \times 26 \times 15}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 495,70 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{579,971}{3 \times 26 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 495,70 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{579971}{3 \times \pi \times \frac{26^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 364,123 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2.4 União do Banzo Inferior

O parafuso seleccionado para unir os banzos inferiores foi um M24, serão necessários 2 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 450,376 \text{ kN}$.

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{450,376}{2 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 24)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 614,54 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 515,487 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 12

$$A = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2750 = 5500 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A^* - 2 \times (Folga + d) \times espessura = 5500 - 2 \times (2 + 22) \times 12$$

$$= 4924 \text{ mm}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4924 \times 360}{1,25} = 1276,3 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{515,487}{2 \times 3 \times 22 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 325,43 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{515,487}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 520,69 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{515,487}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 452,023 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2.5 Ligação do Banzo Superior

O parafuso seleccionado para ligar o banzo superior foi um M30, serão necessários 2 parafusos que serão solicitados a tracção com $N_{sd} = 684,509 \text{ kN}$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{684,509}{4 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 30)^2}{4}}$$

$$720 \text{ MPa} > 597,77 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

O parafuso seleccionado para ligar as cantoneiras ao gousset é um M 22, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 684,509 \text{ kN}$.

Dupla cantoneira 2L 120 120 10

$$A = 2320 \text{ mm}^2$$

$$A^* = 2 \times 2320 = 4640 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A^* - 2 \times (Folga + d) \times espessura = 4640 - 2 \times (2 + 22) \times 10 = 4160 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 4160 \times 360}{1,25} = 1078,272 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{2 \times n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{684,509}{2 \times 3 \times 22 \times 10}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 518,57 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times espessura}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{684,509}{3 \times 22 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 691,42 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times 2 \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{684,509}{3 \times 2 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 600,23 \text{ Pa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2.6 Cálculo da Ligação da Cantoneira que Une os Nós de União dos Banzos

O parafuso seleccionado para ligar a cantoneira ao gousset é um M 14, serão necessários 3 parafusos que serão solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 89,731 \text{ kN}$.

L100 100 12

$$\text{Cantoneira } A = 2270 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - (\text{Folga} + d) \times \text{espessura} = 2270 - (2 + 14) \times 10 = 2078 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2078 \times 360}{1,25} = 538,618 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{89,731}{3 \times 14 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 178,04 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{89,731}{3 \times 14 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 142,43 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$630 > \frac{89,731}{3 \times \pi \times \frac{14^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 194,30 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.2.7 Barras Diagonais que Ligam ao Nó de União dos Banzos Inferiores

O parafuso seleccionado para ligar a cantoneira ao gousset é um M 14, serão necessários 3 parafusos que são solicitados ao corte e esmagamento com um esforço de $N_{sd} = 56,712 \text{ kN}$.

L120 120 12

$$\text{Cantoneira } A = 2750 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - (\text{Folga} + d) \times \text{espessura} = 2750 - (2 + 14) \times 12 = 2558 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 2558 \times 360}{1,25} = 663,033 \text{ kN}$$

Resistência ao esmagamento da cantoneira

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 235 > \frac{56,712}{3 \times 14 \times 12}$$

$$528,75 \text{ MPa} > 112,52 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao esmagamento do gousset

$$2,25 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{56,712}{3 \times 14 \times 15}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 90,02 \text{ MPa}$$

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{56,712}{3 \times \pi \times \frac{14^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 122,8 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

9.1.6.3 União Topo a Topo Para o Pórtico PRS.

O parafuso seleccionado para ligar as vigas da cobertura topo a topo foi um M22, no total serão utilizados 16 parafusos, 8 para a parte superior e 8 para a parte inferior.

Resistência ao esmagamento da chapa de topo

$$V_{sd,max} = 80,511 \text{ kN}$$

$$2,25 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{80511}{16 \times 22 \times 40}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 5,718 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 640 > \frac{80511}{16 \times \pi \times \frac{22^2}{4}}$$

$$448 \text{ MPa} > 13,24 \text{ MPa}$$

Resistência a tracção nos parafusos

$$M_{sd,max} = 772,021 \text{ kN}$$

$$M_{sd,max} = N_{sd} \times L$$

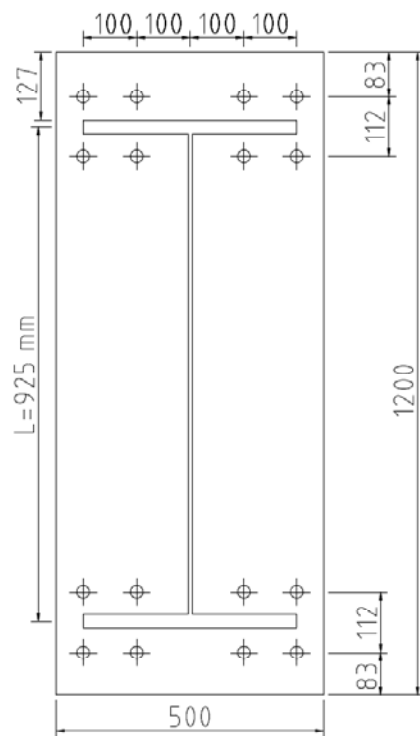


Figura 9.8 - Ligação topo a topo

$$\frac{M_{sd,max}}{L} = N_{sd} \rightarrow \frac{772021}{925} = N_{sd} = 834,62 \text{ kN}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times 640 > \frac{834617}{8 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 22)^2}{4}} = 338,83$$

$$512 \text{ MPa} > 338,83 \text{ MPa}$$

9.1.6.4 Ligação Viga Pilar Para o Pórtico PRS

O parafuso seleccionado para ligar as vigas da cobertura ao pilar foi um M27, no total serão utilizados 16 parafusos, 8 para a parte superior e 8 para a parte inferior da ligação.

Resistência ao esmagamento da chapa de topo

$$V_{sd,max} = 312,916 \text{ kN}$$

$$2,25 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{312916}{16 \times 27 \times 40}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 18,109 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 900 > \frac{312916}{16 \times \pi \times \frac{27^2}{4}}$$

$$630 \text{ MPa} > 34,158 \text{ MPa}$$

Resistência a tracção nos parafusos

$$M_{sd,max} = 2193,012 \text{ kN}$$

$$M_{sd,max} = N_{sd} \times L$$

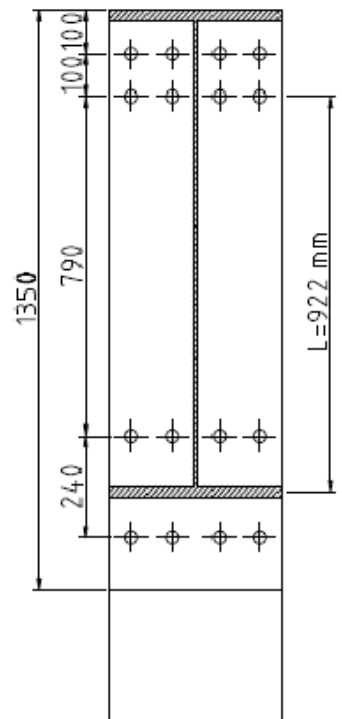


Figura 9.9 - Ligação viga pilar

$$\frac{M_{sd,max}}{L} = N_{sd} \rightarrow \frac{772021}{925} = N_{sd} = 2378538 \text{ kN}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times 900 > \frac{2378538}{8 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 27)^2}{4}} = 641,088 \text{ MPa}$$

$$720 \text{ MPa} > 641,088 \text{ MPa}$$

9.1.6.5 Ligação das Madres aos Pórticos e Pilares de Empena

Para a ligação das madres aos pórticos e a fachada de empena vai ser utilizado o mesmo número de parafusos, foram escolhidos parafusos M12 e M14 para estas ligações.

Ligação das madres a chapa em L

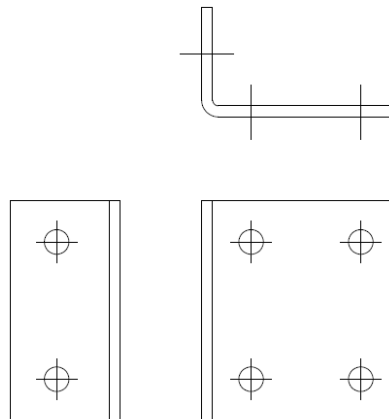


Figura 9.10 - Chapas de ligação em L

Chapas em L

Espessura 8 mm

$f_y = 355 \text{ MPa}$

Parafusos classe 8.8

4 Parafusos M 12

2 Parafusos M14

Resistência ao esmagamento da madre

$$V_{sd,max} = 23,220 \text{ kN}$$

$$2,25 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 350 > \frac{23220}{4 \times 12 \times 4}$$

$$787,5 \text{ MPa} > 120,94 \text{ MPa}$$

Resistência ao esmagamento da chapa em L

$$V_{sd,max} = 23,220 \text{ kN}$$

$$2,25 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times d \times \text{espessura}}$$

$$2,25 \times 355 > \frac{23220}{4 \times 12 \times 8}$$

$$798,75 \text{ MPa} > 60,46 \text{ MPa}$$

Estamos do lado da segurança

Resistência ao corte do parafuso

$$0,7 \times F_y > \frac{V_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,7 \times 640 > \frac{23220}{4 \times \pi \times \frac{12^2}{4}}$$

$$448 \text{ MPa} > 51,327 \text{ MPa}$$

Resistência a tracção nos parafusos

$$N_{sd} = 23,220 \text{ kN}$$

$$0,8 \times F_y > \frac{N_{sd}}{n_p \times \pi \times \frac{d^2}{4}}$$

$$0,8 \times 640 > \frac{23220}{2 \times \pi \times \frac{(0,9 \times 14)^2}{4}} = 93,111 \text{ MPa}$$

512 MPa > 93,111 MPa

10 Conclusão

Neste trabalho estudaram-se três soluções para uma nave industrial, Pórtico PRS, Pórtico com Viga Armada e Pórtico com Viga Asna. Nas tabelas seguintes apresenta-se uma comparação em termos de peso para as três soluções.

Pavilhão com pórticos PRS		
	Componentes	Peso [kN]
Pórticos	Pórtico PRS	2062,764
Cobertura	Madres	35,470
	Chapa	38,478
Fachada Lateral	Madres	18,962
	Chapa	27,480
Fachada de Empena	Pilares	406,501
	Madres	71,256
	Chapas	109,740
Contraventamento	HEB	60,074
	Circulares	51,509
	Cantoneiras	138,292
	Soma	3020,526 kN
		307,589 ton

Tabela 1 - Pavilhão com Pórticos PRS

Pavilhão com pórticos Asna 1		
	Componentes	Peso [kN]
Pórticos	Pórtico PRS	1673,738
Cobertura	Madres	35,470

	Chapa	38,478
Fachada Lateral	Madres	18,962
	Chapa	27,480
Fachada de Empena	Pilares	406,501
	Madres	71,256
	Chapas	109,740
Contraventamento	HEB	60,074
	Circulares	51,509
	Cantoneiras	138,292
	Soma	2683,009 kN
		273,219 ton

Tabela 2 - Pavilhão com Pórtico com Viga Armada

Pavilhão com pórticos Asna 2		
	Componentes	Peso [kN]
Pórticos	Pórtico PRS	1700,094
Cobertura	Madres	30,228
	Chapa	40,040
Fachada Lateral	Madres	18,962
	Chapa	27,480
Fachada de Empena	Pilares	406,501
	Madres	71,256
	Chapas	109,740
Contraventamento	HEB	60,074
	Circulares	51,509
	Cantoneiras	138,292
	Soma	2705,685 kN
		275,528 ton

Tabela 3 - Pavilhão com Pórtico Asna

Dos três casos o pavilhão que menos pesa é o Pórtico com Viga Armada. e o que mais pesa é o P PRS. No entanto, a solução do pórtico PRS seria possivelmente mais económica devido ao menor custo de mão de obra envolvida.

Um ponto a ter em conta seria o uso de cantoneiras duplas nos montantes e nas diagonais, ou então perfis circulares ou quadrados, que do ponto de vista da resistência seriam mais eficazes, pois as cantoneiras têm um momento de inércia de um eixo muito pequeno relativamente ao outro o que nos traz grandes problemas quando estamos a efectuar cálculos a encurvadura, o que não aconteceria se tivéssemos escolhido um dos casos anteriormente referidos. Um outro ponto que não foi abordado foi o das dilatações térmicas, dado que estes edifícios estão sujeitos a grandes amplitudes térmicas, o que não será grave para este caso porque o edifício não está impedido de dilatar, e assim as tensões serão reduzidas.

A experiência adquirida com a utilização de Software de Análise de estruturas revelou-se também um dos aspectos importantes no projecto. Existe hoje em dia software de análise que é essencial no dia a dia dos gabinetes de engenharia, pois permitem simular todo o tipo de cálculo relacionado com estruturas, desde cálculo de esforços até cálculo de deformações e tensões.

Neste trabalho o software utilizado foi o Multiframe 4D, apenas para o cálculo de flechas e de esforços. Quanto ao cálculo da Verificação da Segurança em relação ao Estado Limite Último o software não dispunha dos métodos de verificação da resistência preconizados pelo EC3. Por outro lado um dos objectivos fundamentais deste trabalho era o de explorar esses mesmos critérios. No caso particular em que as peças são de secção variável a verificação da resistência atendendo aos diversos mecanismos de ruína possíveis torna-se como se verificou um processo trabalhoso e portanto moroso.

Existem depois no mercado software específico para verificação de ligações aparafusadas e soldadas, que não foi utilizado no presente trabalho, pelas razões já apontadas.

Um aspecto fundamental deste trabalho foi a fase de desenho, pois permitiu sedimentar conhecimentos quanto às diferentes soluções construtivas utilizadas em estruturas metálicas. Na materialização do projecto, se bem que ainda na fase de desenho de concepção, é importante que sejam transferidas para o projecto os pressupostos utilizados na análise de esforços, nomeadamente: quanto ao tipo de nós a utilizar, se nós rígidos, se nós articulados; que tipo e localização de travamentos para impedir o bambeamento em perfis PRS.

No que diz respeito à análise de estruturas metálicas o EC3 põe grande ênfase na possibilidade de utilização de cálculo plástico e também na verificação dos efeitos de segunda ordem, efeitos P- Δ e P- δ . A utilização de métodos de cálculo plástico não é consensual pois existe um refinamento do projecto só possível no caso de estruturas standard que levem ao licenciamento de pavilhões industriais de pequena e média dimensão, com medidas estandardizadas.

Por outro lado, no caso de naves industriais de um só piso, sujeitas à acção do vento o efeitos P- Δ são geralmente desprezáveis pois as restrições impostas às flechas, obrigam a uma rigidez elevada dos pórticos em relação à deformada transversal. Em consequência o efeito P- Δ pode ser desprezado, nomeadamente sobre a acção do vento transversal. Os efeitos, que incluem as imperfeições dos elementos estão já incluídos nas curvas de encurvadura consideradas ao efectuar a verificação da resistência das secções.

Por outro lado o EC3 só impõe a verificação dos efeitos de 2ª ordem se a relação entre a carga crítica da estrutura F_{cr} e o correspondente carregamento de base F_{ED} satisfizer a seguinte condição

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{ed} \leq 10$$

Nas figuras seguintes apresentamos os três primeiros modos de carga crítica para a Combinação 01- Acção de Base Cobrecarga que é a combinação crítica em termos de compressão nos pilares. Os três primeiros factores de carga crítica são respectivamente $\alpha_1=32,15$; $\alpha_2=68,44$ e $\alpha_3=119$.

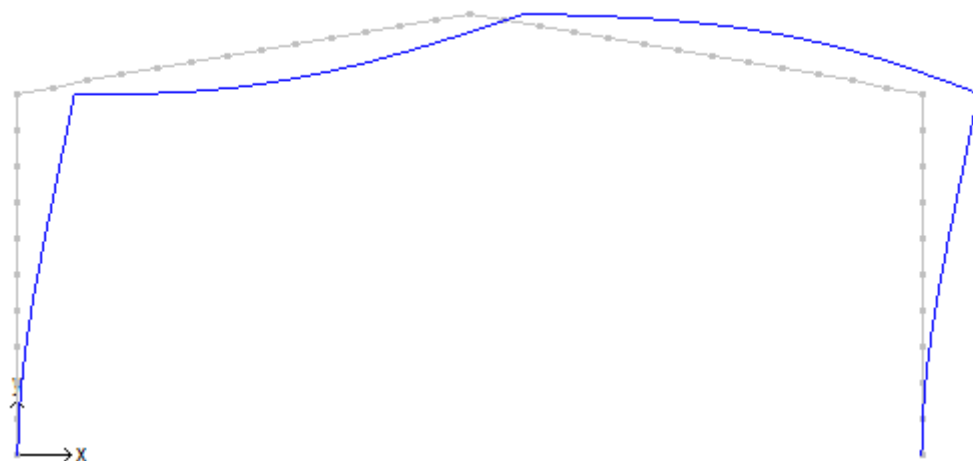


Figura 10.1 - Primeiro modo de carga critica

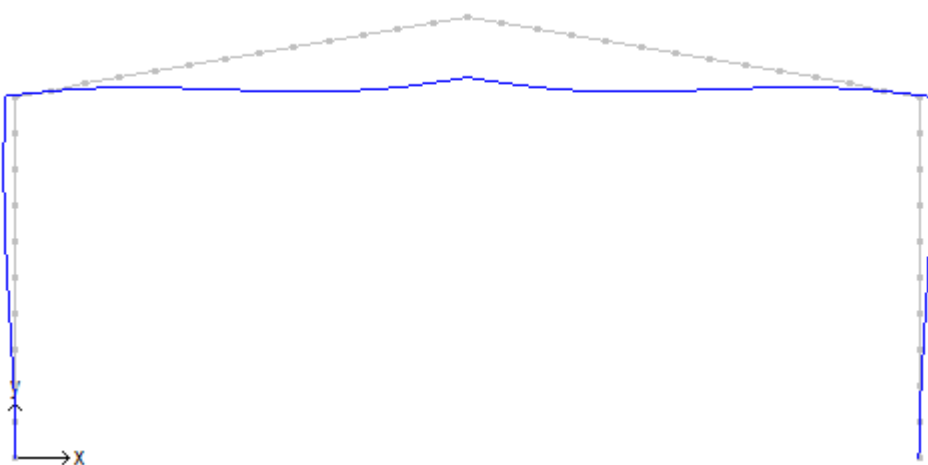


Figura 10.2 -Segundo modo de carga critica

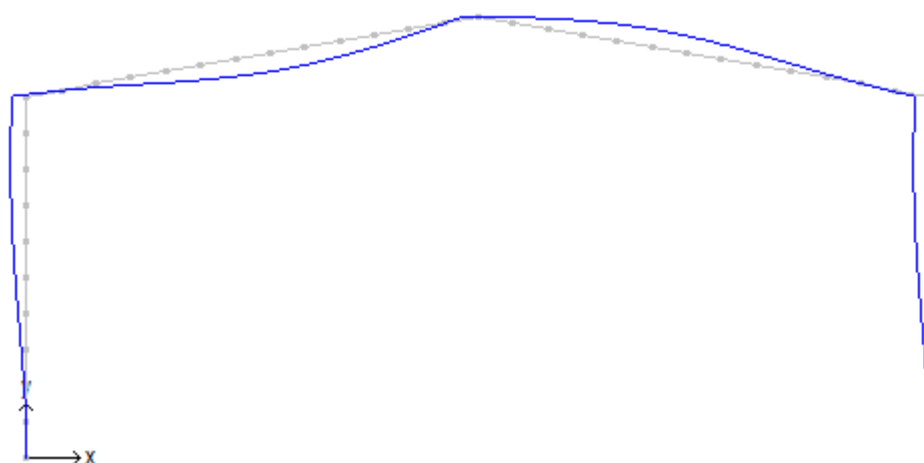


Figura 10.3- Terceiro modo modo de carga critica

Bibliografia

[1] Joannides, Frixos

Structural Steel Design

Thomas Telford Publishing

[2] Bowles, Joseph E.

Structural Steel Design

McGraw Hill, Auckland, 1980

[3] Manual of Steel Construction

American institute of steel Construction AISC, New York, 1978

[4] Joints in Steel Construction – Moment Connections

The Steel Construction Institute SCI, London, 1995

[5] Barry, R. The construction of Buildings –Volume 1

Foundations and Oversite Concrete, Walls, Floors and Roofs

Blackwell Science, London, 1993

[6] Lavaur, R.C.

Exercices resoles de charpentes métalliques

Masson, Paris, 1980

[7] Centre Suisse de la Construction Métallique

Commission technique 1983

[8] Simões, Rui A. D.

Manual de dimensionamento de estruturas metálicas

Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista CMM, Coimbra, Fevereiro de 2007

[9] Luís Simões da Silva e Helena Gervásio

Manual de Dimensionamento De Estruturas Metálicas: Métodos Avançados

Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista CMM, Coimbra, Fevereiro de 2007

[10] Luís Simões da Silva e Helena Gervásio

Manual de Dimensionamento De Estruturas Metálicas: Métodos Avançados

Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista CMM, Coimbra, Fevereiro de 2007

[11] Pinheiro, António Carlos Da Fonseca Bragança

Estruturas Metálicas Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projectos

Edgar Blucher

[12] Walter Pfeil . Michèle Pfeil

Estruturas Metálicas Dimensionamento Prático

LTC Livros Técnicos e científicos editora

[13] Gomes, Carlos Reis

Apontamentos da Disciplina de Mecânica das Estruturas

FEUP, Porto, 2009

[14] Gomes, Carlos Reis

Apontamentos da Disciplina Estruturas Metálicas

FEUP, Porto, 2009

[15] Moraes, José Manuel de Simões

Desenho Técnico Básico

Porto Editora, Porto 2004

[16] Eurocódigo 3 (EC3)

Projecto de Estruturas de Aço Parte 1-1

Norma europeia 2001

[17] Colecção Regulamentos 6-Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

Porto Editora, Porto 2005