

Comparação de Soluções Estruturais Metálicas numa Unidade Fabril no Barreiro

Tomás Baptista de Moura

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Prof. Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Júri

Presidente: Prof. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Prof. Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Vogal: Prof. Pedro António Martins Mendes

Outubro de 2016

Agradecimentos

Expresso um franco agradecimento ao meu orientador, Professor Pedro Parreira, por todo o apoio, sugestões e disponibilidade prestados ao longo do desenvolvimento desta dissertação. Desde cedo, ao estabelecer um tema do meu inteiro agrado. Durante a investigação, na discussão e transmissão de valiosos conhecimentos. Por fim, pela crítica e comentários às sucessivas versões deste documento.

Verdadeiramente, devo também um agradecimento à minha família e amigos, pelo suporte incondicional. Mesmo nos momentos difíceis, acreditaram sempre nas minhas capacidades.

Resumo

O objetivo principal desta dissertação consiste na comparação de duas soluções estruturais tipicamente usadas em unidades fabris: a solução em “portal frame” e a solução em pórtico treliçado.

Esta análise comparativa foi aplicada ao caso específico de uma unidade fabril com cinco naves e vários requisitos em relação às áreas de trabalho livres e aos pés-direitos mínimos. Assim, o intuito é revelar a solução estrutural mais económica, baseada numa avaliação de pesos totais, assumindo que ambas as soluções têm igual custo unitário.

Para esse efeito, cada solução foi concebida de acordo com os Eurocódigos, seguindo-se o cálculo dos pesos totais e parciais dos elementos obtidos. Numa primeira fase, procedeu-se à classificação e quantificação das ações relevantes. Numa segunda fase, definiram-se as combinações de ações e estados limites a verificar. Por fim, os modelos estruturais foram introduzidos no programa computacional SAP2000, que forneceu os resultados necessários para executar as verificações de segurança e dimensionamento dos elementos.

Os resultados obtidos revelaram que a solução de pórtico treliçado é a mais económica, alcançando uma estrutura principal com 17% menos peso do que a solução em “portal frame”, ou seja, um peso total 7% menor. Verificou-se que a possibilidade de aumentar a rigidez e resistência de treliças com um reduzido acréscimo de peso proporcionou um comportamento de pórtico rígido mais eficiente, resultando em colunas e vigas menos dispendiosas.

Os resultados também mostraram que a adoção de colunas em perfil RHS é mais apropriada, representando 80% do peso das colunas em perfil H.

Palavras-chave: Soluções estruturais metálicas, Unidades Fabris, “Portal frame”, Pórtico treliçado, Eurocódigos.

Abstract

The aim of this thesis is the comparison between two steel structural systems typically used in industrial buildings: the portal frame and the rigid framed truss.

This comparison is applied to the specific case of a single-storey manufacturing unit with five bays and several requirements relative to the minimum working areas and heights. So, the goal is to achieve the most economical system, based on the evaluation of the total weights, assuming that both of them have equal unit costs.

For that purpose, each solution is designed according to the Eurocodes, followed by the calculation of the total and partial weights of the elements obtained. In a first phase, the classification and quantification of the relevant actions is made. In a second phase, the load combinations and limit states are defined. Finally, the structural models are introduced in the computer program SAP2000, which provides the results needed to perform the safety verifications and design of the elements.

The results obtained revealed that the rigid framed truss is the most economical solution, achieving a mainframe with 17% less weight than the portal frame solution, leading to a total weight 7% lower. The possibility of increasing the stiffness and resistance of trusses with a low increase in weight allows a more efficient rigid frame behavior, resulting in less expensive columns and beams.

The results have also showed that the adoption of RHS columns is more suitable, representing 80% of the weight of H columns.

Keywords: Steel structural systems, Industrial buildings, Portal frame, Rigid framed truss, Eurocodes.

Índice

1 Introdução.....	1
1.1 Enquadramento e objetivo.....	1
1.2 Requisitos e hipóteses.....	2
1.3 Notas e organização do documento.....	4
2 Estado da Arte.....	6
2.1 Unidades Fabris.....	6
2.2 Tipos de soluções estruturais.....	6
2.3 Comparação dos diferentes tipos de soluções estruturais.....	13
2.3.1 Ligação às fundações.....	13
2.3.2 Soluções estruturais competitivas.....	14
3 Ações de Dimensionamento.....	17
3.1 Abordagem aos Eurocódigos.....	17
3.2 Classificação e quantificação de ações.....	18
3.2.1 Ações permanentes.....	18
3.2.2 Ações variáveis.....	19
3.2.2.1 Sobrecargas de utilização.....	19
3.2.2.2 Ação da neve.....	20
3.2.2.3 Ação do vento.....	22
3.2.2.4 Ação da temperatura.....	32
3.2.2.5 Ações introduzidas pelas pontes móveis.....	33
3.2.3 Ações acidentais.....	36
4 Estados Limites e Combinações de Ações.....	37
4.1 Estados limites.....	37
4.1.1 Estados limites últimos.....	37
4.1.2 Estados limites de utilização.....	40

4.2	Combinacões de ações.....	42
4.2.1	Combinacões de ações para os estados limites últimos.....	43
4.2.2	Combinacões de ações para os estados limites de utilizacão.....	44
5	Dimensionamento da Estrutura.....	46
5.1	Conceito estrutural e tipo de elementos adotados.....	47
5.1.1	Painéis de revestimento e estrutura secundária.....	47
5.1.2	Estrutura Principal.....	53
5.1.3	Estrutura de suporte das pontes móveis.....	59
5.2	Perfis obtidos e verificacões de segurana.....	60
5.2.1	Painéis de revestimento e estrutura secundária.....	61
5.2.2	Estrutura Principal.....	61
5.2.2.1	“Portal Frame”.....	61
5.2.2.2	Pórtico Trelaçado.....	62
5.2.2.3	Estrutura de suporte das pontes rolantes.....	62
5.3	Análise Estrutural.....	63
5.3.1	Modelo estrutural e análise global.....	63
5.3.2	Imperfeicões.....	64
5.3.3	Classificacão das secções transversais.....	65
6	Apresentaçã e Discussã de Resultados.....	66
6.1	Comparaçã económica das soluções estruturais obtidas.....	67
6.2	Influência relativa de cada parte no custo final.....	70
6.3	Comparaçã do funcionamento estrutural das vigas em cada soluçã.....	71
7	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	74
8	Referências.....	77
ANEXOS		A1

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Esquema e dimensões da unidade fabril em estudo.....	3
Figura 1.2 – Modelo da estrutura principal em “portal frame”.....	3
Figura 1.3 – Modelo da estrutura principal em pórtico treliçado.....	3
Figura 2.1 – Elementos típicos da estrutura de pavilhões industriais. Adaptada de [3].....	7
Figura 2.2 – Forma do diagrama de momentos fletores em pórticos com vigas simplesmente apoiadas, para cargas verticais (à esquerda) e para cargas horizontais (à direita).....	8
Figura 2.3 – Sistema de contraventamento usualmente adotado em pórticos com vigas simplesmente apoiadas: cor azul – contraventamento de cobertura; cor verde – contraventamento vertical das fachadas; cor preta – estrutura principal. Adaptada de [1].....	8
Figura 2.4 – Tipologias usuais em pórticos com vigas suportadas por cabos [1].....	9
Figura 2.5 – Comparação dos diagramas de momentos fletores em pórticos com vigas suportadas por cabos (a vermelho) e em pórticos com vigas simplesmente apoiadas (a cinzento).....	9
Figura 2.6 – Métodos de suporte de pórticos em arco. Adaptada de [1].....	9
Figura 2.7 – Modelo de pórtico em arco para vão único. Adaptada de [18].....	10
Figura 2.8 – Sistemas de contraventamento para pórticos de um único vão (à esquerda) e de vãos múltiplos (à direita). Adaptada de [1].....	10
Figura 2.9 – Sistema de “asas de anjo” para travamento do banzo inferior [3].....	11
Figura 2.10 – Sistema de “portal frame” para pavilhões com múltiplos vãos, incorporando pontes móveis. Adaptada de [1].....	12
Figura 2.11 – Treliça espacial em prespetiva [20].....	13
Figura 2.12 – Pórtico treliçado com treliças de Pratt [19].....	13
Figura 2.13 – Diagramas de momentos fletores para ligação estrutura-fundações encastrada (em cima) e rotulada (em baixo).....	14
Figura 2.14 – Comparação do peso da estrutura principal em portal frame e pórtico treliçado. Adaptada de [3].....	16
Figura 3.1 – Esquema do processo tipicamente utilizado no projeto de estruturas.....	17
Figura 3.2 – Coeficientes de forma para a carga da neve – coberturas múltiplas de duas vertentes [11].....	21
Figura 3.3 – Valores característicos e disposições de carga a avaliar para a ação da neve.....	21

Figura 3.4 – Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica. Adaptada de [12].....	24
Figura 3.5 – Zonas em paredes verticais, para $\theta = 0^\circ$ (à esquerda) e $\theta = 90^\circ$ (à direita). Adaptada de [12].....	25
Figura 3.6 – Coeficientes de pressão exterior em coberturas múltiplas [12].....	26
Figura 3.7 – Zonas em coberturas de uma vertente. Adaptada de [12].....	26
Figura 3.8 – Zonas em coberturas de duas vertentes. Adaptada de [12].....	27
Figura 3.9 – Valores característicos da ação do vento para $\theta = 0^\circ$	29
Figura 3.10 - Valores característicos da ação do vento para $\theta = 0^\circ$ (em cima) e $\theta = 90^\circ$ (em baixo).....	30
Figura 3.11 - Valores característicos dos efeitos de atrito do vento para $\theta = 0^\circ$ (em cima) e $\theta = 90^\circ$ (em baixo).....	31
Figura 3.12 – Representação esquemática das pontes móveis a utilizar. Adaptada de [1].....	33
Figura 3.13 – Representação esquemática das características das pontes a utilizar.....	34
Figura 3.14 – Situações de carga a avaliar para as vigas de suporte das pontes móveis.....	35
Figura 3.15 – Situações de carga a avaliar para os montantes sujeitos à ação das pontes móveis.....	35
Figura 4.1 – Representação esquemática dos deslocamentos nos vários elementos da estrutura.....	41
Figura 5.1 – Dimensões da estrutura da unidade fabril.....	47
Figura 5.2 – Cargas aplicadas nas madres de cobertura e sua decomposição nos eixos principais.....	48
Figura 5.3 – Esquema representativo da ligação de continuidade das madres. Ligação aparafusada com chapas de reforço, localizada próxima da zona de momentos nulos. Adaptada de [8].....	48
Figura 5.4 – Zonamento das madres de cobertura e respetivos afastamentos e modelos de cálculo.....	49
Figura 5.5 – Reforços de torção das madres na zona de apoio das madres nas travessas. Adaptada de [8].....	49
Figura 5.6 – Sistema de travamento das madres de cobertura.....	50
Figura 5.7 – Sistema de contraventamento de cobertura adotado.....	51
Figura 5.8 - Cargas aplicadas nas madres de fachada e sua decomposição nos eixos principais.....	51
Figura 5.9 - Zonamento das madres de fachada e respetivos afastamentos e modelos de cálculo.....	52
Figura 5.10 - Sistema de travamento das madres de fachada.....	52
Figura 5.11 – Travamento do banzo inferior das vigas IPE. Adaptado de [1].....	53

Figura 5.12 – Forma do diagrama de momentos nas vigas para cargas verticais (em cima) e zonamento dos reforços de cumeeira e nas ligações pilar-viga (em baixo).....	54
Figura 5.13 – Cortes a aplicar nos perfis IPE para obtenção dos reforços. Adaptado de [4].....	54
Figura 5.14 – Secção transversal da treliça espacial (à esquerda) [1] e perspetiva da treliça espacial (à direita).....	55
Figura 5.15 - Forma do diagrama de esforços axiais nas cordas da treliça para cargas verticais (em cima) e zonamento da distância entre cordas adotada (em baixo).....	56
Figura 5.16 – Orientação e nomenclatura adotadas para os pilares (perfis em I apenas representativos).....	57
Figura 5.17 – Vigas em Y na solução treliçada (à esquerda) e na solução em “portal frame” (à direita).....	59
Figura 6.1 – Influência relativa de cada parte no peso total.....	70
Figura B.1 – Identificação das diferentes zonas e secções a verificar.....	B4
Figura C.1 – Esforços máximos no sistema de contraventamento para ações de pressão (cima) e sucção (baixo).....	C1
Figura C.2 – Situações condicionantes a avaliar para as madres de cobertura.....	C2
Figura C.3 – Elementos para verificação de segurança dos painéis sandwich de cobertura.....	C4
Figura C.4 – Forças atuantes nos cabos do sistema de travamento das madres de cobertura.....	C5
Figura C.5 - Situações condicionantes a avaliar para os perfis RHS de travamento da cobertura.....	C5
Figura C.6 – Elementos e dimensões da treliça espacial em X - classes 1 e 2 ($d/t \leq 46,0$).....	C5
Figura C.7 – Cargas equivalentes ao efeito de instabilidade atuantes na “base da treliça”.....	C9
Figura C.8 – Posição de carga condicionante para o dimensionamento das vigas de suporte das pontes.....	C11

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Vãos típicos em diferentes soluções estruturais. Adaptada de [1].....	14
Tabela 2.2 – Vantagens e desvantagens dos sistemas “portal frame” e pórtico treliçado. Adaptada de [1].....	15
Tabela 3.1 – Sobrecargas em coberturas da categoria H. Adaptada de [10].....	20
Tabela 3.2 – Coeficientes de forma para a carga da neve. Adaptado de [11].....	21
Tabela 3.3 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros. Adaptado de [12].....	23
Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão exterior em paredes verticais de edifícios de planta retangular [12].....	25
Tabela 3.5 – Cálculo de h/d para $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$	25
Figura 3.6 – Coeficientes de pressão exterior em coberturas múltiplas [12].....	26
Tabela 3.7 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (com revessa). Adaptado de [12].....	27
Tabela 3.8 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (sem revessa). Adaptado de [12].....	27
Tabela 3.9 – Coeficientes de atrito c_{fr} para paredes, platibandas e coberturas. Adaptada de [12].....	31
Tabela 3.10 – Obtenção dos valores de variação uniforme da temperatura.....	33
Tabela 3.11 – Características das pontes móveis facultadas pelo fornecedor.....	34
Tabela 4.1 – Verificações ELU da resistência das secções transversais. Adaptadas de [15,16].....	38
Tabela 4.2 - Verificações ELU da resistência dos elementos à encurvadura. Adaptadas de [15,16].....	39
Tabela 4.3 – Limites dos deslocamentos a cumprir para as combinações características. Adaptada de [15].....	40
Tabela 4.4 – Valores recomendados para os coeficientes Ψ para edifícios. Adaptado de [9,14].....	42
Tabela 4.5 – Coeficientes parciais para as situações de projeto persistentes. Adaptado de [9,14].....	42
Tabela 4.6 – Coeficientes parciais para as situações de projeto acidentais. Adaptado de [9,14].....	43
Tabela 4.7 – Combinações de ações para os estados limites últimos.....	43
Tabela 4.8 – Combinações de ações para os estados limites de serviço.....	45
Tabela 5.1 – Elementos dimensionados para o revestimento e estrutura secundária.....	61
Tabela 5.2 - Elementos dimensionados para a estrutura principal em “portal frame”.....	61

Tabela 5.3 - Elementos dimensionados para a estrutura principal em pórtico treliçado.....	62
Tabela 5.4 - Elementos dimensionados para as vigas de suporte das pontes móveis.....	62
Tabela 5.5 – Cálculo de α_{cr} na direção X.....	63
Tabela 5.6 – Cálculo de α_{cr} na direção Y.....	64
Tabela 6.1 – Pesos parciais e totais dos revestimentos e da estrutura secundária.....	67
Tabela 6.2 – Comparação de pesos das soluções de pilares em RHS e HEB.....	68
Tabela 6.3 – Comparação de pesos das soluções em “portal frame” e em pórtico treliçado.....	69
Tabela 6.4 - Comparação dos pesos médios por metro linear de viga de cada parte das secções transversais.....	72
Tabela A.1 – Cálculo da aceleração máxima de referência para cada tipo de ação sísmica.....	A1
Tabela A.2 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos para as ações sísmicas.....	A2
Tabela A.3 – Cálculo do período fundamental nas direções X e Y.....	A2
Tabela A.4 – Ordenadas do espectro de cálculo nas direções X e Y.....	A3
Tabela A.5 – Comparação dos valores globais da ação sísmica e do vento.....	A4
Tabela B.1 - Painel de revestimento – Painel Sandwich ONDATHERM 900 C (t = 30mm) – Arval [26]..	B1
Tabela B.2 - Madres – IPE 140 (Classe 2) [28].....	B1
Tabela B.3 - Travamento das madres – RHS 260 x 140 x 5 (Classe 4) [29].....	B1
Tabela B.4 - Cabos A400 do Sistema de Contraventamento.....	B2
Tabela B.5 - Painel de revestimento – Painel Sandwich Arga 900 (t = 35 mm) – Arval [27].....	B2
Tabela B.6 - Madres de Fachada Lateral – IPE 140 (Classe 1) [28].....	B2
Tabela B.7 - Travamento das madres de Fachada Lateral – 2 RHS 140 x 140 x 5 (Classe 4) [29].....	B3
Tabela B.8 - Madres de Fachada Frontal – IPE 120 (Classe 1) [28].....	B3
Tabela B.9 - Travamento das Madres de Fachada Frontal – 2 RHS 120 x 120 x 8 (Classe 2) [29].....	B3
Tabela B.10 - Vigas em X – IPE 500 com reforços locais [28].....	B4
Tabela B.11 – Verificações ELS das vigas em X.....	B4
Tabela B.12 - Vigas de empena em X – IPE 300 (Classe 4) [28].....	B5
Tabela B.13 - Vigas em Y – HEB 220 (Classe 1) [28].....	B5

Tabela B.14 - Pilares em perfil RHS [29].....	B5
Tabela B.15 - Pilares em perfil HEB [28].....	B6
Tabela B.16 - Treliças em X (a = 1,5 m b = 0,7 m h ₁ = 1,2 m h ₂ = 0,8 m h ₃ = 0,4 m) [29].....	B6
Tabela B.17 - Treliça de empena em X (a = 1,5 m b = 0,7 m h = 0,6 m) [29].....	B7
Tabela B.18 - Treliças em Y (a = 1,6 m b = 0,7 m h = 1,2 m) [29].....	B7
Tabela B.19 - Treliças de empena em Y (a = 1,6 m b = 0,5 m h = 0,8 m) [29].....	B8
Tabela B.20 - Pilares em perfil RHS [29].....	B8
Tabela B.21 - Pilares em perfil HEB [28].....	B9
Tabela B.22 - Vigas de suporte das pontes rolantes em perfil HEA [28].....	B9
Tabela C.1 – Verificações de segurança dos elementos da treliça em X.....	C10
Tabela C.2 – Cálculo do comprimento de encurvadura dos pilares P da solução “portal frame”.....	C11

Simbologia

Capítulo 3

Sobrecargas de utilização

Q_k valor característico de uma carga concentrada variável

q_k valor característico de uma carga uniformemente distribuída sobre uma linha ou superfície

Ação da neve

C_e coeficiente de exposição

C_t coeficiente térmico

C_z coeficiente dependente da zona

H altitude do local [m]

s carga da neve na cobertura

s_k valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado

α inclinação da vertente da cobertura, medida em relação à horizontal

μ coeficiente de forma para a carga da neve

Ação do vento

h altura da construção

F_w força resultante exercida pelo vento

F_{fr} força de atrito resultante

$c_s c_d$ coeficiente estrutural

w_e pressão exterior exercida pelo vento

w_i pressão interior exercida pelo vento

c_{fr} coeficiente de atrito

A_{fr} área varrida pelo vento

A_{ref} área de referência

I_v intensidade de turbulência

b	largura da construção - comprimento da superfície perpendicular à direção do vento, salvo indicação em contrário
C_{dir}	coeficiente de direção
C_e	coeficiente de exposição
C_{pe}	coeficiente de pressão exterior
$C_{pe,10}$	coeficiente global de pressão exterior
C_{pi}	coeficiente de pressão interior
C_r	coeficiente de rugosidade
C_o	coeficiente de orografia
C_{season}	coeficiente de sazão
d	profundidade da construção - comprimento da superfície paralela à direção do vento, salvo indicação em contrário
e	excentricidade de uma força ou distância ao bordo
k_l	coeficiente de turbulência
k_r	coeficiente de terreno
q_b	pressão dinâmica de referência
q_p	pressão dinâmica de pico
v_b	valor de referência da velocidade do vento
$v_{b,0}$	valor básico da velocidade de referência do vento
v_m	velocidade média do vento
z	altura acima do solo
z_0	comprimento de rugosidade
z_e	altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento
z_i	altura de referência para a pressão interior exercida pelo vento
z_{min}	altura mínima
z_{max}	altura máxima
θ	ângulo de torção ou direção do vento
ρ	massa volúmica do ar

Ação da temperatura

α_T	coeficiente de dilatação linear
ΔT_u	componente de variação uniforme da temperatura
ΔT_M	componente linear da variação diferencial de temperatura
ΔT_E	componente não linear da variação diferencial de temperatura
T	temperatura média
T_0	temperatura inicial do elemento estrutural no momento em que são introduzidos os constrangimentos
T_{min}	temperatura mínima do ar à sombra com uma probabilidade anual de não ser excedida de 0,02 (equivalente a um período de retorno de 50 anos)
$T_{máx}$	temperatura máxima do ar à sombra com uma probabilidade anual de não ser excedida de 0,02 (equivalente a um período de retorno de 50 anos)
T_{in}	temperatura do ar ambiente interior
T_{out}	temperatura do ar ambiente exterior

Ações introduzidas pelas pontes móveis

Q_c	peso próprio da ponte móvel
Q_h	carga transportada pela ponte
$F_{\phi,k}$	valor característico de uma ação introduzida pelas pontes móveis
ϕ_i	factor dinâmico associada à carga i
F_k	valor característico da componente estática de uma ação introduzida pelas pontes móveis
C	capacidade de carga máxima da ponte móvel

Capítulo 4

E_d	valor de cálculo do efeito das ações
R_d	valor de cálculo da resistência
C_d	valor nominal ou uma função dos valores de cálculo de certas propriedades dos materiais
N_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal atuante
$M_{y,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y

$M_{z,Ed}$	valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z
N_{Rd}	valor de cálculo do esforço normal resistente
$M_{y,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo y-y
$M_{z,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo z-z
$N_{t,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de tração
$N_{c,Rd}$	valor de cálculo do esforço normal resistente de compressão de uma secção transversal
$V_{y,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal atuante, em relação ao eixo y-y
$V_{z,Ed}$	valor de cálculo do esforço transversal atuante, em relação ao eixo z-z
$V_{c,Rd(y)}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente, em relação ao eixo y-y
$V_{c,Rd(z)}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente, em relação ao eixo z-z
$M_{c,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em relação ao eixo principal de uma secção transversal
T_{Ed}	valor de cálculo do momento torsor atuante
T_{Rd}	valor de cálculo do momento torsor resistente
$V_{pl,T,Rd}$	valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico, reduzido pela interação com o momento torsor
$M_{y,V,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo y-y, reduzido pela interação com o esforço transversal
$M_{z,V,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo z-z, reduzido pela interação com o esforço transversal
$M_{N,y,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo y-y, reduzido pela interação com o esforço normal
$M_{N,z,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente em torno do eixo z-z, reduzido pela interação com o esforço normal
α	parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
β	parâmetro para tomar em consideração o efeito de flexão desviada
f_y	tensão de cedência
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe

γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenômenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\sigma_{x,Ed}$	valor de cálculo da tensão longitudinal local atuante
A_{eff}	área efetiva de uma secção transversal
$W_{eff,y}$	módulo de flexão em torno de y-y de uma secção transversal efetiva
$W_{eff,z}$	módulo de flexão em torno de z-z de uma secção transversal efetiva
e_{Ny}	afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo o eixo y-y
e_{Nz}	afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo o eixo z-z
$N_{b,y,Rd}$	valor de cálculo da resistência de um elemento à encurvadura em y-y por esforço normal de compressão
$N_{b,z,Rd}$	valor de cálculo da resistência do esforço normal resistente à encurvadura de um elemento comprimido
$V_{b,Rd}$	valor de cálculo da resistência do esforço transversal resistente à encurvadura de uma alma comprimida
h_w	altura da alma
t_w	espessura da alma
η	fator de conversão
ε	fator que depende de f_y
$M_{b,Rd}$	valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral
χ_y	coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y
χ_z	coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z
N_{Rk}	valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante
$\Delta M_{y,Ed}$	momento devido ao desvio do eixo baricêntrico em y-y
$\Delta M_{z,Ed}$	momento devido ao desvio do eixo baricêntrico em z-z
χ_{LT}	coeficiente de redução para a encurvadura lateral
$M_{y,Rk}$	valor característico do momento fletor resistente em torno de y-y da secção transversal condicionante

$M_{y,Rk}$	valor característico do momento fletor resistente em torno de z-z da secção transversal condicionante
k_{yy}	fator de interação
k_{yz}	fator de interação
k_{zy}	fator de interação
k_{zz}	fator de interação
A_{net}	área útil de uma secção transversal
$\delta_{max,v}$	flecha vertical no estado final relativamente à linha reta que une os apoios
$\delta_{1,v}$	variação da flecha devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação
$\delta_{2,v}$	variação da flecha devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das restantes ações variáveis
$\delta_{max,h}$	flecha horizontal no estado final relativamente à linha reta que une os apoios
$\delta_{1,h}$	variação da flecha devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação
$\delta_{2,h}$	variação da flecha devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das ações variáveis acompanhantes
G	ação permanente
$G_{k,j}$	valor característico da ação permanente j
H_i	altura da coluna ou do piso [m]
L	comprimento de um elemento [m]
Q	ação variável
$Q_{k,1}$	valor característico da ação variável de base
$Q_{k,i}$	valor característico da ação variável acompanhante i
A_d	ação de acidente
u	deslocamento horizontal global à altura H do edifício
$\gamma_{G,j}$	coeficiente parcial relativo à ação permanente j
$\gamma_{Q,1}$	coeficiente parcial relativo a ações variáveis de base
$\gamma_{Q,i}$	coeficiente parcial relativo a ações variáveis acompanhantes i
γ_A	coeficiente parcial relativo a ações de acidente

- Ψ_0 coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
- Ψ_1 coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
- Ψ_2 coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável

Capítulo 5

- h altura da secção transversal
- A área da secção transversal
- I_y momento de inércia em y-y
- I_z momento de inércia em z-z
- i_y raio de giração relativo ao eixo y-y, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
- i_z raio de giração relativo ao eixo z-z, determinado com base nas propriedades da secção transversal bruta
- a distância entre nós da treliça espacial
- b distância entre as cordas inferiores da treliça espacial
- h_G distância entre a base da treliça e o centro de gravidade

Análise estrutural:

- α_{cr} fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global
- F_{cr} valor crítico da carga associada à instabilidade elástica num modo global, determinado com base no valor de rigidez elástica inicial
- F_{Ed} valor de cálculo da carga que atua na estrutura
- H_{Ed} valor de cálculo da carga horizontal total, incluindo as forças equivalentes transmitidas pelo piso
- V_{Ed} valor de cálculo de carga vertical total transmitida pelo piso
- h altura do piso
- $\delta_{H,Ed}$ deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um piso
- q_d valor de cálculo da força equivalente por unidade de comprimento
- e_0 amplitude de uma imperfeição de um elemento

L	comprimento de um elemento
δ_q	deslocamento de um sistema de contraventamento no seu plano
m	número de colunas num alinhamento
φ	imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade
φ_0	valor de base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade
α_h	coeficiente de redução para tomar em consideração a altura h do pórtico
α_m	coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento
F_H	máxima força horizontal devida às imperfeições geométricas aplicada no topo de uma coluna

Anexo A

T	período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
a_{gR}	aceleração máxima de referência
a_g	valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A
γ	coeficiente de importância
S_{max}	parâmetro definidor do espectro de resposta elástica
T_B	limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante
m	massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida
K	rigidez da estrutura
S	coeficiente de solo
S_d	espectro de cálculo
q	coeficiente de comportamento
β	coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
F_b	força de corte sísmica na base
λ	fator de correção

Anexo C (além dos símbolos já apresentados)

F_{Rd}	valor de cálculo da resistência ao esforço normal do cabo
F_{Ed}	valor de cálculo do esforço normal no cabo
M_{cr}	momento crítico elástico de encurvadura lateral
E	módulo de elasticidade
k_z	fator efetivo de comprimento dependendo das condições de apoio nas extremidades
k_w	fator efetivo de comprimento dependendo das condições de apoio nas extremidades
I_w	constante de empenamento da secção transversal
I_t	constante de torção
C_1	coeficiente que traduz a relação entre o valor crítico do máximo momento fletor num elemento e o valor crítico do momento fletor uniforme nesse mesmo elemento considerado com extremidades articuladas
C_{my}	coeficiente de momento uniforme equivalente em torno do eixo y-y
C_{mz}	coeficiente de momento uniforme equivalente em torno do eixo z-z
α_s	fator que exprime a relação M_s/M_h
Ψ	relação entre os momentos que atuam nas extremidades de um segmento de um elemento ou fator que tem em conta a percentagem comprimida da secção transversal
h	altura de uma parte da secção transversal
b	largura de uma parte da secção transversal
t_f	espessura do banzo
L_{ey}	comprimento de encurvadura em torno do eixo y-y
L_{ez}	comprimento de encurvadura em torno do eixo z-z
$\bar{\lambda}_y$	esbelteza normalizada em y-y
$\bar{\lambda}_z$	esbelteza normalizada em z-z
c/t	parâmetro definidor da classe da secção transversal
k_σ	coeficiente de encurvadura de placas
$\bar{\lambda}_p$	esbelteza normalizada da alma
ρ	fator de redução dos elementos comprimidos

L_{LT}	distância entre travamentos laterais
$\bar{\lambda}_{LT}$	esbelteza normalizada para a encurvadura lateral
χ_z	coeficiente de redução para a encurvadura lateral
k	rigidez à flexão da coluna
k_1	rigidez à flexão da viga
η_1	parâmetro que exprime a rigidez à flexão da ligação coluna-viga
η_2	parâmetro que exprime a rigidez à flexão da ligação coluna-fundação
α	parâmetro que expressa a relação entre o comprimento da coluna e o comprimento de encurvadura da mesma

1. Introdução

1.1 Enquadramento e objetivo

É indiscutível a excelente relação custo-eficiência do aço como material de construção [1].

De facto, o início da indústria do aço estrutural remonta à segunda metade do século XIX, e desde aí cresceu substancialmente, em grande parte devido à procura no sector da construção. Esta procura poderá justificar-se com base no desenvolvimento do conhecimento das suas propriedades e processos de fabrico [2].

As características competitivas do aço, que estão na origem da sua atual larga utilização em estruturas, poderão ser resumidas no seguinte [1,3]:

- O seu reduzido peso estrutural - comparado com o betão e a alvenaria - permite economia nas fundações e no transporte para a Obra.
- O espaço útil mínimo ocupado pelos elementos estruturais. O elevado rácio resistência-peso, especialmente na tração e flexão, permite vencer grandes vãos e/ou suportar grandes cargas com elementos de dimensões reduzidas.
- O baixo custo unitário e a rapidez de construção, associados ao pré-fabrico;
- A variedade de soluções possíveis, dada a elevada gama de secções dos elementos oferecida pela indústria;
- É um material sustentável, já que a sua reciclagem é eficiente.

Por estas razões, facilmente se compreende que um dos tipos de estrutura metálica típica sejam os pavilhões industriais, nos quais os requisitos de economia e funcionalidade são os mais importantes [1,3]. Além disso, a necessidade de grandes áreas de trabalho desimpedidas obriga a estrutura a ter de vencer grandes vãos, o que claramente favorece a adoção do aço como material estrutural [4].

Por outro lado, as características do aço descritas permitem uma grande versatilidade de tipos de soluções estruturais possíveis de aplicar, para uma mesma geometria do edifício [5]. De facto, cortando e ligando diferentes perfis comerciais, é possível obter estruturas compostas, como é o exemplo das treliças e das vigas alveolares.

É precisamente neste contexto que surge a dissertação que aqui se apresenta. O objetivo é comparar duas soluções estruturais diferentes para uma unidade fabril no Barreiro: uma solução do tipo “portal frame” e uma solução de pórtico treliçado.

Assim, o presente trabalho assemelha-se a uma situação real de projeto. O cliente pretende construir um pavilhão industrial com determinadas especificidades em relação à área útil, espaço interior desimpedido e pé-direito mínimo; e, enquanto gabinete de projeto, é suposto dimensionar e avaliar as

duas soluções tipicamente utilizadas para este tipo de estrutura, facultando-lhe a solução mais económica que cumpra os requisitos funcionais.

Desde o início da “era dos pavilhões metálicos” ambas as soluções estruturais são utilizadas: nuns casos constrói-se em “portal frame”, noutros casos em pórtico treliçado [1]. De facto, é difícil conhecer à partida qual será a solução mais económica para um caso específico, dado que a documentação e estudos realizados apontam para a maior eficiência de uma das soluções em relação à outra dependendo ou do vão, ou do afastamento entre pórticos, ou da intensidade das cargas, ou até mesmo dos sistemas de estabilização utilizados – sendo que todos eles variam de caso para caso.

Atualmente, os projetistas acabam por se especializar num ou noutro tipo de solução estrutural, poupando tempo - e, por isso, dinheiro - ao aplicar essa solução na execução do projeto. No entanto, isso não significa *de per si* que a solução empregue seja a mais económica em termos absolutos. Por esse mesmo motivo, o facto de se construir mais um ou outro tipo de solução não significa automaticamente que uma delas seja mais barata.

Por último, refira-se que a execução deste trabalho foi auxiliada pela consulta de dissertações preexistentes sobre o tema [23-25], úteis para a organização da estrutura e para a compreensão de alguns conceitos.

1.2 Requisitos e hipóteses

O caso de estudo envolve os seguintes requisitos funcionais:

- A área útil total deverá ser de 120x144m², constituída por um conjunto de cinco naves, cada uma com área livre de 24x144m².
- Deverá ser garantida a passagem de pessoal e material entre as naves, devendo o espaçamento entre montantes estar desimpedido e ser igual ou superior a 8 metros.
- O pé-direito mínimo de 11,5 metros deverá ser respeitado em toda a área útil.
- As duas últimas naves deverão possuir pontes móveis para transporte de equipamentos e materiais: a primeira com uma capacidade máxima de 200 kN e a segunda com capacidade máxima de 400 kN.

Assim, serão projetados dois tipos de soluções estruturais porticadas, com cinco vãos iguais (24 metros) e com um afastamento entre pórticos constante de 8 metros.

Em ambas as soluções, os montantes terão uma altura total de 12,75 metros, constituídos por um plinto de betão de 1 metro na base ligado a perfis em aço de 11,75 metros; sendo que a cobertura de cada nave terá duas vertentes, inclinadas aproximadamente a 6º, ficando a cumeeira a 14 metros de altura.

Para melhor perceção deste documento, apresentam-se desde já as figuras 1.1, 1.2 e 1.3 ilustrativas da unidade fabril e das soluções a analisar para a sua estrutura.

Unidade Fabril

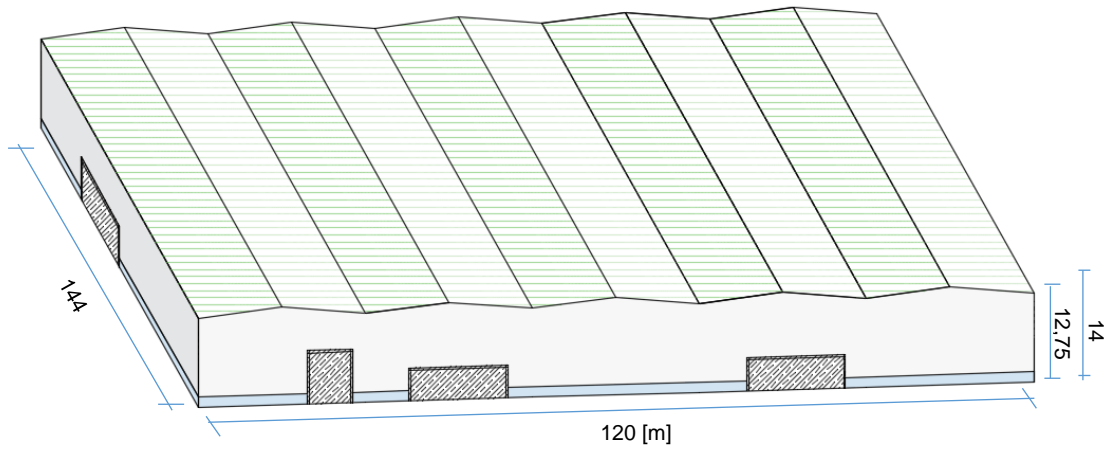


Figura 1.1 – Esquema e dimensões da unidade fabril em estudo

Solução Estrutural em “Portal Frame”

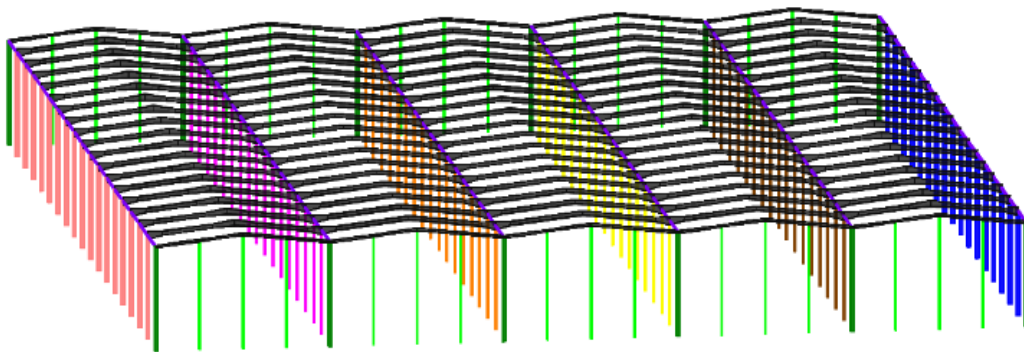


Figura 1.2 – Modelo da estrutura principal em “portal frame”

Solução Estrutural em Pórtico Treliçado

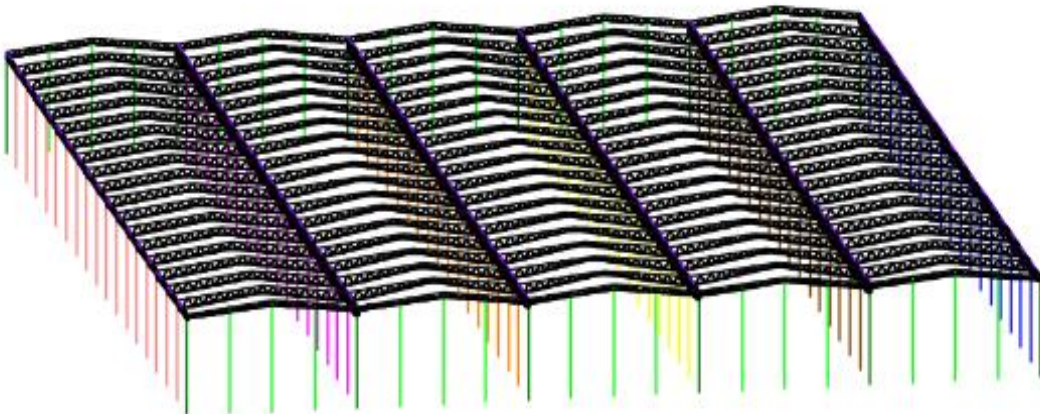


Figura 1.3 – Modelo da estrutura principal em pórtico treliçado

Em relação às hipóteses assumidas, refira-se que:

- A unidade fabril estará situada no Barreiro, a uma altitude de 15 metros;
- Toda a superfície exterior será coberta por painéis de revestimento do tipo sandwich, sem saliências ou obstáculos locais.
- A ligação estrutura-terreno é encastrada, em concordância com o facto de ter sido preciso reforçar o terreno (inicialmente pouco coeso e resistente) com colunas de “jet grouting”.
- Os plintos de betão são desprezados no dimensionamento, assumindo-se os montantes metálicos de 12,75 metros encastrados na base, para efeitos de cálculo;
- O aço utilizado será da classe S355, em todos os elementos estruturais;
- As ações consideradas no dimensionamento de cada tipo de solução estrutural serão:
 - Os pesos próprios da estrutura e dos painéis de revestimento, calculados pelas tabelas divulgadas pelos fornecedores.
 - As sobrecargas de utilização, a ações da neve, do vento e térmicas – calculadas pelos Eurocódigos;
 - As ações introduzidas pelas pontes móveis, calculadas pelos Eurocódigos - de uma forma simplificada -, com base nas informações disponibilizadas pelos fornecedores;
- A ação sísmica será calculada de forma simplificada, não sendo considerada explicitamente no dimensionamento, visto não ser condicionante comparada com a ação do vento;
- Considera-se que na fase em que o projeto se encontra, ainda não estão prontos os projetos de iluminação e tubagens de incêndio, o que é tido em conta através de um acréscimo de carga nos painéis de cobertura, nos casos em que é desfavorável;
- As ligações e elementos de reforço não serão calculados, sendo o seu peso indiretamente considerado por um pequeno acréscimo de carga em cada elemento.

1.3 Notas e organização do documento

Refira-se que, de acordo com SECHALO [1], o sistema “portal frame” é a tipologia estrutural mais usada em unidades fabris sendo que, para cargas moderadas, tem uma grande eficiência em vãos entre 25 e 35 metros. Já os pórticos treliçados são uma solução muito usada, quando se pretendem vencer cargas elevadas e/ou vãos entre 50 e 100 metros.

Realça-se assim que, no caso presente, não é sabido à partida qual será a solução mais económica. Os vãos são de 24 metros o que, de acordo com a referência [1], apontaria para a utilização de “portal frame”. No entanto, os espaçamentos entre pórticos de 8 metros combinados com o facto das cargas do vento no Barreiro serem elevadas (zona de velocidades B e categoria de terreno I) e com o facto de não ser possível fazer a estabilização horizontal da estrutura com contraventamento vertical (devido aos requisitos de espaços desimpedidos a cumprir), apontam para uma solução em pórtico treliçado.

Com o objetivo de fazer a análise económica comparativa das duas soluções para a estrutura da unidade fabril em estudo, será preciso, primeiramente, calcular as ações, para depois estabelecer as

combinações de ações e os estados limites a cumprir e, finalmente, dimensionar cada uma das soluções e comparar o custo de ambas.

É importante referir que os condicionamentos do transporte de elementos estruturais serão tidos em conta nas diversas soluções estruturais adotadas. Porém, não serão considerados os custos de transporte. Além disso, sendo a estrutura pré-fabricada por partes e apenas montada em Obra, então o preço de instalação e fabrico será similar nos dois casos. É assumida a hipótese de que ambas as soluções têm o mesmo custo unitário, pelo que a comparação económica consistirá numa comparação de pesos totais e parciais entre as soluções obtidas.

Este documento divide-se nos seguintes capítulos:

Capítulo 2 – Estado da arte - Enunciam-se as principais características das unidades fabris, revelando as soluções estruturais tipicamente usadas para a sua estrutura. Abordam-se ainda as vantagens, desvantagens e usuais aplicações de cada uma delas, terminando com a apresentação das duas soluções competitivas para o caso em estudo.

Capítulo 3 – Ações de Dimensionamento - Descreve-se a abordagem de verificação de segurança estrutural pelos Eurocódigos, procedendo-se à classificação e quantificação das ações de dimensionamento.

Capítulo 4 – Estados limites e Combinações das ações – Estabelecem-se as combinações de ações a avaliar e os estados limites últimos e de utilização a verificar pela estrutura.

Capítulo 5 – Dimensionamento da Estrutura – Começa por apresentar-se o conceito estrutural e o tipo de elementos adotados em cada uma das soluções estruturais em análise. De seguida, dimensionam-se os perfis que cumprem as verificações de segurança anteriormente estabelecidas. Finalmente, descreve-se a análise estrutural efetuada.

Capítulo 6 – Apresentação e Discussão de Resultados – Expõem-se os resultados obtidos através metodologia aplicada, comparando económica e funcionalmente as soluções de pórtico treliçado e de “portal frame”. Comparam-se ainda esses resultados com a literatura analisada.

Capítulo 7 – Conclusões e Desenvolvimentos Futuros – É feita a síntese dos principais resultados obtidos e apresentam-se propostas para eventuais desenvolvimentos futuros do trabalho realizado.

2. Estado da Arte

2.1 Unidades Fabris

Uma unidade fabril é um espaço destinado à atividade industrial, quer para armazenamento de materiais quer para o fabrico dos mesmos. Assim, é facilmente perceptível o predomínio das questões económicas e funcionais em relação às questões estéticas e visuais, no que diz respeito à sua conceção [1]. Normalmente, o espaço interior livre, tanto a nível de áreas desimpedidas como de pé-direito disponível, apresenta-se como a restrição funcional principal detalhada pelo cliente, que deve ser cumprida da forma mais económica possível – através de uma estrutura eficiente.

Tal como afirmado em SECHALO [1], ao serem usadas estruturas em aço e revestimentos metálicos nos pavilhões industriais, permite-se a criação de grandes espaços interiores livres de forma eficiente, fáceis de manter e adaptáveis às mudanças de uso. Além disso, como enunciado por Davison e Owens [3], obtêm-se estruturas leves, duráveis, fácil e rapidamente erguidas. Por isso, a escolha do material a usar neste tipo de estruturas não aparenta ser um prolema, já que o aço permite satisfazer os vários requisitos enunciados no parágrafo anterior.

2.2 Tipos de soluções estruturais

Se em relação ao material a empregar não há muitas possibilidades competitivas, o mesmo não se pode dizer da variedade de soluções estruturais possíveis de adotar.

Antes de mais, refira-se que, qualquer que seja a solução estrutural escolhida, o sistema de transmissão de cargas será semelhante. Este tipo de estruturas são tipicamente divididas em cinco partes [3], tal como se apresenta agora e pode ser observado na figura 2.1 da página seguinte:

1. Elementos não estruturais de revestimento;
2. Elementos estruturais secundários;
3. Elementos estruturais principais;
4. Elementos de estabilização;
5. Fundações.

Essencialmente, os painéis de revestimento (1) recebem as ações verticais e horizontais a que a estrutura está sujeita, transmitindo as cargas para as madres (2), que por sua vez as transmitem para os pórticos formados por vigas e pilares (3), finalmente encaminhadas por estes para as fundações (5).

Como os vãos entre pilares são amplos numa das direções, é concebido um sistema de contraventamento (4) para estabilizar a estrutura em relação às ações horizontais aplicadas na direção perpendicular à referida. Consoante a rigidez da estrutura na outra direção, também poderá ser utilizado um sistema de contraventamento.

Além disso, os elementos com possibilidade de instabilizar lateralmente, como as madres ou eventualmente as vigas, são usualmente travados por um sistema de travamento (4).

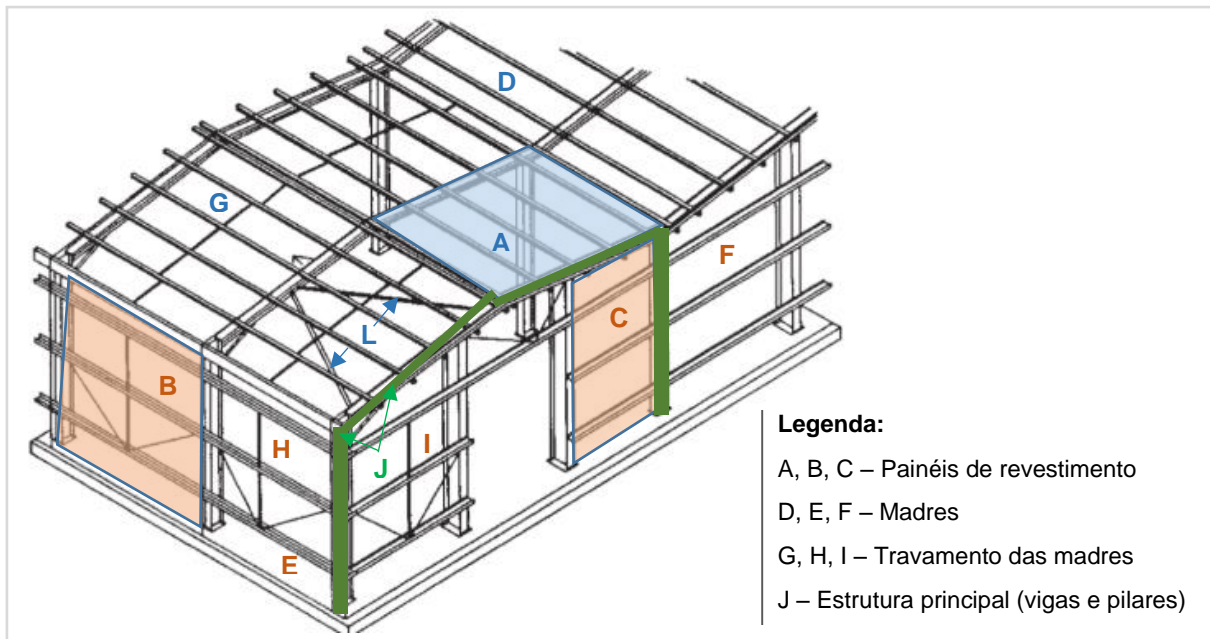


Figura 2.1 – Elementos típicos da estrutura de pavilhões industriais. Adaptada de [3].

De acordo com SECHALO [1], os tipos básicos de sistemas estruturais a empregar em pavilhões industriais de um piso são os seguintes:

- a) Pórticos com vigas simplesmente apoiadas;
- b) Pórticos com vigas suportadas por cabos;
- c) Pórticos em arco;
- d) Pórticos rígidos
 - “portal frame”;
 - pórticos treliçados.

Tentar-se-á agora descrever sucintamente cada um deles, quer a nível do funcionamento estrutural, quer a nível dos elementos tipicamente utilizados, quer a nível das condições em que são normalmente aplicados. Os vários aspetos referidos têm como base a consulta de SECHALO [1]. Assim, para não tornar a apresentação de referências excessiva ao longo do texto, optou-se por omiti-las, apontando apenas as referências relacionadas com outros autores.

Realce-se ainda que muitas das considerações são acompanhadas de figuras ilustrativas do caso de pórticos de uma só nave, no entanto são válidas também para pórticos de múltiplas naves.

a) Pórticos com vigas simplesmente apoiadas

Este tipo de solução estrutural consiste num conjunto de vigas paralelas dispostas ao longo do comprimento da estrutura, sendo a ligação entre as vigas e as colunas tipicamente rotulada. Assim, entende-se que, para cargas verticais, as vigas funcionem apenas à flexão, com momentos fletores máximos a meio vão (figura 2.2); e os pilares funcionem apenas à compressão. No caso de cargas horizontais, a situação é a contrária: os pilares trabalham à flexão e as vigas à compressão.

Deste modo, os pilares têm esforços de flexão e deslocamentos consideráveis, quando atuados por ações horizontais. Por isso mesmo, é comum adotar uma solução de contraventamento em cada direção [4] – como a que se ilustra em baixo na figura 2.3 -, para que as cargas horizontais sejam absorvidas pelo contraventamento de cobertura e posteriormente transferidas pelo contraventamento vertical para as fundações.

Como as vigas, para as cargas verticais, estão sujeitas a esforços de flexão consideráveis, é comum adotar não só vigas em perfil I laminadas (em vãos até 20 m) como também vigas de alma cheia soldadas (em vãos até 30 m) ou ainda vigas alveolares/celulares (em vãos até 45 m) e treliças (em vãos até 100 m).

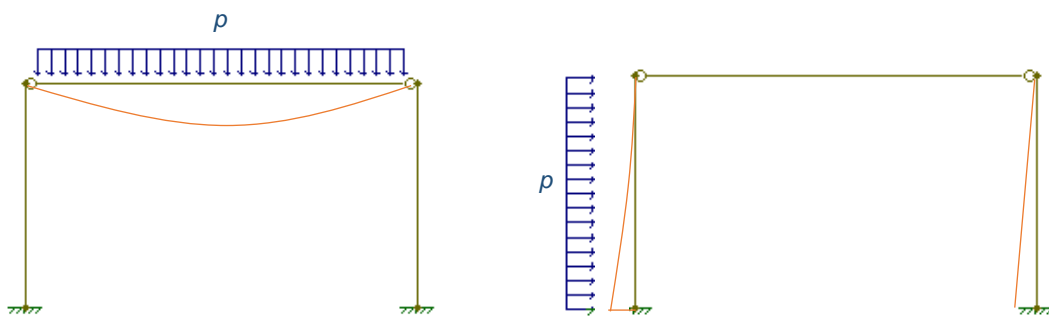


Figura 2.2 – Forma do diagrama de momentos fletores em pórticos com vigas simplesmente apoiadas, para cargas verticais (à esquerda) e para cargas horizontais (à direita).

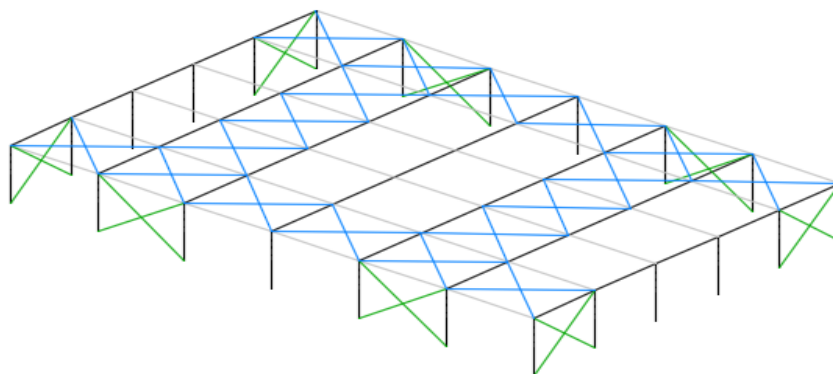


Figura 2.3 – Sistema de contraventamento usualmente adotado em pórticos com vigas simplesmente apoiadas: cor azul – contraventamento de cobertura; cor verde – contraventamento vertical das fachadas; cor preta – estrutura principal. Adaptada de [1].

b) Pórticos com vigas suportadas por cabos

Neste tipo de solução a viga também tem ligação rotulada às colunas, no entanto, passa a ter “suportes adicionais intermédios”, o que é realizado através da introdução de tirantes que unem pontos intermédios das vigas aos montantes/mastros, e que por sua vez são ancorados ao nível do solo.

Assim, percebe-se que os momentos fletores nas vigas devido às cargas verticais diminuem - comparando com a solução anterior, o que permite, para o mesmo tipo de secções, diminuir o seu tamanho. Já os montantes funcionam apenas à compressão para ações verticais.

Em relação às ações horizontais, o funcionamento é similar ao descrito para as vigas simplesmente apoiadas, pelo que é comum usar os mesmos elementos de estabilização.

Esta solução, tipicamente usada para vãos entre 30 e 90m, tem duas particularidades. Em primeiro lugar, é uma solução que se insere maioritariamente fora do edifício, sendo que nem sempre há espaço para tal. Por outro lado, é uma solução pensada para situações em que as cargas verticais de sentido descendente são mais desfavoráveis do que as cargas de sentido ascendente. Note-se que, para estas últimas, os tirantes não têm utilidade, porque serão solicitados à compressão.

Os três formatos usualmente utilizados neste tipo de solução são agora apresentados (figura 2.4) e o diagrama típico de momentos para cargas verticais é ilustrado na figura 2.5.

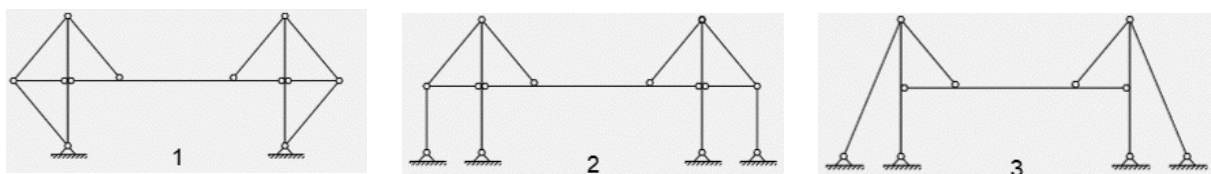


Figura 2.4 – Tipologias usuais em pórticos com vigas suportadas por cabos [1].

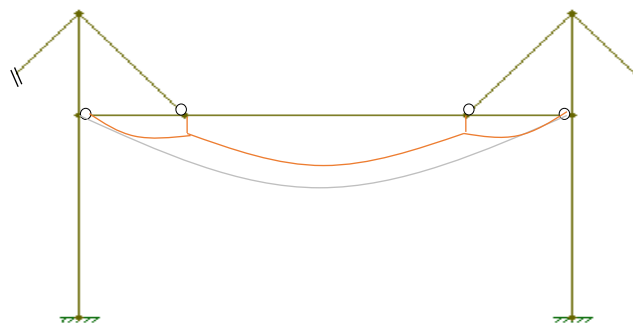


Figura 2.5 – Comparação dos diagramas de momentos fletores em pórticos com vigas suportadas por cabos (a vermelho) e em pórticos com vigas simplesmente apoiadas (a cinzento).

c) Pórticos em arco

Nos pórticos em arco, não há distinção entre vigas e colunas. O funcionamento dos arcos é essencialmente à compressão para ações uniformes descendentes, tendo uma solicitação à flexão reduzida (veja-se a figura 2.6).

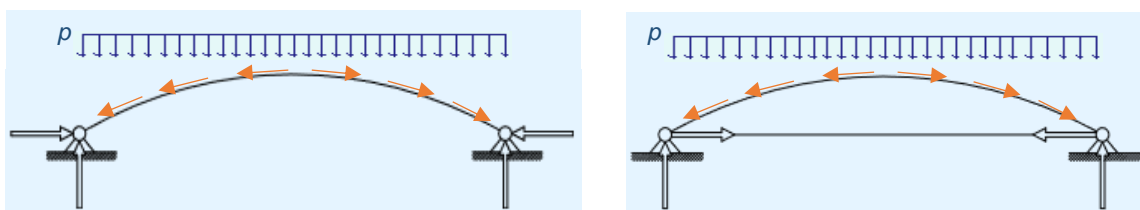


Figura 2.6 – Métodos de suporte de pórticos em arco. Adaptada de [1].

Tal como se pode observar na figura, para que esse tipo de funcionamento seja garantido, os apoios do arco têm de impedir translações horizontais, pelo que, ou as fundações são dimensionadas para isso (à esquerda), ou é adotado um tirante a unir as fundações (à direita).

Em geral, o arco é constituído por perfis I, vencendo vãos até 50 metros. Devido à sua geometria, esta é uma solução usada para unidades fabris de um único vão (figura 2.7).

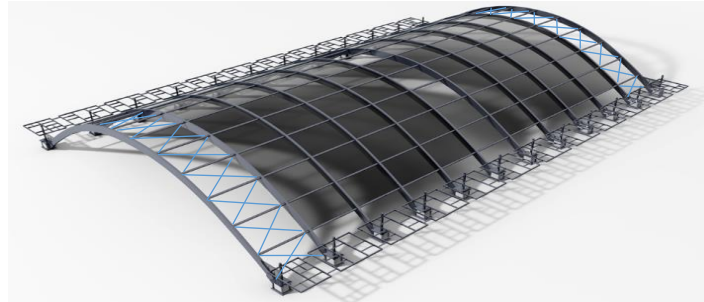


Figura 2.7 – Modelo de pórtico em arco para vão único. Adaptada de [18].

d) Pórticos rígidos

Os pórticos rígidos, tal como o nome indica, são pórticos onde a ligação das vigas aos pilares é rígida. Por isso, tanto para cargas verticais como para cargas horizontais (no plano dos pórticos), ambos esses elementos absorvem esforços axiais e de flexão, funcionando o conjunto de forma eficiente. Deste modo, o sistema de contraventamento utilizado na direção perpendicular aos pórticos é aliviado – quando comparado com o caso dos pórticos com vigas simplesmente apoiadas -, podendo mesmo ser desnecessário.

Para proporcionar resistência e estabilidade na direção perpendicular aos pórticos, como o vão é amplo, é usado um sistema de contraventamento na cobertura para encaminhar as cargas horizontais para os pilares. Ora, nesta fase são dois os casos possíveis. Um primeiro, mais comum em pórticos de um só vão, em que é aplicado um sistema de contraventamento vertical nas fachadas laterais por forma a encaminhar as cargas horizontais dos pilares para as fundações (figura 2.8 à esquerda). Um segundo, mais comum em pórticos de múltiplos vãos, em que, dada a impossibilidade de aplicar contraventamento vertical no espaço interior do edifício, são criadas ligações rígidas também entre as vigas e pilares nessa direção (figura 2.8 à direita).

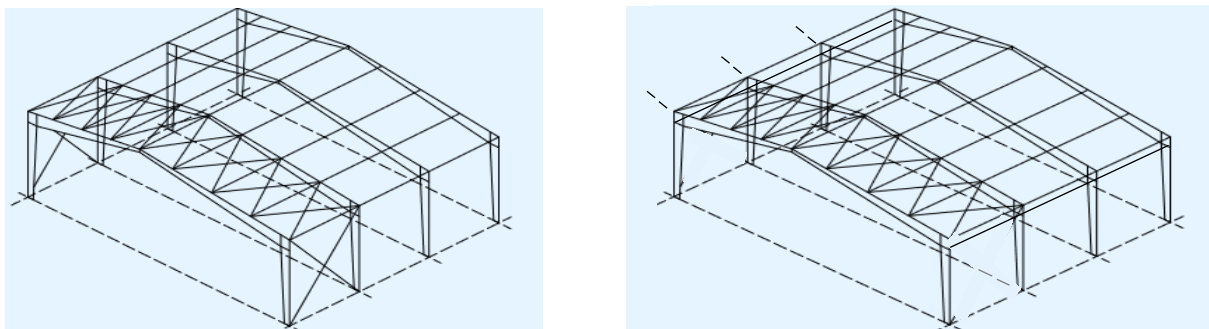


Figura 2.8 – Sistemas de contraventamento para pórticos de um único vão (à esquerda) e de vãos múltiplos (à direita). Adaptada de [1].

Dependendo do tipo de solução usada para as vigas, os pórticos rígidos classificam-se em dois tipos gerais: os “portal frame” e os pórticos treliçados.

“Portal frame”

Este tipo de solução usa normalmente vigas e montantes em perfil laminado a quente, sendo as vigas em I ou H, rigidamente ligadas a montantes em I, H ou RHS. Algumas características e dimensões comuns em “portal frame” podem enunciar-se:

- Os vãos variam entre 15 m e 45 m, sendo os vãos entre 25 m e 35 m considerados os mais eficientes;
- A cobertura tem uma inclinação entre 5° e 10°, sendo 6° a mais utilizada;
- Os pórticos têm afastamentos entre 5 m e 8 m, ganhando eficiência na solução quando os maiores afastamentos são utilizados para pórticos com vãos amplos;
- A altura dos pilares mais usada é de 7,5 m e, não havendo possibilidade de travar os mesmos, os perfis mais usados são os H e os RHS.
- As secções em I são as mais usadas para as vigas, com o banzo superior comprimido travado pelas madres e o banzo inferior comprimido travado por sistemas de “asas de anjo” [3] (na figura 2.9 abaixo);

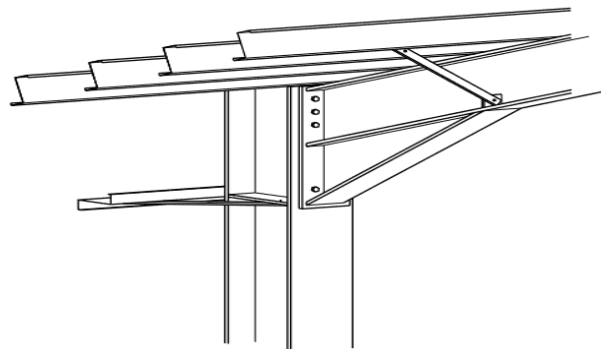


Figura 2.9 – Sistema de “asas de anjo” para travamento do banzo inferior [3].

- Para cargas moderadas, as classes de aço mais empregues são a S235 e a S275, quando o estado limite condicionante corresponde às deformações, sendo usada a classe S355 quando o estado limite condicionante corresponde à resistência;
- São normalmente usados reforços de extremidade (com comprimento de cerca de 10% do vão), aumentando a resistência à flexão da viga na zona de maiores momentos fletores e facilitando a ligação aparafusada viga-coluna.
- Usam-se também reforços a meio vão, ora para facilitar a ligação dos perfis, ora para proporcionar maior rigidez a essa zona – condicionante a nível de deformações.

Com estas características e usando o mesmo conceito estrutural, várias são as configurações possíveis, desde o “portal frame” de duas vertentes, o “portal frame” com cobertura curva e o “portal

frame” com cobertura em mansarda, até ao “portal frame” com pontes móveis e ao “portal frame” com múltiplos vãos. Veja-se na figura 2.10 o caso de “portal frame” com pontes móveis e múltiplos vãos.

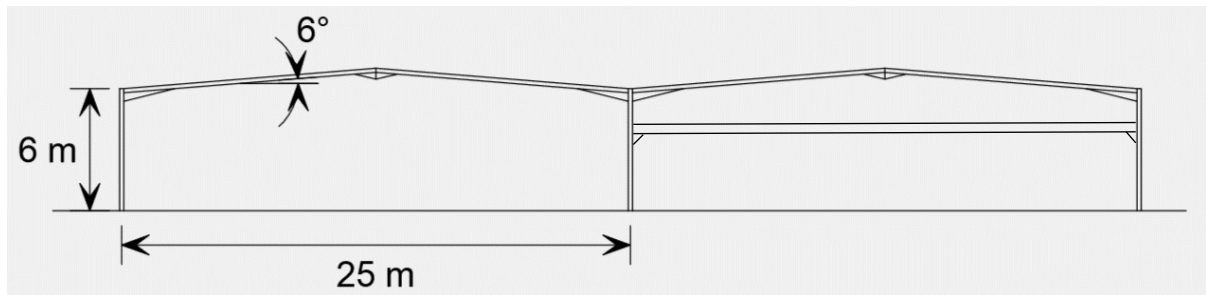


Figura 2.10 – Sistema de “portal frame” para pavilhões com múltiplos vãos, incorporando pontes móveis [1].

Pórticos treliçados

Neste tipo de pórticos, as vigas são elementos compostos – treliças -, e os pilares são do mesmo tipo e com as mesmas características que os descritos para os “portal frames”.

As treliças são tipicamente formadas por 2 cordas ligadas por elementos diagonais e/ou verticais. Este tipo de elementos é concebido em geral para funcionar apenas à tração e/ou à compressão [19]. De facto, os esforços de flexão que se teriam numa viga simples são convertidos em esforços axiais numa treliça – o momento fletor correspondendo a um binário de forças, sendo a compressão absorvida por uma das cordas e a tração pela outra. Já o esforço transversal é absorvido por esforços axiais nos elementos verticais e diagonais. Algumas características e dimensões comuns em pórticos treliçados podem enunciar-se:

- Os vãos adotados até 100 m e/ou as cargas são elevadas, sendo os vãos a partir de 20/25 m considerados bastante eficientes;
- Tal como nos “portal frames”, a cobertura pode ser plana ou inclinada, sendo neste último caso muito comum usar inclinações entre 5° e 10°; por outro lado, os pórticos têm geralmente afastamentos entre 5 m e 8 m, ganhando eficiência na solução quando os maiores afastamentos são utilizados para pórticos com vãos amplos;
- Aumenta-se a eficiência do sistema ao apoiar as madres nos nós das treliças, por forma a não introduzir momentos flectores nas cordas; e ao colocar diagonais com inclinações entre 35° e 55° [19];
- A rigidez no plano da treliça pode ser aumentada através da adoção de perfis maiores nas cordas e/ou através do aumento da distância entre elas. Considera-se eficiente uma distância entre cordas de $L/15$ a $L/20$, sendo L o tamanho do vão.
- A corda superior comprimida é travada pelas madres e a corda inferior comprimida é travada por um sistema específico, como por exemplo, o sistema de “asas de anjo”. No caso de treliças espaciais, a estabilidade à compressão é garantida pela própria treliça, que tem elevada rigidez em ambas as direções.

Há vários tipos de configurações possíveis em treliças, tal como a treliça de Pratt, a treliça de Warren, a treliça de Fink, a treliça belga, entre outras [19]. Cada uma delas é apropriada para vencer determinados vãos, usando diferentes distâncias entre cordas e diferentes secções para os elementos (desde perfis tubulares, a perfis em C ou T e cantoneiras).

Os tipos de treliça mais usados para vencer vão superiores a 20 m [19], são a treliça de Pratt (ver figura 2.12 em baixo) e a treliça de Warren. As treliças espaciais também conseguem vencer vãos amplos, sendo tipicamente constituídas por perfis tubulares, CHS ou RHS (veja-se um exemplo na figura 2.11).

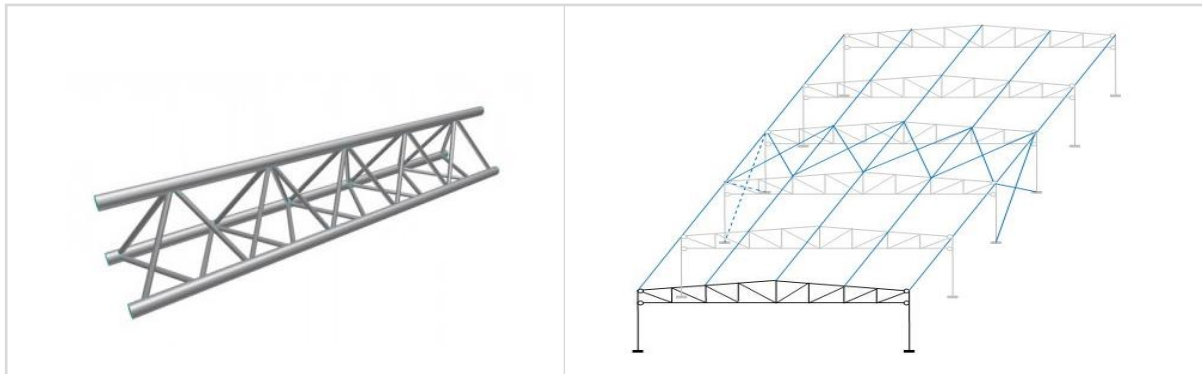


Figura 2.11 – Treliça espacial em perspetiva [20].

Figura 2.12 – Pórtico treliçado com treliças de Pratt [19].

2.3 Comparação dos diferentes tipos de soluções estruturais

2.3.1 Ligação às fundações

Uma primeira consideração a fazer, transversal a todos os tipos de soluções apresentadas, refere-se ao tipo de ligação da estrutura às fundações. Essa ligação depende da rigidez elástica à rotação das fundações (K). Assim, de um ponto de vista pragmático, os dois casos limite correspondem a $K \approx \infty$ (ligação encastrada) e $K=0$ (ligação rotulada). Ou seja, os pilares poderão estar rigidamente ligados às fundações, permitindo-se a transmissão de momentos fletores; ou podem estar simplesmente apoiados nas fundações, transmitindo-lhes apenas as forças verticais e horizontais.

No primeiro tipo descrito (figura 2.13 em cima), o terreno de fundação tem de garantir uma boa qualidade, o que por vezes obriga à aplicação de técnicas de melhoramento do solo. Assim, têm-se custos acrescidos em comparação com o segundo tipo descrito (figura 2.13 em baixo), que não precisa de garantir requisitos de resistência e coesão do solo tão exigentes.

No entanto, no caso de ligação encastrada conseguem-se vigas e pilares menores, portanto, mais baratos. De facto, para cargas horizontais, os momentos fletores e os deslocamentos dos pórticos são menores, assim como o diagrama de momentos dos pilares indicia uma maior resistência à instabilidade por flexão-torção. Note-se que, para pilares altos em perfil I ou H não travados, uma das condições que mais limita o dimensionamento é a resistência à instabilidade por flexão-torção. Ora, um dos fatores que influencia o momento crítico é a forma do diagrama de momentos, sendo que os diagramas onde o sinal não varia implicam menores momentos críticos, para um mesmo perfil.

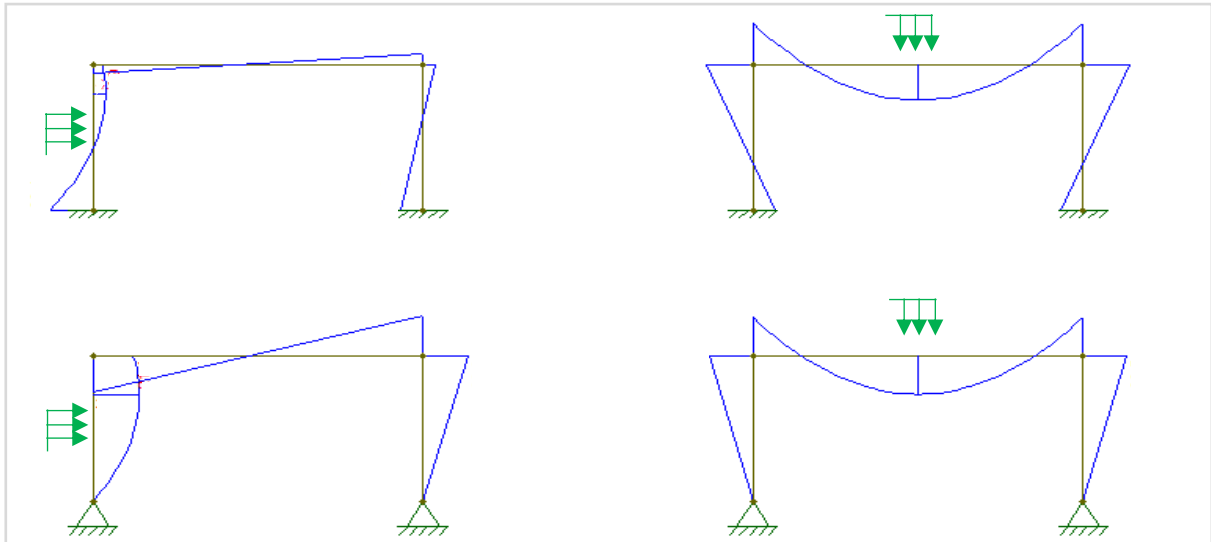


Figura 2.13 – Diagramas de momentos fletores para ligação estrutura-fundações encastrada (em cima) e rotulada (em baixo).

Finalmente, refira-se que em geral, após ponderação económica, acaba por prevalecer o uso de pilares simplesmente apoiados [4]. Não obstante, o terreno do caso em estudo foi fortalecido com colunas de “jet grouting”, o que permitiu a consideração de pilares encastrados.

2.3.2 Soluções estruturais competitivas

Após terem sido apresentadas em 2.2 as características e utilizações típicas de cada um dos tipos básicos de soluções estruturais em pavilhões industriais, é agora pertinente compará-las, de acordo com a literatura, tendo em mente as características da unidade fabril em estudo.

Tal como anteriormente enunciado, as soluções de pórticos com vigas suportadas por cabos e de pórticos em arco não se adequam ao caso de estudo, já que, respetivamente, se aplicam a casos em que não há restrições de ocupação do espaço exterior e a casos de pórticos de uma só nave.

Ficam então três soluções por avaliar, cuja aplicabilidade pode ser resumida na tabela 2.1 abaixo:

Tabela 2.1 – Vãos típicos em diferentes soluções estruturais. Adaptada de [1].

Solução Estrutural		Tipo de viga	Vãos típicos
Pórticos com vigas simplesmente apoiadas		Perfil laminado	Até aproximadamente 20 m
		Perfil soldado	Até aproximadamente 30 m
		Viga celular/ alveolar	Até aproximadamente 45 m
		Viga treliçada*	Até aproximadamente 100 m
Pórticos rígidos	“Portal frame”	-	Entre 15 m e 45 m
	Pórtico treliçado*	-	Até aproximadamente 100 m

*Subentende-se o uso de treliças do tipo Pratt, Warren ou espaciais.

Neste momento, e dado que cada uma das cinco naves do pavilhão industrial tem 24 metros de vão, é excluída a hipótese de pórticos de vigas simplesmente apoiadas com perfil laminado.

Além disso, tal como afirmado na referência [1] e como já explicado anteriormente, os pórticos rígidos são substancialmente mais eficientes a resistir às cargas impostas na cobertura e às cargas horizontais do vento do que os pórticos de vigas simplesmente apoiadas, pelo que estes últimos perdem o interesse para o caso em análise.

De facto, o controlo das deformações e as verificações de resistência são obtidos com perfis mais económicos em pórticos rígidos, quer ao nível dos pilares e vigas, quer ao nível do sistema de contraventamento. Especialmente no caso em estudo, em que é possível tirar partido da continuidade da viga ao longo dos vários vãos.

Sendo assim, as duas soluções competitivas para o caso em estudo são a construção em “portal frame” e em pórtico treliçado. De um modo geral, as vantagens e as desvantagens de cada um destes sistemas são as que se apresentam na tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Vantagens e desvantagens dos sistemas “portal frame” e pórtico treliçado. Adaptada de [1].

Solução estrutural	Vantagens	Desvantagens
<p>“Portal frame”</p> <p>Os “portal frame” são o sistema mais utilizado, porque combinam eficiência estrutural com uma forma funcional.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Permite vencer vãos longos, sendo os vãos mais eficientes entre 25 m e 35 m; - Dimensionado para ser estável no plano; - O tamanho das vigas e reforços pode ser otimizado para ganhar eficiência. 	<ul style="list-style-type: none"> - Limitado a cargas moderadas.
<p>Pórtico treliçado</p> <p>As treliças são muito usadas para vencer longos vãos, particularmente quando as cargas suportadas pela estrutura são elevadas, já que é possível controlar as flechas variando o tamanho das secções.</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Permite vencer vãos muito longos, sendo muito usado para vãos entre 50 m e 100 m, e podendo suportar cargas elevadas; - A distância entre cordas e as secções das cordas podem ser otimizadas para ganhar eficiência; - Flechas reduzidas. 	<ul style="list-style-type: none"> - Geralmente o seu fabrico é mais caro.

Ou seja, de acordo com a informação acima, para vãos de 24 metros, a solução que parece mais indicada é a construção em “portal frame”. No entanto, dada a localização da estrutura, terá de ser absorvida uma ação do vento elevada em cada pórtico, especialmente porque o afastamento entre pórticos é elevado para vãos de 24 m. Além disso, não é possível fazer a estabilização horizontal da estrutura com contraventamento vertical (devido aos requisitos de espaços desimpedidos a cumprir), o que aponta para uma solução de pórticos mais rígidos. Assim, olhando a estes últimos argumentos, a solução mais indicada parece ser a construção em pórtico treliçado.

De acordo com Davison e Owens [3], é possível fazer uma consideração diferente. Como se pode ver na página seguinte, a figura 2.14 sugere que a solução treliçada será mais económica, se for assumido um mesmo preço unitário em ambas as soluções. De facto, para um vão de 24 m e para um afastamento de 7,5 m entre pórticos (ligeiramente inferior a 8 m), a figura sugere que o sistema treliçado é cerca de 3 kg/m² mais leve do que o sistema “portal frame”, o que corresponde a uma solução cerca de 12% mais barata.

Por outro lado, se for tido em conta um preço unitário ligeiramente superior no caso dos sistemas treliçados, tal como referido em [1], a conclusão pode não ser a mesma.

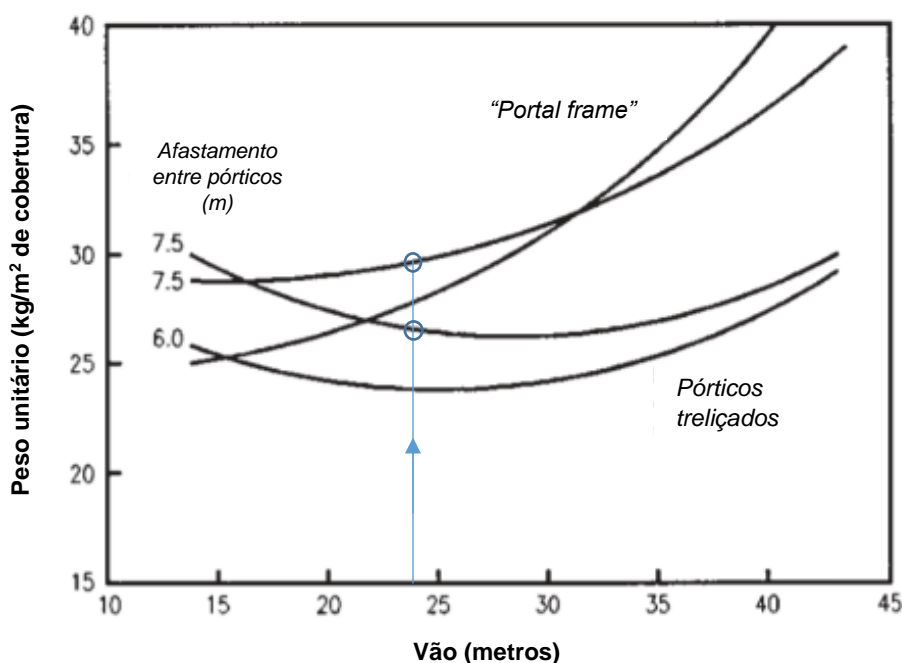


Figura 2.14 – Comparação do peso da estrutura principal em portal frame e pórtico treliçado. Adaptada de [3].

Como nota final deste capítulo, é importante dizer que, de facto, as soluções de pórtico rígido parecem ser claramente as mais competitivas quando falamos de pavilhões industriais com as características da unidade fabril em estudo. No entanto, pela literatura analisada, não é possível ter certezas, para já, de qual será o mais económico dos dois sistemas de pórticos rígidos tipicamente utilizados: “portal frame” ou pórtico treliçado.

3. Ações de Dimensionamento

3.1. Abordagem aos Eurocódigos

Os Eurocódigos constituem-se como um conjunto de normas e critérios europeus de cálculo e dimensionamento de estruturas. Por isso, hoje em dia, são o elemento de referência na verificação da segurança estrutural. A norma NP EN 1990 [9] define que:

“As estruturas devem ser projetadas e construídas de modo a que, durante o seu período de vida previsto, com graus de fiabilidade apropriados e de uma forma económica:

- possam suportar todas as ações e influências suscetíveis de ocorrerem durante a sua execução e utilização; e

- cumpram as condições de utilização especificadas para a estrutura ou para um elemento estrutural.”

Assim, numa primeira fase, para determinada estrutura em dada localização, os Eurocódigos permitem ao projetista quantificar as ações a que aquela estará sujeita, pela norma NP EN 1991 [10-14].

Numa segunda fase, com base no grau de fiabilidade e no período de vida útil pretendidos, impõe as combinações de ações a considerar e os estados limites a verificar (ELU – Estados Limites Últimos – e ELS – Estados Limites de Serviço), pela norma NP EN 1990 [9].

Posteriormente, para o tipo de material e de elementos selecionados, permite dimensionar as secções transversais destes últimos que verificam as condições impostas pelos estados limites. No caso presente a norma NP EN 1993 [15,16], visto ser uma estrutura metálica.

Se todos os elementos e secções cumprem os estados limites quando sujeitos às várias combinações de ações, então podemos dizer que a “estrutura verifica a segurança” de acordo com os Eurocódigos. Portanto, constitui-se como uma solução viável a construir.

Na figura 3.1 em baixo, ilustra-se o processo descrito, tipicamente utilizado no projeto de estruturas [6].

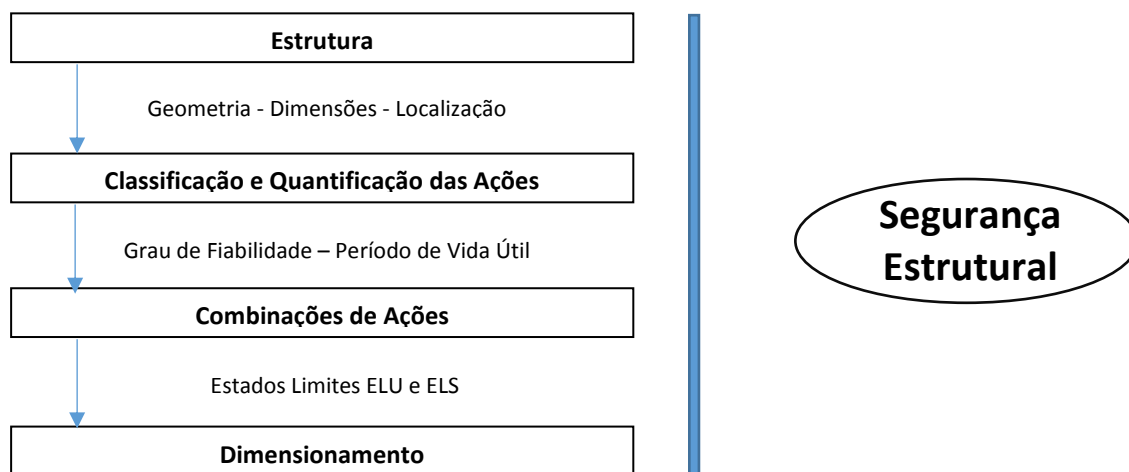


Figura 3.1 – Esquema do processo tipicamente utilizado no projeto de estruturas.

Considera-se relevante esclarecer que a geometria, dimensões e localização da estrutura são tipicamente definidas pelo Dono de Obra (cliente) e/ou pelo Arquiteto [6]. Este último é normalmente substituído pelo Projetista de Estruturas em pavilhões industriais, como é o caso presente.

Refere-se ainda que o tempo de vida útil para o qual se projeta a unidade fabril é de 50 anos, valor usual para edifícios e outras estruturas correntes; e que os Eurocódigos se baseiam numa formulação do Nível 1 de fiabilidade, na qual os valores característicos das ações e das resistências são tratados de forma “Semi-Probabilística” [6].

Como referência final, é importante dizer que, dos quatro objetivos básicos do dimensionamento estrutural [6] – funcionalidade, segurança, economia e estética – as normas apenas cobrem explicitamente o da segurança. No entanto, cabe também ao Projetista da estrutura dimensioná-la para responder o melhor possível às exigências de funcionalidade, economia e estética por parte do cliente. No caso específico de pavilhões industriais, a estética não é uma questão fundamental e a funcionalidade está essencialmente cumprida ao respeitar as áreas e pé-direito livres requeridas pelo Dono de Obra.

Especialmente no caso presente, a economia, logo após a segurança, é o objetivo mais importante a cumprir. Fundamental será dizer que, a partir dos Eurocódigos, a maior economia possível consistirá no dimensionamento otimizado dos perfis, ou seja, na utilização de secções que, para as ações em causa, se aproximem o mais possível dos limites de segurança estabelecidos. No entanto, é na escolha do tipo de soluções estruturais a utilizar que se encontra a maior fonte de economia da solução final [9].

3.2. Classificação e Quantificação de Ações

Como definido no Eurocódigo - norma NP EN 1991-1-1 [10] -, as ações dividem-se em três tipos, de acordo com a sua variação no tempo: ações permanentes, ações variáveis e ações de acidente. Esta classificação é necessária para poder posteriormente obter os valores de cálculo de cada uma das ações e conseguir combiná-las.

Ora, para pavilhões metálicos industriais, as ações variáveis a considerar são as sobrecargas, as ações da neve, do vento e da temperatura. Além disso, neste caso específico, existirão ainda as ações introduzidas pelas pontes móveis. É ainda necessário considerar as ações permanentes do peso próprio dos elementos da estrutura, tal como em qualquer outro tipo de estrutura*.

3.2.1 Ações Permanentes

De acordo com a norma NP EN 1991-1-1, as ações aqui incluídas são os pesos próprios dos vários elementos da estrutura, indicados na próxima página.

*Não é aqui referida a ação sísmica porque usualmente não é condicionante em estruturas deste tipo, o que é constatado para este caso no Anexo A.

- Estrutura principal (pilares, vigas);
- Estrutura secundária (sistema de contraventamento e madres de cobertura e fachada);
- Outros elementos não estruturais: painéis de cobertura e ainda outros elementos que não foram tidos em conta (redes de cabos, equipamentos de climatização, tubagens de incêndio, etc.).

Refira-se aqui que a quantificação destas ações não é possível sem primeiro quantificar as ações variáveis, porque as primeiras dependem do perfil/elemento estrutural escolhido que verifique a segurança em relação aos vários tipos de ações.

Por outro lado, é de salientar que o peso próprio (ação permanente fixa) será representado por um único valor característico, obtido com base nas dimensões nominais e nos valores característicos dos pesos volúmicos correspondentes – variando este último entre 77 e 78,5 (kN/m³) na maioria dos elementos de aço utilizados.

Uma vez que não se procede ao cálculo específico das ligações, os valores característicos dos pesos próprios dos vários elementos foram conservativamente aumentados em 5%, sendo que apenas no caso específico dos elementos constituintes das treliças foram aumentados em 10%.

3.2.2. Ações Variáveis

As ações assim classificadas e as partes dos Eurocódigos que lhes dizem respeito são:

- As sobrecargas de utilização, NP EN 1991-1-1 [10];
- A ação da neve, NP EN 1991-1-3 [11];
- A ação do vento, NP EN 1991-1-4 [12];
- A ação térmica, NP EN 1991-1-5 [13];
- As ações introduzidas pelas pontes móveis, EN 1991-3 [14].

Encontram-se de seguida os cálculos efetuados para a obtenção dos valores característicos de cada uma delas.

3.2.2.1. Sobrecargas de Utilização

Visto tratar-se de um pavilhão com apenas um piso, as sobrecargas de utilização a considerar são as sobrecargas na cobertura. Além disso, por indicação do Dono de Obra, esta será uma cobertura classificada como não acessível, exceto para operações de manutenção e reparação correntes – Categoria H.

Assim, os valores característicos desta ação são os que se apresentam na tabela 3.1 em baixo. A norma NP EN 1991-1-1 [10] declara ainda que as cargas distribuída (q_k) e pontual (Q_k) atuam de forma independente, sendo que esta última é geralmente usada apenas para verificações dos painéis de cobertura.

Tabela 3.1 – Sobrecargas em coberturas da categoria H. Adaptada de [10].

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	0,4	1,0

NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída q_k , pode atuar em toda ou em parte da área da cobertura, dado ser uma ação variável livre.

3.2.2.2. Ação da neve

A primeira consideração relevante a fazer é que a altitude do local onde se situa a estrutura ($H = 15$ metros) é inferior a 1500 metros, o que torna possível a aplicação da norma NP EN 1991-1-3*, por aplicação do artigo 1.1 (2) [11].

Situada no Barreiro, a unidade fabril está incluída na zona Z3 definida no Anexo Nacional NA-4.1(1) [11]. Assim sendo, podem desde já ser tiradas duas informações importantes:

- O coeficiente de zona toma o valor de $C_z = 0,10$;
- Não é preciso considerar as ações da neve em situações de projeto acidentais (Condição normal - Caso A, tabela NA-A.1 [11]). Apenas situações de projeto persistentes/transitórias são tomadas em conta, para os casos de neve não deslocada (i) e neve deslocada (ii). Ou seja, a ação da neve é sempre analisada como uma ação variável fixa.

Tem-se agora reunida a informação que permite obter a carga de neve ao nível do solo:

$$s_k = C_z [1 + (H/500)^2] = 0,10 \text{ kN/m}^2 \quad (3.1)$$

A carga de neve na cobertura, para as situações de projeto consideradas, pode então ser calculada:

$$\left\{ \begin{array}{l} s_1 = \mu_1 C_e C_t s_k = 0,080 \text{ kN/m}^2 \\ s_2 = \mu_2 C_e C_t s_k = 0,096 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right. \quad (3.2)$$

Onde:

- $C_e = 1,0$ porque se considera a “topografia normal”, pelo tabela 5.1 [11];
- $C_t = 1,0$ visto que os painéis sandwich de cobertura têm baixa transmissão térmica;

*Os aspetos não cobertos pela norma, referidos em 1.1 (8) [11] não são tidos em consideração. De facto, o reduzido valor característico da ação da neve que se obtém vem confirmar a falta de importância desses aspetos.

- Os coeficientes de forma μ_1 e μ_2 para coberturas múltiplas de duas vertentes obtêm-se pelo EC – tabela 5.2 e figura 5.4[11], tal como se pode observar na tabela 3.2 e figura 3.2 seguintes;
- Desprezam-se os efeitos locais da neve, uma vez que a cobertura não apresenta obstáculos ao deslocamento da neve nem platibandas nos bordos.

Tabela 3.2 – Coeficientes de forma para a carga da neve. Adaptado de [11].

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ \leq \alpha_1 = \alpha_2 = \bar{\alpha} = 6^\circ \leq 30^\circ$
$\mu_1(\alpha_1) = \mu_1(\alpha_2)$	0,80
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30 = 0,96$

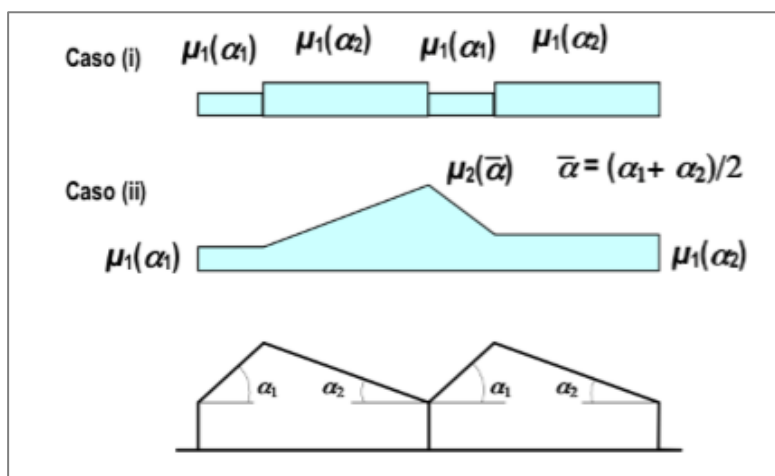


Figura 3.2 – Coeficientes de forma para a carga da neve – coberturas múltiplas de duas vertentes [11].

Finalmente, podem apresentar-se os valores característicos e disposições de carga da ação da neve. Veja-se a figura 3.3 em baixo:

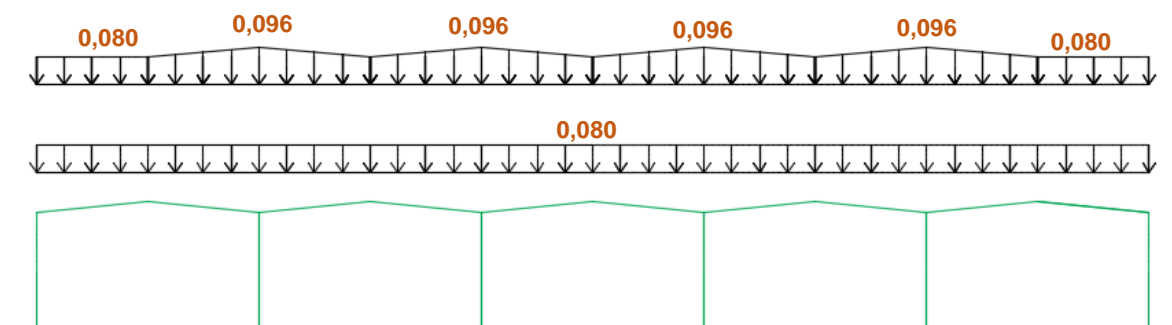


Figura 3.3 – Valores característicos (em kN/m²) e disposições de carga a avaliar para a ação da neve.

3.2.2.3. Ação do vento

A estrutura em análise encontra-se nas situações abrangidas pela norma NP EN 1991-1-4, nomeadamente pelo facto de ter uma altura máxima (h) de 14 metros, portanto, inferior a 200 metros.

A ação do vento (natural) é sempre tomada como uma ação variável fixa, porque se admite que as janelas e portas da unidade fabril não estarão fechadas em caso de tempestade [12]. Esta ação é representada por um conjunto simplificado de forças estáticas com efeitos equivalentes aos efeitos extremos do vento, obtidas: (i) ou a partir das pressões interiores e exteriores nas superfícies da estrutura; (ii) ou a partir dos coeficientes de força equivalentes ao efeito global do vento [7].

Uma vez que toda a estrutura é coberta por painéis de revestimento, desde as fachadas à cobertura, assume-se que está inserida na categoria de “edifício”, para efeitos da escolha dos coeficientes aerodinâmicos a utilizar. Deste modo, por 7.1.1,(1) [12], usam-se os coeficientes aerodinâmicos de pressão.

Então, na situação descrita, as forças exercidas pelo vento são dadas por:

- Forças exteriores $F_{w,e} = (c_s c_d) \cdot \sum(w_e \cdot A_{ref})$ (3.4)

- Forças interiores $F_{w,i} = \sum(w_i \cdot A_{ref})$ (3.5)

- Forças de atrito $F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$ (3.6)

O procedimento de obtenção dos vários parâmetros intervenientes nas expressões acima é mais extenso e complexo do que o das ações até aqui apresentadas, pelo que se considera importante dividi-lo nas seguintes partes: a) pressão dinâmica de pico - q_p ; b) forças de pressão exteriores - w_e - e interiores - w_i ; d) coeficiente estrutural - c_{scd} - e pressões resultantes; e) forças de atrito - F_{fr} .

Por outro lado, é de notar que esses parâmetros dependem essencialmente dos fatores:

- Velocidade do vento, em função de:

- Localização da estrutura;
- Altura da estrutura;
- Tipo de terreno.

- Forma da estrutura;
- Características dinâmicas da estrutura.

a) Pressão dinâmica de Pico - $q_p(z)$

A pressão dinâmica de pico, exercida a uma dada altura acima do solo (z), é dada pela expressão*:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times 1/2 \times \rho \times v_m^2(z) = 1,751 (kN/m^2) \quad (3.7)$$

*A massa volúmica do ar (ρ) toma o valor recomendado de 1,25 kg/m³, sendo que o cálculo dos outros parâmetros em causa se encontra de seguida. Sendo z a altura acima do solo, toma o valor da altura do pavilhão de 14 m.

De facto, como a localização da unidade fabril é no Barreiro, zona junto ao Rio Tejo, foi considerado, conservativamente, e pela norma NA-4.2 (1)P, Nota 2 [12], que a estrutura se enquadra na Zona B, para efeitos de quantificação da velocidade do vento. Pela tabela NA.I [12], obtém-se assim o valor básico da velocidade de referência do vento de:

$$v_{b,0} = 30,0 \text{ (m/s)} \quad (3.8)$$

O valor de referência da velocidade do vento pode agora calcular-se pela expressão abaixo, na qual se consideram os valores dos coeficientes de direção e de sazão unitários – respetivamente, analisando NA-4.2(2)P, Notas 2 e 3 [12] (de forma conservativa).

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 30,0 \text{ (m/s)} \quad (3.9)$$

Chega-se assim ao valor da velocidade média do vento:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_{b,0} = 38,6 \text{ (m/s)} \quad (3.10)$$

Onde o coeficiente de orografia toma o valor de 1, visto não haver indicações em contrário, e o coeficiente de rugosidade assume o valor de aproximado de 1,286*, calculado através de:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln(z/z_0), \text{ para } z_{min} \leq z \leq (z_{max} = 200 \text{ m}) \quad (3.11)$$

Para justificar cada um dos parâmetros utilizados na expressão acima, é primeiramente necessário atribuir uma categoria ao terreno da zona onde será implantada a estrutura. Olhando à tabela NA-4.1 [12], tira-se a conclusão de que a categoria em causa é a Categoria I – Zona costeira exposta aos ventos de mar. De facto, embora a exposição da estrutura seja aos ventos do Rio, o Barreiro é uma zona ribeirinha muito próxima do mar, daí que, conservativamente se insira na Categoria I.

Deste modo, pode retirar-se a informação que se apresenta na tabela 3.3 seguinte:

Tabela 3.3 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros. Adaptado de [12].

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3

Se já é conhecido o comprimento de rugosidade (z_0), falta apenas calcular o coeficiente de terreno, dado pela expressão abaixo (onde $z_{0,II}$ se retira da tabela acima):

$$k_r = 0,19 \cdot (z_0/z_{0,II})^2 = 0,162 \quad (3.12)$$

*Pode confirmar-se que o valor obtido para $c_r(z)$ está correto, pela análise da Figura NA-I [12].

Chegando a este ponto, para provar o resultado obtido para $q_p(z)$, resta calcular a intensidade de turbulência $I_v(z)$, indicada na expressão abaixo, e na qual o coeficiente de turbulência (k_1), tem um valor unitário recomendado.

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln(z/z_0)} = 0,126 \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq (z_{\max} = 200 \text{ m}) \quad (3.13)$$

Como nota adicional, é importante referir que o valor de $q_p(z)$ pode ser confirmado através da análise da figura NA-4.2 [12], combinada com a análise das expressões:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.14)$$

$$q_b(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.15)$$

b) Forças de pressão exteriores - w_e - e interiores - w_i

As forças de pressão exteriores e interiores são dadas, respetivamente, pelas expressões (3.16) e (3.17), função da pressão dinâmica de pico às alturas de referência exterior - $q_p(z_e)$ - e interior - $q_p(z_i)$ - e dos coeficientes de pressão exterior - c_{pe} - e interior - c_{pi} .

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.16)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.17)$$

Há duas questões pertinentes a referir desde já. A primeira tem a ver com o facto de a altura de referência ser sempre igual à altura da unidade fabril ($z_e = z_i = 14 \text{ m} = z = h$), o que implica que ambas as pressões dinâmicas de pico enunciadas acima tomam o valor apresentado em a). De facto, por consulta da figura 3.4 abaixo representada (adaptada da figura 7.4 [12]), confirma-se o exposto, dado que em qualquer das direções se aplica $h < b$, sendo b o comprimento/largura do pavilhão, consoante a direção de aplicação do vento.

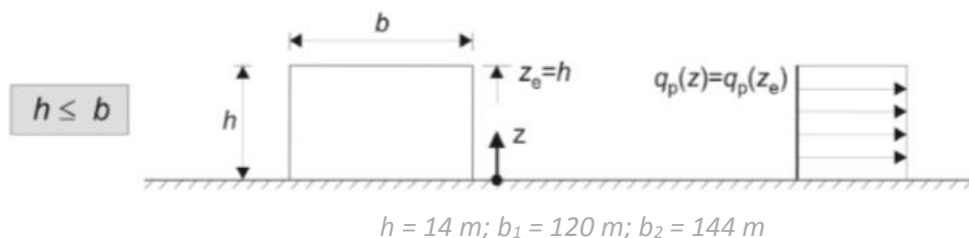


Figura 3.4 – Altura de referência z_e em função de h e b , e correspondente perfil de pressão dinâmica.

Adaptada de [12].

A segunda questão está relacionada com os coeficientes de pressão. Tal como já referido, a unidade fabril não tem beirados, platibandas ou outros elementos de dimensão reduzida, o que significa que não tem nenhum elemento sujeito à “ação local” do vento. Assim sendo, os coeficientes de pressão apresentados nas expressões anteriores correspondem sempre a coeficientes globais, ou seja, $c_{pe,10}$ e $c_{pi,10}$. Acrescenta-se ainda que um valor positivo de coeficiente de pressão traduz uma ação de pressão sobre a estrutura, sendo que um valor negativo corresponde a sucção.

O coeficiente de pressão exterior - $c_{pe,10}$ – tem de ser avaliado tanto para as paredes como para a cobertura da estrutura, e para o vento a atuar a 0° , $\pm 90^\circ$ e 180° . Essencialmente, pretendem-se cobrir todas as possibilidades de atuação do vento: atuando na direção perpendicular à fachada lateral (0°) e na direção perpendicular à fachada frontal (90°) em ambos os sentidos. Na verdade, o vento poderá atuar em direções diferentes destas, mas os valores dos coeficientes referentes às anteriores já cobrem esses casos.

Em relação às paredes, a unidade fabril é classificada como tendo paredes verticais e planta retangular (120 m x 144 m), pelo que podemos utilizar 7.2.2 [12]. Assim, e observando a Figura 7.5 e a tabela 7.1 [12], podemos extrair a informação contida na tabela 3.4 abaixo:

Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão exterior em paredes verticais de edifícios de planta retangular [12].

Zona	A	B	C	D	E
$c_{pe,10}$	-1,2	-0,8	-0,5	+0,7	-0,3

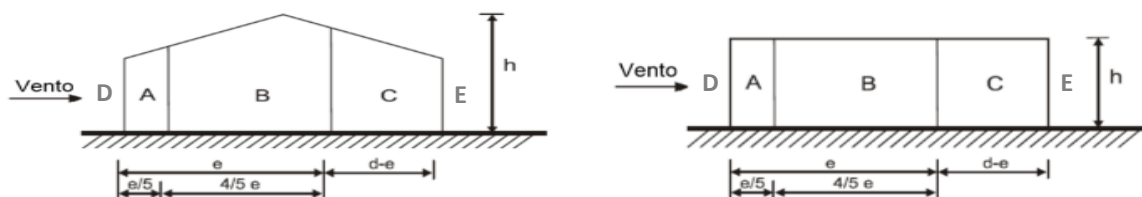


Figura 3.5 – Zonas em paredes verticais, para $\theta = 0^\circ$ (à esquerda) e $\theta = 90^\circ$ (à direita). Adaptada de [12].

Isto porque h/d é menor do que 0,25 em ambas as direções, tal como se pode ver na tabela 3.5:

Tabela 3.5 – Cálculo de h/d para $\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$

Direção do vento	h (m)	b (m)	e (m)	d (m)	Caso	h/d
$\theta = 0^\circ$	14	144	28	120	$e < d$	0,117
$\theta = 90^\circ$	14	120	28	144	$e < d$	0,097

Onde:

- “e” é o valor mínimo entre b e $2h$;
- “b” é a dimensão da estrutura perpendicular à ação do vento;
- “d” é a dimensão da estrutura paralela ao vento.

Já em relação à cobertura, esta é classificada como uma cobertura múltipla de duas vertentes, pelo que, para a direção $\theta = 0^\circ$ pode ser analisada por 7.2.7 – figura 7.10, caso c) [12] - representada na figura 3.6 em baixo.

É importante referir que o valor de c_{pe} mais à esquerda corresponde ao de uma cobertura de uma vertente – presente em 7.2.4 figura 7.7 [12] -, sendo os restantes obtidos para uma cobertura de duas vertentes com revesa – em 7.2.5 figura 7.8 [12].

Note-se ainda que as zonas F/G/J apenas devem ser consideradas na vertente de barlavento (ou seja, apenas para o caso de cobertura de uma vertente), sendo que as zonas H e I devem considerar-se para cada nave.

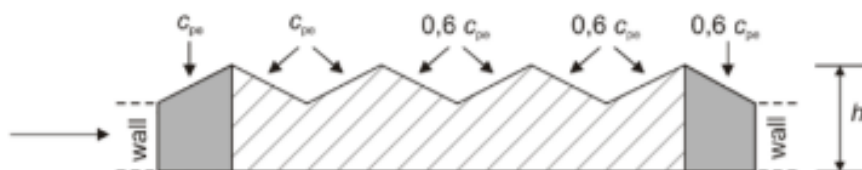


Figura 3.6 – Coeficientes de pressão exterior em coberturas múltiplas [12].

Por outro lado, para $\theta = 90^\circ$, deverão analisar-se os coeficientes de pressão para cada nave individualmente, ou seja, considerando coberturas de duas vertentes sem revesa, também representado em 7.2.5 figura 7.8 [12]. Neste caso, as zonas F só deverão ser tidas em conta na vertente de barlavento e de sotavento.

À imagem do exposto até aqui, e por consulta das tabelas 7.3a, 7.4a e 7.4b [12], obtém-se:

Tabela 3.6 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de uma vertente. Adaptado de [12].

Ângulo de inclinação α	Cobertura de uma vertente - direção do vento $\theta = 0^\circ$		
	F	G	H
+6°	-1,62	-1,16	-0,57
	+0,02	+0,02	+0,02

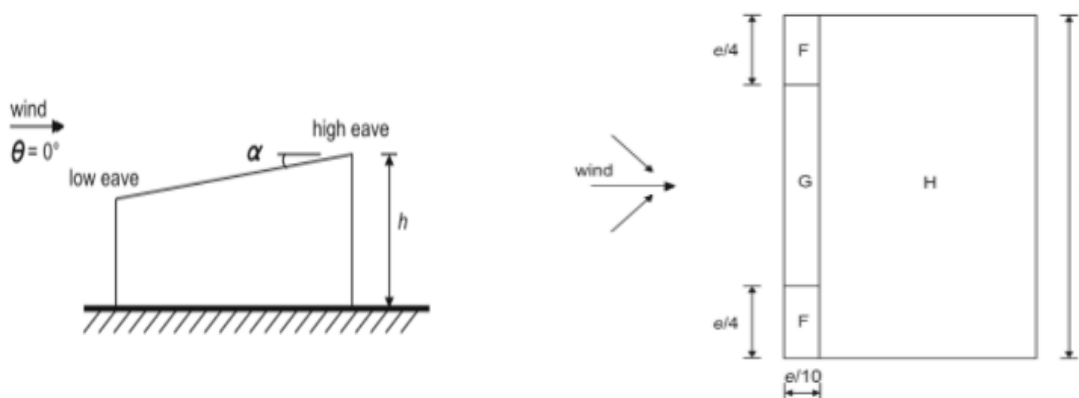


Figura 3.7 – Zonas em coberturas de uma vertente. Adaptada de [12]

Tabela 3.7 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (com revessa). Adaptado de [12].

Ângulo de inclinação α	Cobertura de duas vertentes com revessa - direção do vento $\theta = 0^\circ$	
	H	I
-6°	-0,81	-0,59
		+0,20

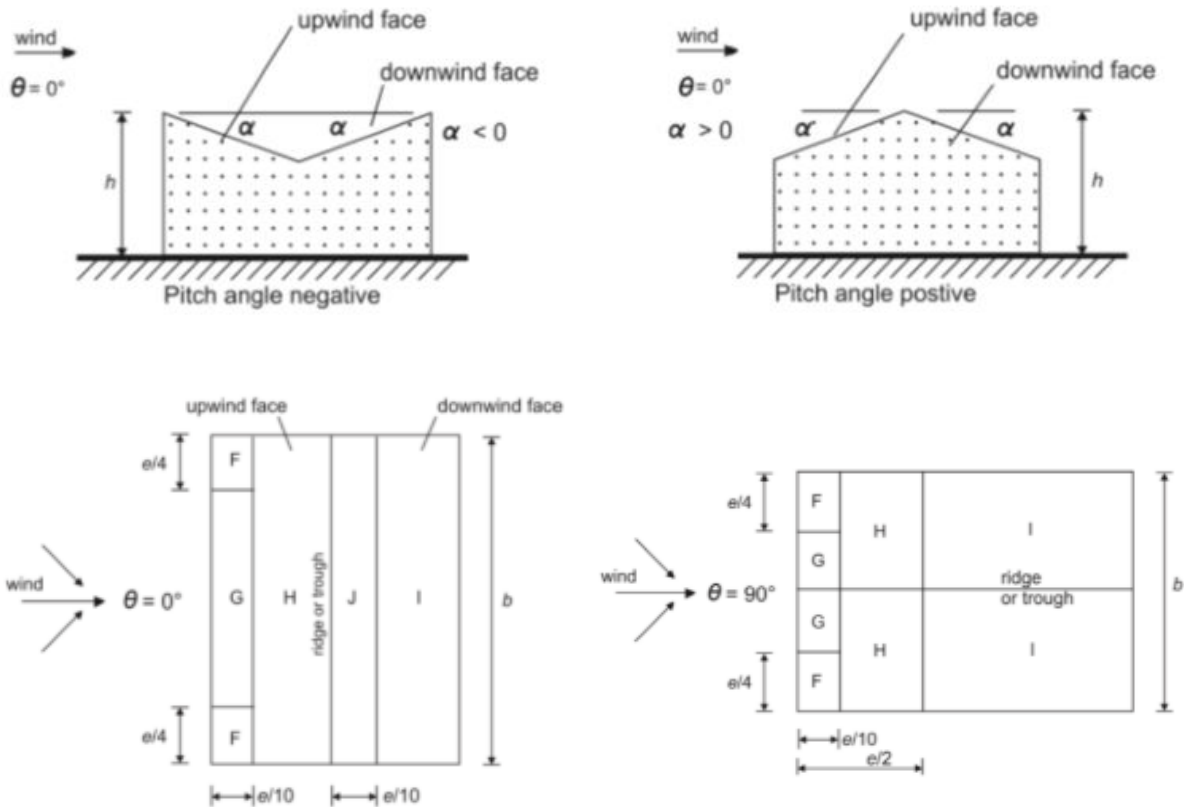


Figura 3.8 – Zonas em coberturas de duas vertentes. Adaptada de [12].

Tabela 3.8 - Coeficientes de pressão exterior para coberturas de duas vertentes (sem revessa). Adaptado de [12].

Ângulo de inclinação α	Cobertura de duas vertentes sem revessa - direção do vento $\theta = 90^\circ$			
	F	G	H	I
$+6^\circ$	-1,57	-1,30	-0,69	-0,59

Repare-se que o ângulo de inclinação da cobertura (α) é de 6° , pelo que os valores apresentados nas tabelas 3.6, 3.7 e 3.8 acima são obtidos por interpolação dos valores das tabelas referidas.

Por outro lado, quando o vento atua a $\theta = 0^\circ$, tanto para a cobertura de uma vertente como para a cobertura de duas vertentes com revessa, há dois valores de c_{pe} para a maioria das zonas. Assim, e não podendo misturar valores positivos e negativos na mesma vertente, há dois casos a analisar na

cobertura de uma vertente e dois casos também na cobertura de duas vertentes. Combinando as várias possibilidades, há então quatro casos a avaliar quando o vento atua nesta direção.

Relativamente ao coeficiente de pressão interior - $c_{pi,10}$ -, não havendo uma face predominante da estrutura e não se justificando o cálculo do índice de aberturas (μ), então, por 7.2.9 (6), Nota 2 [12], c_{pi} tomará o valor mais gravoso entre +0,2 e -0,3 em cada caso.

c) Coeficiente estrutural - $c_s c_d$ e pressões resultantes

Como primeira nota, por 6.2(1) [12], dado o pavilhão industrial ter uma altura máxima ($h = 14$ m) inferior a 15 metros, toma-se simplificada $c_s c_d$ igual à unidade, sem precisar de recorrer a um procedimento de cálculo pormenorizado.

Deste modo, e tendo já calculado todos os parâmetros necessários, as forças resultantes exercidas pelo vento são obtidas pela soma vetorial $F_{we} +/- F_{wi}$, ou seja, pela expressão:

$$F_w = (c_s c_d) \cdot \sum (w_e \cdot A_{ref}) \pm \sum (w_i \cdot A_{ref}) \quad (3.18)$$

Por isso, para obter as pressões resultantes exercidas pelo vento em cada área de referência (A_{ref}), tem-se:

$$\begin{aligned} q_w = (c_s c_d) \cdot w_e \pm w_i &= (c_s c_d) \cdot [q_p(z) \times c_{pe}] \pm [q_p(z) \times c_{pi}] = q_p \cdot [(c_s c_d) \cdot c_{pe} \pm c_{pi}] \\ &= q_p (c_{pe} \pm c_{pi}) = 1,751 \times (c_{pe} \pm c_{pi}) \quad [kN/m^2] \end{aligned} \quad (3.19)$$

Apresentam-se agora as figuras 3.9 e 3.10 correspondentes aos valores característicos da ação do vento em cada área de influência e para cada caso de carga a considerar para o dimensionamento.

Há um total de dez situações possíveis: oito casos para o vento na direção $\theta = 0^\circ$ (quatro casos com diferentes valores de c_{pe} , sendo cada um deles combinado com dois valores possíveis de c_{pi}); e dois casos para o vento na direção $\theta = 90^\circ$ (um para cada valor de c_{pi}). Nas figuras, os valores à esquerda correspondem aos casos onde $c_{pi} = +0,2$ e os valores à direita aos casos em que $c_{pi} = -0,3$. Para maior facilidade de compreensão, os valores característicos atuantes na cobertura têm cor azul/preta, e os valores atuantes nas fachadas têm cor verde/preta.

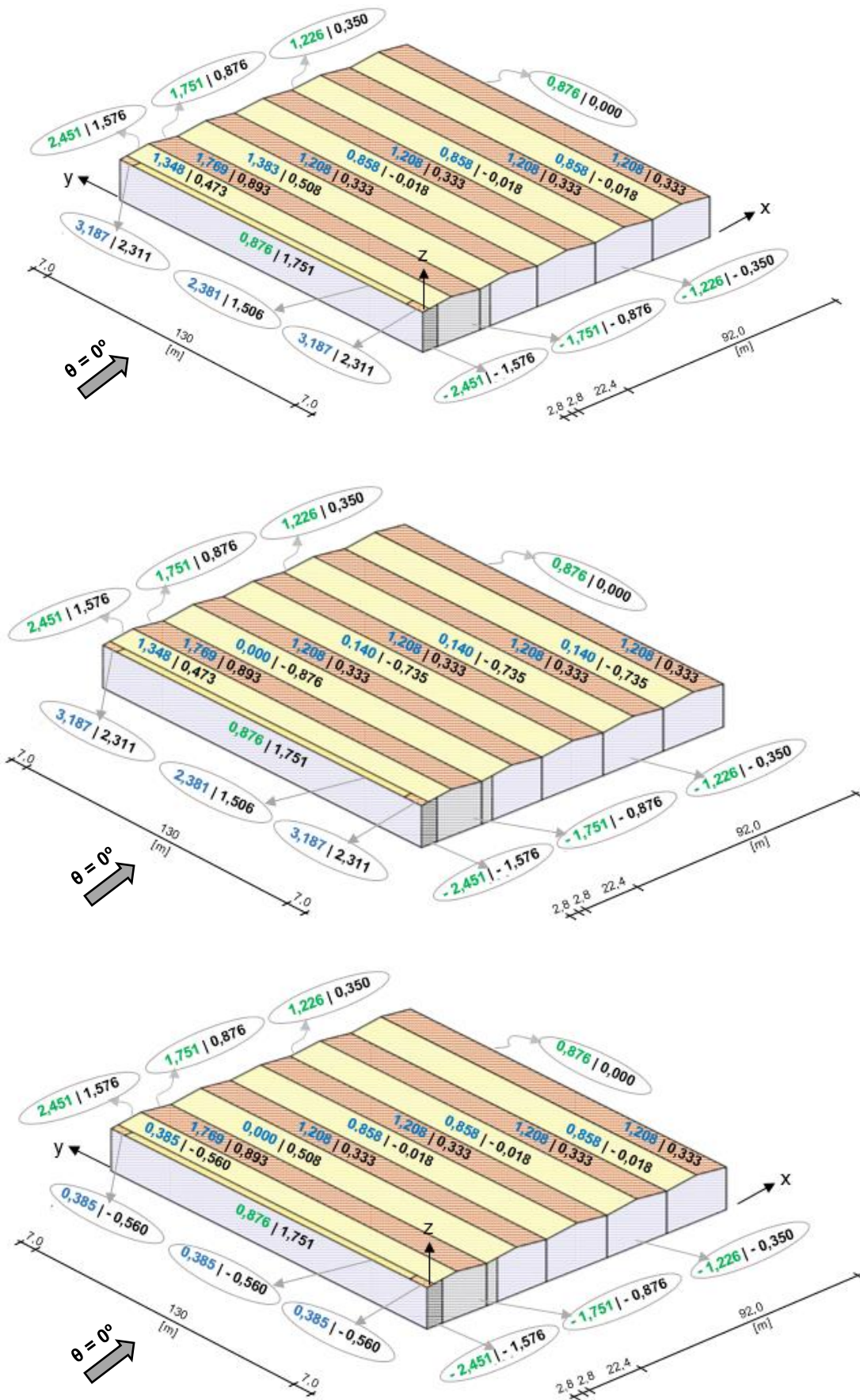


Figura 3.9 – Valores característicos (em kN/m^2) da ação do vento para $\theta = 0^\circ$.

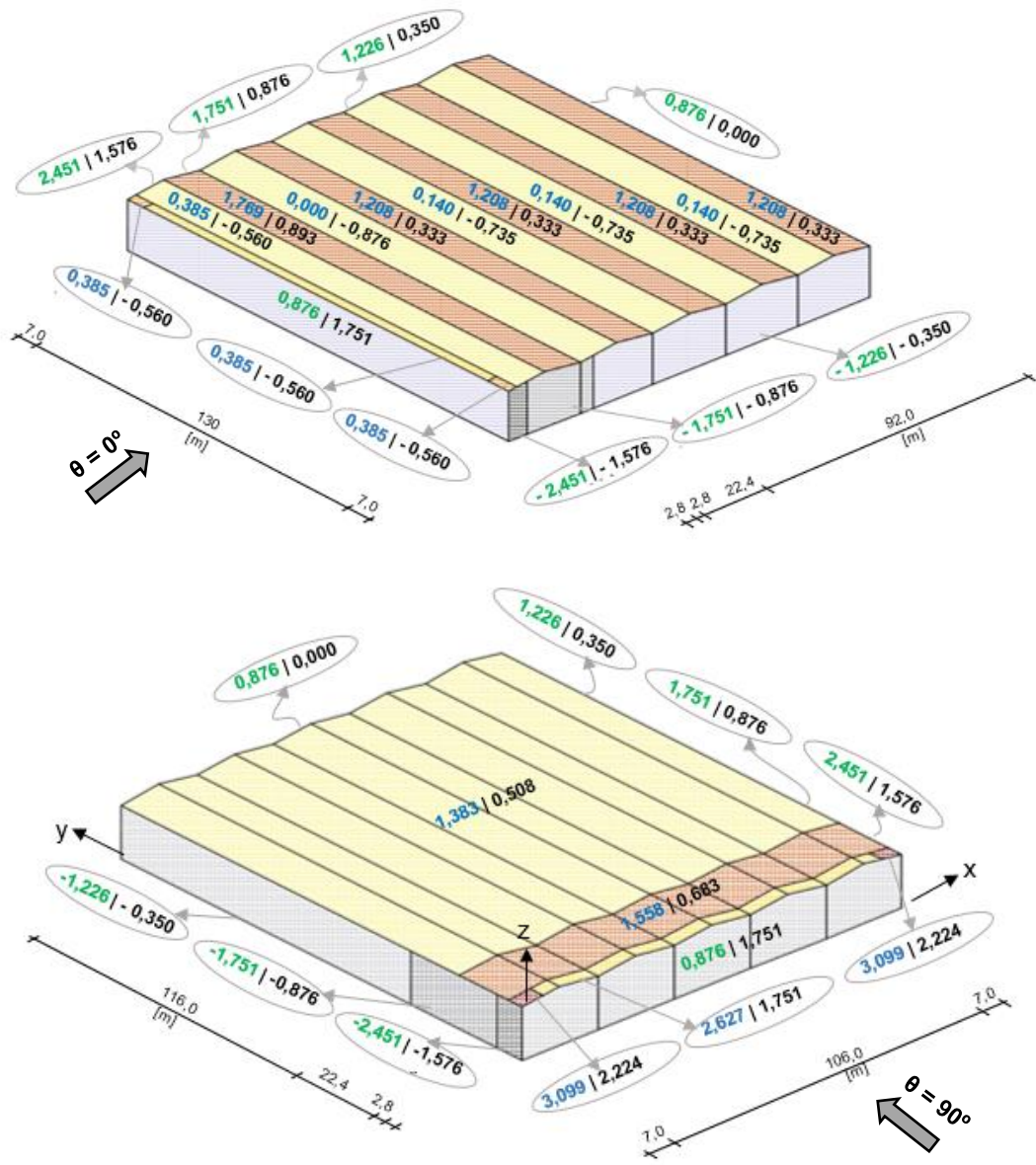


Figura 3.10 - Valores característicos (em kN/m^2) da ação do vento para $\theta = 0^\circ$ (em cima) e $\theta = 90^\circ$ (em baixo).

d) Pressões de atrito - F_{fr}

Para ambas as direções do vento ($\theta = 0^\circ$ e $\theta = 90^\circ$), a ação do vento introduz forças de atrito que atuam tangencialmente às superfícies da cobertura e das fachadas. Esse facto advém da consideração da cláusula 5.3(4) [12], visto que em ambas as direções as superfícies paralelas ou pouco inclinadas em relação ao vento (paredes e cobertura) têm uma área superior às superfícies perpendiculares ao mesmo (paredes dos lados de barlavento e sotavento).

Olhando agora à cláusula 7.5(3) [12], entende-se que as forças de atrito devem ser aplicadas nas superfícies exteriores paralelas ao vento além de uma distância ao bordo de barlavento dada pelo menor valor entre $2b$ e $4h$. Ora, em ambas as direções (veja-se a tabela 3.5) essa distância será de $4h$ e, portanto, de 56 m.

Consultando agora a tabela 7.10 [12], podem-se retirar os valores dos coeficientes de atrito – c_{fr} – discriminados na tabela 3.9 abaixo.

Tabela 3.9 – Coeficientes de atrito c_{fr} para paredes, platibandas e coberturas. Adaptada de [12].

Painéis de revestimento	Superfície	Coefficiente de atrito
Cobertura <i>Painel sandwich ondulado</i>	Muito rugosa	0,04
Paredes <i>Painel sandwich liso</i>	Lisa	0,01

Deste modo, já tendo sido anteriormente obtido $q_p(z_e)$, e usando a expressão abaixo, obtêm-se as pressões em cada área de referência devido ao efeito de atrito causado pelo vento:

$$q_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) = c_{fr} \cdot q_p = \begin{cases} = 0,04 \times 1,751 = 0,070 \text{ [kN/m}^2\text{] , na cobertura} & (3.20) \\ = 0,01 \times 1,751 = 0,018 \text{ [kN/m}^2\text{] , na fachada} & (3.21) \end{cases}$$

Pode agora apresentar-se a figura 3.11 seguinte, com os valores característicos dos efeitos de atrito do vento, para cada área de influência e para cada caso de carga a considerar para o dimensionamento. Estes valores aplicar-se-ão em simultâneo com os casos anteriormente apresentados, consoante a direção do vento.

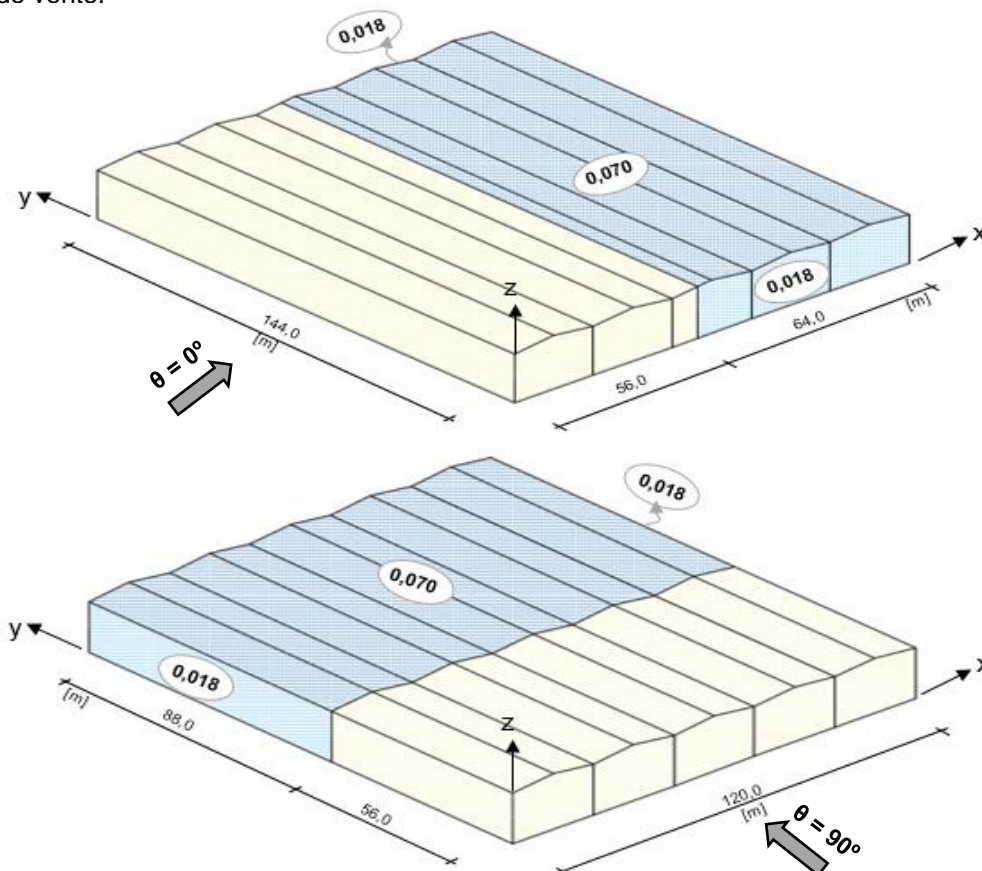


Figura 3.11 - Valores característicos (em kN/m²) dos efeitos de atrito do vento para $\theta = 0^\circ$ (em cima) e $\theta = 90^\circ$ (em baixo).

3.2.2.4. Ação da temperatura

Para o pavilhão industrial em avaliação, considera-se que as ações térmicas resultam apenas de variações climáticas diárias e sazonais, o que significa que a sua intensidade dependerá essencialmente dos fatores:

- Condições climáticas locais (como a temperatura do ar);
- Orientação e características do revestimento das superfícies de cobertura e fachadas;
- Material constituinte (aço, com coeficiente de expansão térmica $\alpha_T = 12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$);
- Condições de aquecimento e ventilação e características do isolamento térmico.

Das várias componentes referidas em 4 (3) [13], a única que se considera no caso presente é a da variação de temperatura uniforme - ΔT_u – responsável pelos movimentos longitudinais de contração e dilatação dos elementos estruturais.

A validade da afirmação anterior prende-se com o facto de os revestimentos serem em painéis sandwich, que incluem isolamento térmico. De facto, neste caso, as variações diferenciais de temperatura - ΔT_M e ΔT_E - podem ser desprezadas.

Deste modo, são dois os valores característicos da ação temperatura a considerar: ΔT_u (Verão) e ΔT_u (Inverno). Ambos são calculados com base na expressão indicada abaixo, variando apenas a temperatura média dos elementos (T) a tomar em cada caso - dado que a temperatura inicial dos elementos estruturais no momento em que se introduzem os constrangimentos (T_0) se considera igual a 15° para os dois – por NA-A.1(3) [13].

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (3.22)$$

Ora, localizada no Barreiro, a estrutura insere-se na Zona B tanto para as condições de Inverno como de Verão, informação que se tira das figuras NA.I e NA.II [13].

Assim, e para a altitude de 15 metros, calculam-se pelas tabelas NA.I e NA.II [13] respetivamente, as temperaturas mínima e máxima do ar à sombra.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\min} = 0 \text{ }^\circ\text{C} - 15 \times \frac{0,5}{100} \approx 0 \text{ }^\circ\text{C} \\ T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C} - 15 \times \frac{1}{100} \approx 40 \text{ }^\circ\text{C} \end{array} \right. \quad (3.23)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{\min} = 0 \text{ }^\circ\text{C} - 15 \times \frac{0,5}{100} \approx 0 \text{ }^\circ\text{C} \\ T_{\max} = 40 \text{ }^\circ\text{C} - 15 \times \frac{1}{100} \approx 40 \text{ }^\circ\text{C} \end{array} \right. \quad (3.24)$$

Transpondo agora as atenções para as tabelas NA-5.1 e NA-5.2 [13], e sabendo que tanto os painéis de fachada como de cobertura têm uma cor clara, é possível calcular a temperatura do ambiente interior (T_{in}) e exterior (T_{out}) para cada estação do ano referida.

A partir desses valores, obtém-se então a temperatura média dos elementos em cada estação (T), chegando aos valores característicos ΔT_u (Verão) e ΔT_u (Inverno), tal como se pretendia.

Na tabela 3.10 apresentam-se os valores das variáveis referidas nos dois parágrafos anteriores.

		Verão	Inverno
Temperaturas do ar ambiente [°C]	T_{in}	25	18
	T_{out}	42	0
Temperatura média dos elementos [°C]	$T = (T_{in} + T_{out})/2$	33,5	9,0
Varição uniforme de temperatura [°C]	$\Delta T_u = T - 15\text{ °C}$	18,5	- 6

Como última nota, refira-se que as ações térmicas são caracterizadas como ações variáveis indiretas, originando essencialmente deformações na estrutura. O valor característico desta ação é aplicado em todos os elementos da estrutura em simultâneo, para efeitos de dimensionamento. Como a estrutura tem elementos com movimentos restringidos, então as deformações de origem térmica originam esforços. No entanto e, simplifadamente, estes últimos não foram tidos em consideração no dimensionamento dos elementos.

3.2.2.5. Ações introduzidas pelas pontes móveis

A pedido do cliente, é necessário englobar duas pontes móveis na unidade fabril, por forma a colocar os equipamentos de grande porte no local onde vão operar ao longo do seu período de vida útil (e, portanto, apenas transportados no início e fim da mesma), e para fazer o transporte regular de materiais (com dimensões menores).

Foi então indicado que tanto a 4ª nave como a 5ª nave irão incorporar pontes móveis à cota de 9 metros, com possibilidade de se deslocarem ao longo dos 144 metros de desenvolvimento da estrutura - a primeira com uma capacidade de carga de 200 kN e a segunda de 400 kN.

Ou seja, ter-se-á a situação representada na figura seguinte:

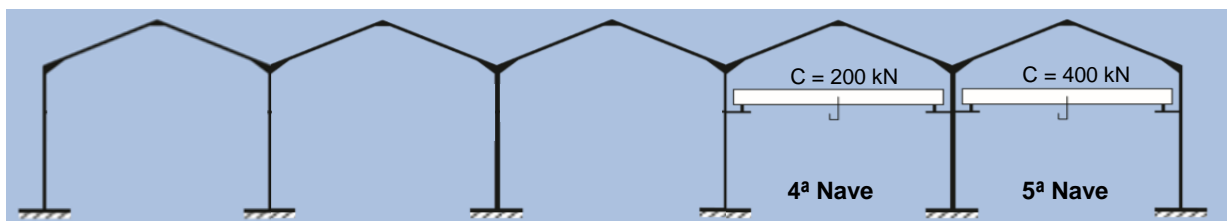


Figura 3.12 – Representação esquemática das pontes móveis a utilizar. Adaptada de [1].

Por indicação do fornecedor, as pontes têm as seguintes características:

- 24 metros de vão, simplesmente apoiadas nas vigas de suporte;
- Um guincho que se deslocará livremente ao longo do vão através de um motor até à distância mínima de 1,5 metros das vigas de rolamento (veja-se a figura 3.13);

- Distância entre os rolamentos de apoio de 2 metros (veja-se a figura 3.13);
- Pesos totais, capacidades máximas e cargas de serviço representados na tabela seguinte.

Tabela 3.11 – Características das pontes móveis facultadas pelo fornecedor.

Nave	Capacidade máxima de carga	Peso	Cargas de serviço
4ª	200 kN	20 kN	110 kN
5ª	400 kN	30 kN	220 kN

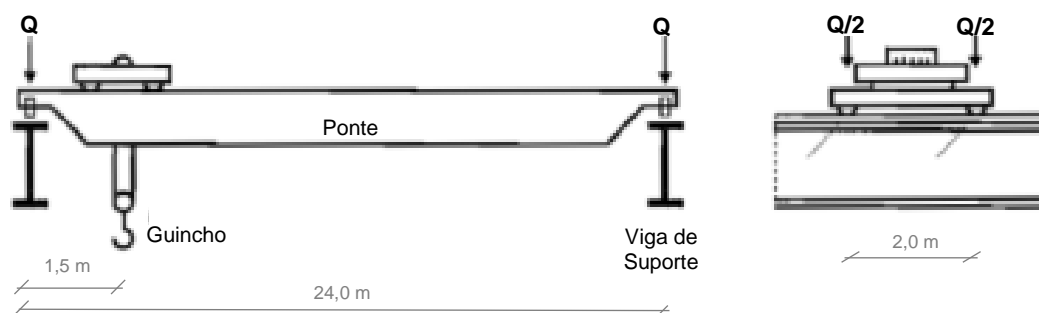


Figura 3.13 – Representação esquemática das características das pontes a utilizar.

Portanto, o objetivo desta secção é utilizar a norma EN 1991-3, Secção 2 [14] para calcular o valor característico das ações introduzidas nas vigas de suporte pelas pontes móveis e cargas transportadas - respetivamente, Q_c e Q_h -, que são depois transferidas aos montantes.

No entanto, refira-se desde já que esse procedimento vai ser realizado com várias simplificações, visto que a influência das pontes móveis no cálculo da estrutura não se constitui como o objetivo principal da dissertação.

A primeira simplificação prende-se com o facto de só se analisarem as ações variáveis introduzidas pelas pontes móveis*. A segunda, e maior simplificação, consiste em assumir que todas as ações são estáticas. Isto implica que as ações horizontais são desprezadas e que as ações verticais perdem a componente dinâmica associada à vibração e amortecimento das pontes, pelo que, na expressão de cálculo do valor característico das ações devidas às pontes móveis ($F_{\varphi,k}$), o fator dinâmico – φ_i - toma sempre valor unitário.

$$F_{\varphi,k} = \varphi_i \cdot F_k \quad (3.25)$$

* Na verdade, as ações introduzidas pelas pontes móveis - de acordo com 2.2 [14] – podem classificar-se como ações variáveis (verticais e horizontais) e ações de acidente. As ações variáveis verticais são causadas pelo peso próprio das pontes e pelas cargas transportadas, enquanto as ações horizontais são essencialmente originadas pelas acelerações, desacelerações e distorções das pontes. Já as ações acidentais são referentes a colisões com o sistema de amortecimento/travagem das pontes e pelas colisões dos elementos transportados pelos guinchos com elementos estruturais.

Pretende-se então obter o valor característico das ações verticais estáticas - F_k . Ora, tal como referido em 2.6 (2) [14], este valor corresponde aos valores nominais especificados pelo fornecedor para o peso próprio das pontes e para as cargas transportadas – presentes na tabela 3.11.

Resta agora saber quais são os casos de carga a analisar. Facilmente se compreende que, no caso de apenas uma ponte móvel estar em serviço, a situação condicionante (e, por isso, a única) a analisar é aquela em que a carga transportada se encontra o mais próximo possível da viga de suporte – portanto, à distância de 1,5 metros.

No entanto, há a possibilidade de ambas as pontes móveis serem utilizadas em simultâneo – uma em cada nave -, situação essa que tem de ser avaliada, de acordo com 2.5.3 - tabela 2.3 [14].

Visto que apenas se estão a considerar as ações variáveis verticais estáticas, para efeitos de dimensionamento de cada viga de suporte, a situação condicionante é sempre a descrita no penúltimo parágrafo. E portanto, a que se representa na figura:

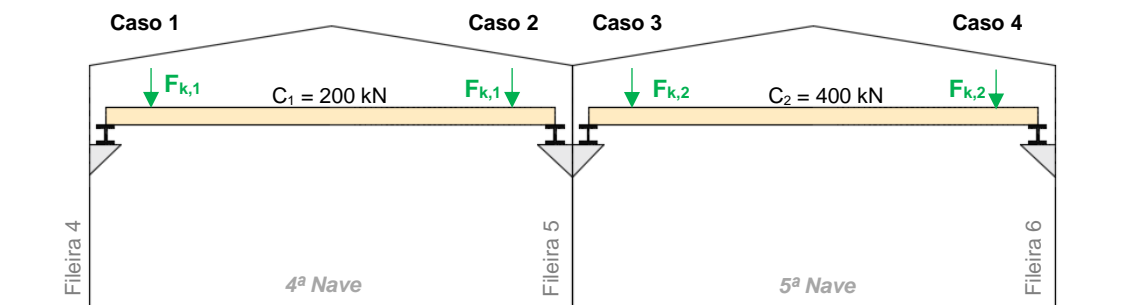


Figura 3.14 – Situações de carga a avaliar para as vigas de suporte das pontes móveis.

Já para o dimensionamento dos montantes, terão de ser avaliadas cinco situações de carga: uma para os montantes da fileira 4, três para os montantes da fileira 5 e uma para os montantes da fileira 6. Ilustram-se em baixo essas situações, sendo que em qualquer caso a distância entre as vigas e os montantes é de 5 cm.

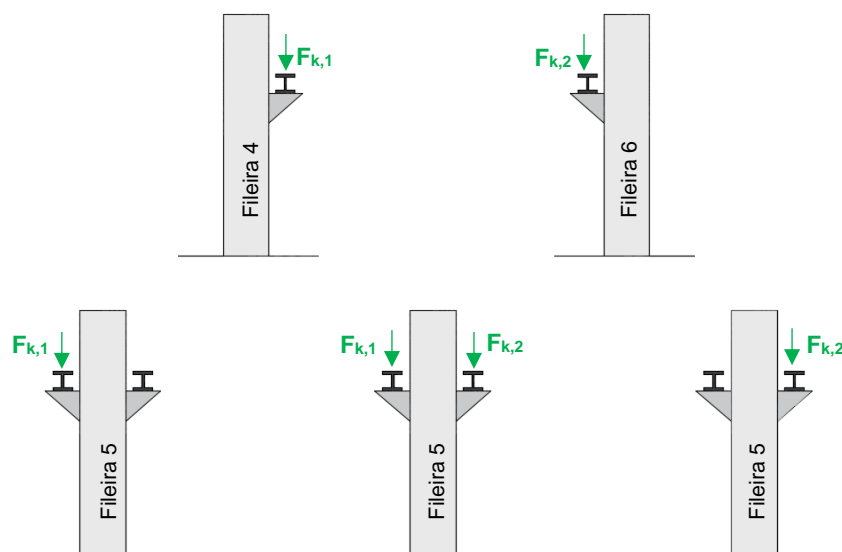


Figura 3.15 – Situações de carga a avaliar para os montantes sujeitos à ação das pontes móveis.

3.2.3. Ações acidentais

As ações consideradas acidentais, pela norma NP EN 1991-1-1, são:

- Ações causadas por explosões ou incêndios;
- Ações introduzidas por choques de veículos ou outros objetos;
- A ação sísmica.

E ainda, eventualmente:

- As ações da neve e do vento;

No entanto, nenhuma destas ações foi considerada no dimensionamento da unidade fabril.

No caso das ações da neve e do vento, e tal como justificado nos tópicos 1.2.2.2 e 1.2.2.3, estas são ações que - pelas normas NP EN1991-1-3 e NP EN 1991-1-4 - não se consideram acidentais, dada a localização e geometria da estrutura (no caso da neve) e as hipóteses assumidas em caso de tempestade (no caso do vento).

Por outro lado, como referido em 1.2.2.4, as ações acidentais de choque eventualmente introduzidas pelas pontes móveis são desprezadas, tal como as ações causadas por explosões ou incêndios e por choques de veículos com a estrutura.

Já em relação à ação sísmica, não foi considerada no dimensionamento do pavilhão porque não é uma ação condicionante neste tipo de estrutura. Ao fazer uma análise simplificada, mas conservativa, - exposta no Anexo A – conclui-se que os efeitos desta ação na estrutura são menos desfavoráveis que os efeitos da ação do vento.

Embora as ações tipicamente consideradas como acidentais sejam desprezadas, vai ser analisada uma situação de projeto acidental simplificada (veja-se a tabela 4.7), correspondente ao cenário em que as pontes móveis transportam carga no valor da sua capacidade máxima.

Esta situação considera-se acidental porque, em princípio, só ocorrerá no início e fim da vida útil da estrutura, tal como referido em 1.2.2.5. Por outro lado, refira-se desde já que será uma situação de acidente simplificada, uma vez que se considera a inexistência de outras ações variáveis acompanhantes em simultâneo com as ações introduzidas pelas pontes móveis.

4. Estados Limites e Combinações de Ações

No capítulo anterior, foram classificadas e quantificadas todas as ações que atuam na estrutura em análise. Ou seja, neste momento, tem-se informação sobre os seus valores característicos nas várias disposições de carga possíveis e sabe-se que as diferentes ações têm diferentes variações no tempo e probabilidades de ocorrência.

Chega-se então a uma nova fase, em que o objetivo é combiná-las com base nessa informação, por forma a ser possível avaliar se a estrutura, quando atuada por determinadas combinações de ações, verifica os estados limites estabelecidos como critérios de projeto.

Assim, neste capítulo, vai-se em primeiro lugar apresentar os estados limites que é necessário cumprir para que a estrutura da unidade fabril verifique a segurança à luz dos Eurocódigos e, em segundo lugar, definir-se-ão as combinações de ações que são relevantes avaliar para cada estado limite.

4.1. Estados limites

A primeira questão pertinente a referir é que, de acordo com NP EN 1990, há dois tipos de estados limites a controlar:

- Os estados limites últimos;
- Os estados limites de utilização.

4.1.1 Estados Limites Últimos

Com este tipo de estados limites pretende-se essencialmente garantir a segurança da estrutura da unidade fabril e das pessoas que a vão ocupar.

Para o caso específico em análise, e entre os vários tipos de estados limites últimos descritos em 6.4.1 [9], vão apenas ser considerados aqueles que são referentes ao colapso e perda de estabilidade estrutural dos elementos e/ou da estrutura global (STR), ficando aqueles referentes à fadiga dos materiais e a aspetos geotécnicos fora do âmbito deste documento. Além disso, refira-se também que estes estados apenas vão ser avaliados para situações de projeto persistentes e acidentais.

Assim, tal como afirmado em 6.4.3 (2) da referência [9], a verificação do estado limite último na estrutura em causa passará por garantir que o valor de cálculo dos esforços atuantes ao nível das secções e dos elementos - efeito das ações combinadas – é menor ou igual aos esforços resistentes dos mesmos – valor de cálculo da resistência. Ou seja, $E_d \leq R_d$.

Sendo todo o pavilhão em estrutura metálica, olhando a NP EN 1993-1-1 e NP EN 1993-1-5, para os esforços a que os vários elementos da estrutura estarão sujeitos (consulte-se o Anexo B), apresentam-se agora duas tabelas resumo das verificações ELU a cumprir.

Tabela 4.1 – Verificações ELU da resistência das secções transversais. Adaptadas de [15,16].

Resistência das secções transversais		
Esforços isolados		
Tração	$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$	
Compressão	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$	
Esforço Transverso*	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{c,Rd(y)}} \leq 1$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,Rd(z)}} \leq 1$
Flexão	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{c,Rd(y)}} \leq 1$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{c,Rd(z)}} \leq 1$
Torção	$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1$	
Interação de esforços		
Esforço transversal com momento torsor	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{pl,T,Rd(y)}} \leq 1$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{pl,T,Rd(z)}} \leq 1$
Flexão simples com esforço transversal	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,V,Rd}} \leq 1$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,V,Rd}} \leq 1$
Flexão composta reta	$M_{y,Ed} \leq M_{N,y,Rd}$	$M_{z,Ed} \leq M_{N,z,Rd}$
Flexão composta desviada	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad \{\text{Secções Classes 1 ou 2}\}$	
	$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \{\text{Secções Classe 3 com } V_{Ed} < 0,5V_{pl,T,Rd}\}$	
	$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,V,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,V,Rd}} \leq 1 \quad \{\text{Secções Classes 1, 2 ou 3}\}$ <i>Estimativa conservativa</i>	
	$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1$ <i>{Secções Classe 4 com } V_{Ed} < 0,5V_{pl,T,Rd}</i>	

* A verificação seccional de resistência ao esforço transversal deverá também respeitar a condição de “esforço transversal” apresentada na tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Verificações ELU da resistência dos elementos à encurvadura. Adaptadas de [15,16].

Resistência dos elementos à encurvadura		
Esforços isolados		
Compressão	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \leq 1$	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \leq 1$
Esforço Transverso	$V_{Ed} \leq V_{b,Rd} \quad \text{Se } \frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta}$	
Flexão	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$	
Interação de esforços		
Flexão Composta	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$ $\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$	

Considera-se pertinente esclarecer desde já que:

- As verificações acima enunciadas terão de ser cumpridas pelos vários elementos utilizados na estrutura principal e secundária (vigas, montantes, madres e elementos de travamento e contraventamento), com secções de classe 1, 2, 3 e 4. No Anexo B apresentam-se os resultados das verificações para cada elemento estrutural, sendo demonstrados os cálculos efetuados no Anexo C.
- Em qualquer um desses elementos, e como referido em 1.2, não será feito o cálculo das ligações, razão pela qual também não será tida em consideração a existência de eventual redução das áreas em zonas com furos de ligação (A_{net}).
- Os painéis de cobertura e fachada não vão ser verificados por nenhuma das expressões acima, procedendo-se a um método de verificação indireto, com base em tabelas facultadas pelo fornecedor dos mesmos.

4.1.2 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de utilização têm um objetivo diferente dos anteriormente descritos. De facto, pretendem garantir níveis de conforto, aspeto e funcionamento da estrutura adequados às condições normais de serviço da unidade fabril.

Na estrutura presente, de entre os aspetos referentes aos estados limites de serviço listados em 3.4 (3) [9], apenas vão ser tidos em consideração os que são relativos a deformações, não sendo considerados os relacionados com vibrações e outros danos que possam ocorrer na estrutura. Diga-se ainda que as situações em análise corresponderão a situações de projeto persistentes.

Conclui-se assim, com base em 6.5.1 [9], que a verificação destes estados estará cumprida se as deformações verticais e horizontais de todos os elementos do pavilhão industrial - valor de cálculo do efeito das ações combinadas – forem inferiores ou iguais ao limite estabelecido correspondente – valor de cálculo correspondente ao valor limite do critério de utilização. Ou seja, $E_d \leq C_d$.

Não tendo sido acordado nada em específico com o Dono de Obra a este respeito, considerar-se-ão os limites para os deslocamentos indicados na tabela abaixo e representados na figura 4.1, todos eles para as combinações características (ver 4.2.1).

Tabela 4.3 – Limites dos deslocamentos a cumprir para as combinações características. Adaptada de [15].

Tipo de elementos	Limites dos deslocamentos				
	$\delta_{2,v}$	$\delta_{max,v}$	$\delta_{2,h}$	$\delta_{max,h}$	u
Elementos de cobertura (vigas e madres de cobertura)	L/250	L/200	L/250	L/200	-
Elementos de Fachada (madres de fachada)	-	L/200	L/250	-	-
Elementos verticais (montantes)	-	-	$H_i/250$	$H_i/200$	$H_i/150$

Onde:

- $\delta_{max,v}$ - flecha vertical no estado final relativamente à linha reta que une os apoios ($\delta_{1,v} + \delta_{2,v}$)
 - $\delta_{1,v}$ – Variação da flecha devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação;
 - $\delta_{2,v}$ – Variação da flecha devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das ações variáveis acompanhantes;

- $\delta_{max,h}$ – flecha horizontal no estado final relativamente à linha reta que une os apoios ($\delta_{1,h} + \delta_{2,h}$);
 - $\delta_{1,h}$ – Variação da flecha devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação;
 - $\delta_{2,h}$ – Variação da flecha devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das ações variáveis acompanhantes;
- L – comprimento do elemento;
- u – deslocamento horizontal à altura H_i ;
 - H_i – Altura da coluna;

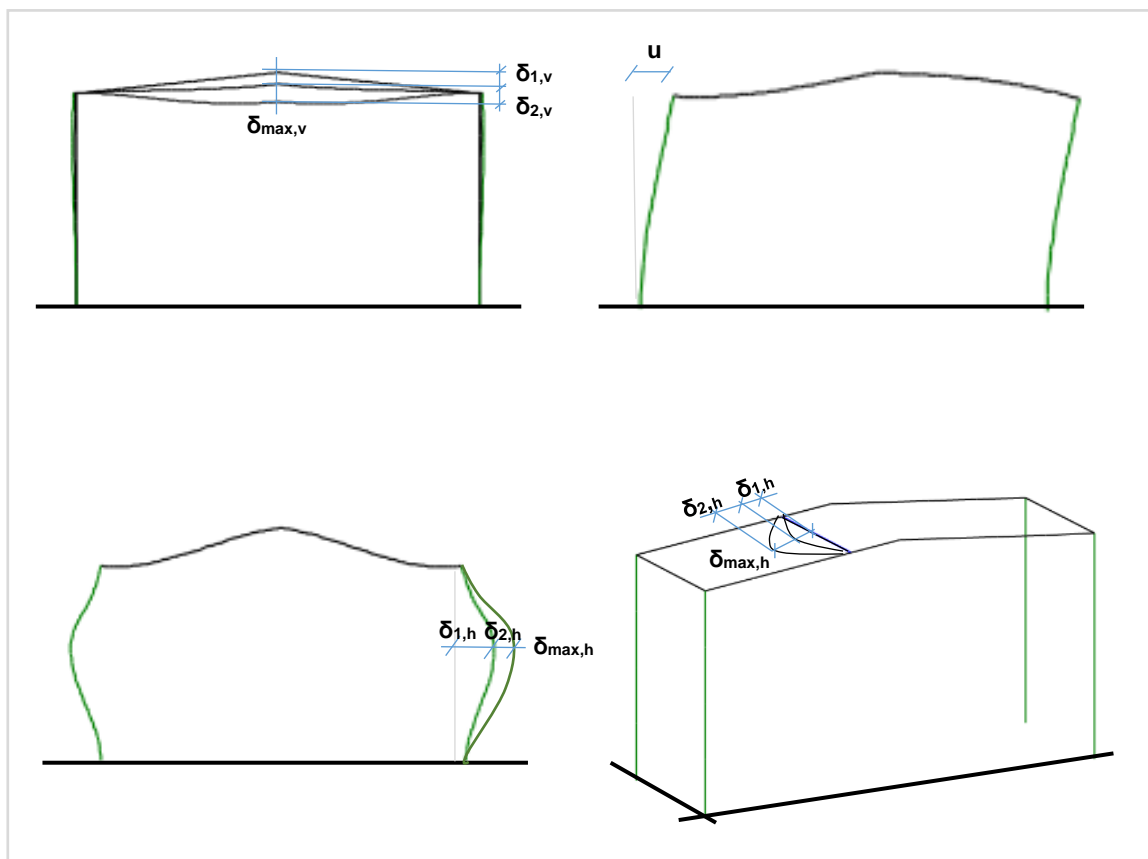


Figura 4.1 – Representação esquemática dos deslocamentos nos vários elementos da estrutura.

É importante referir que:

- As flechas horizontais não são referidas na norma, pelo que se consideram os mesmos limites aplicados às flechas verticais.
- O valor limite do deslocamento horizontal no topo dos montantes é referido na norma para pórticos sem sistemas de elevação; no entanto, neste caso há presença de pontes móveis. Não havendo indicação em contrário, usar-se-á o valor descrito.
- Considera-se importante limitar as flechas das vigas de suporte das pontes móveis a $\delta_{2,v} = L/300$ e $\delta_{max,v} = L/250$, para garantir um bom funcionamento em serviço das pontes.

4.2. Combinações de ações

Se cada uma das ações tem diferentes variações no tempo e probabilidades de ocorrência, será fácil perceber que, na realidade, há conjuntos de ações que têm maior ou menor probabilidade de acontecer em simultâneo. Além disso, quando ocorrem em simultâneo (duas, três ou até mais ações), nem sempre é provável que atuem com intensidade correspondente ao seu valor característico.

Daí que, para cada situação de projeto se apliquem os chamados coeficientes de combinação (Ψ), diferentes para cada ação, expressando a redução de probabilidade associada à ocorrência simultânea das ações com os seus valores característicos.

Tem-se, pelas tabelas A1.1 [9] e A.2 [14]:

Tabela 4.4 – Valores recomendados para os coeficientes Ψ para edifícios. Adaptado de [9,14].

Símbolo	Ação	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
SC	Sobrecargas (Categoria H: coberturas)	0	0	0
N	Ação da neve ($H \leq 1000 m$)	0,5	0,2	0
V	Ação do vento	0,6	0,2	0
T	Ação da temperatura	0,6	0,5	0
P	Ações introduzidas pelas pontes móveis	1,0	0,9	*
*Rácio entre as ações permanentes e as ações totais introduzidas pelas pontes móveis				

Refira-se ainda que a estrutura deve ser dimensionada para garantir uma maior “distância de segurança” em relação aos estados limites com consequências mais gravosas, não sendo necessária uma distância tão grande em relação aos estados menos gravosos. Essa preocupação é expressa ao utilizar diferentes coeficientes parciais (γ) para cada tipo de ação para o estado limite último. Tem-se, pelas tabelas NA-A1.2 (B) [9] e A.1 [14]:

Tabela 4.5 – Coeficientes parciais para as situações de projeto persistentes. Adaptado de [9,14].

Situação de projeto	Caso	Ações permanentes $[\gamma_G]$	Ação variável de base da combinação		Ações variáveis acompanhantes	
			No geral $[\gamma_{Q,1}]$	Pontes móveis $[\gamma_{Q,1}]$	No geral $[\gamma_{Q,i}]$	Pontes móveis $[\gamma_{Q,i}]$
Persistente	Desfavoráveis	1,35	1,50	1,35	1,50	1,35
	Favoráveis	1,00	0	0	0	

E ainda:

Tabela 4.6 – Coeficientes parciais para as situações de projeto acidentais. Adaptado de [9,14].

Situação de Projeto	Ações Permanentes [γ_G]	Ação de acidente [γ_A]	Ações variáveis acompanhantes
Acidental*	1,00	1,00	-

*Situação de projeto correspondente à carga máxima nas pontes móveis. Tal como referido em 3.2.3, não se considera a sua atuação simultânea com as outras ações variáveis acompanhantes.

4.2.1 Combinações de ações para os estados limites últimos

As combinações a usar têm o formato das expressões que se apresentam em baixo, sendo a primeira referente a situações de projeto persistentes (combinações fundamentais) e a segunda referente a situações de projeto acidentais. Pela razão explicitada na tabela acima, entende-se a simplificação efetuada à segunda expressão.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.1)$$

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\Psi_{1,1} \text{ ou } \Psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d \quad (4.2)$$

Deste modo, as várias combinações a analisar para o caso em estudo são as seguintes:

Tabela 4.7 – Combinações de ações para os estados limites últimos.

Situação	G		RCP		SC	N	V	P	C
Persistente	1,35		1,50		1,50	0	0	0	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	1,50	0	0	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	1,50	0,9	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	1,50	0,9	0	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	1,50	0	1,35	0
Persistente	1,35		1,50		0	1,5	0	0	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0,75	1,50	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0,75	1,50	0	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0	1,50	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0	1,50	0	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0,75	0,9	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0	0,9	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0,75	0	1,35	0
Persistente	1,00	1,35	1,00	1,50	0	0	0	1,35	0
Acidental	1,00		1,00		0	0	0	0	1,00

Nota: Símbolos já apresentados na tabela 4.4, à exceção de **G** (peso próprio dos elementos estruturais); **RCP** (restantes cargas permanentes – peso próprio dos elementos não estruturais); **C** (carga máxima a transportar pelas pontes – observe-se 3.2.3 para melhor compreensão).

Considera-se relevante esclarecer alguns aspetos referentes à tabela 4.7.

Em primeiro lugar, repare-se que não estão presentes as ações da temperatura. De facto, estas ações caracterizam-se como ações variáveis indiretas, originando essencialmente deformações na estrutura e esforços auto-equilibrados (sendo o caso presente o de uma estrutura hiperstática). Por isso, e considerando que os efeitos de 2ª ordem eventualmente introduzidos não são relevantes, despreza-se esta ação na avaliação dos ELU.

Em segundo lugar, tal como enunciado em 3.3.2 (1) [10], não é necessário aplicar as sobrecargas em simultâneo com as ações do vento e da neve em coberturas deste tipo - Categoria H.

Em terceiro lugar, refira-se que cada combinação expressa na tabela acima, na verdade, corresponde a várias combinações, porque deve ser avaliada para cada situação de carga descrita no capítulo 3. Por exemplo, a coluna referente à ação do vento (V), subentende a análise dos dez casos de carga possíveis e a coluna correspondente à ação da neve (N) subentende a análise de dois casos de carga.

Note-se também que as restantes cargas permanentes (RCP), onde se incluem os painéis de cobertura e fachada, tomam um fator parcial de 1,5 (em vez de 1,35). Esta hipótese foi conservativamente assumida, para ter em conta o eventual acréscimo de carga na cobertura devido ao sistema de iluminação e tubagens de incêndio.

Por último, repare-se que a lista de combinações analisadas é exaustiva, no sentido em que cobre todas as combinações de ações possíveis. No entanto, percebe-se à partida que algumas delas não serão condicionantes para o dimensionamento. Por exemplo, não será condicionante a ação isolada da neve, visto que a ação isolada da sobrecarga tem a mesma distribuição e maior valor.

4.2.2 Combinações de ações para os estados limites de utilização

De entre os três tipos de combinações que se enquadram nesta categoria (combinação característica, frequente e quase-permanente) usar-se-ão apenas as combinações características, tal como explicado em 4.1.2. Assim, usam-se expressões com o formato:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Na página seguinte, apresenta-se uma tabela com todas as combinações analisadas para o caso em estudo. Sendo ELS, a ação da temperatura passa a ser contabilizada, ao contrário da situação acidental das pontes móveis.

Tabela 4.8 – Combinações de ações para os estados limites de serviço.

G / RCP	SC	N	V	T	P
1,0	1,0	0	0	0,6	1,0
1,0	1,0	0	0	0,6	0
1,0	1,0	0	0	0	1,0
1,0	1,0	0	0	0	0
1,0	0	1,0	0,6	0,6	1,0
1,0	0	1,0	0,6	0,6	0
1,0	0	1,0	0,6	0	1,0
1,0	0	1,0	0,6	0	0
1,0	0	1,0	0	0,6	1,0
1,0	0	1,0	0	0,6	0
1,0	0	1,0	0	0	1,0
1,0	0	1,0	0	0	0
1,0	0	0,5	1,0	0,6	1,0
1,0	0	0,5	1,0	0,6	0
1,0	0	0,5	1,0	0	1,0
1,0	0	0,5	1,0	0	0
1,0	0	0	1,0	0,6	1,0
1,0	0	0	1,0	0,6	0
1,0	0	0	1,0	0	1,0
1,0	0	0	1,0	0	0
1,0	0	0,5	0,6	1,0	1,0
1,0	0	0,5	0,6	1,0	0
1,0	0	0	0,6	1,0	1,0
1,0	0	0	0,6	1,0	0
1,0	0	0,5	0	1,0	1,0
1,0	0	0,5	0	1,0	0
1,0	0	0	0	1,0	1,0
1,0	0	0	0	1,0	0
1,0	0	0,5	0,6	0,6	1,0
1,0	0	0	0,6	0,6	1,0
1,0	0	0,5	0	0,6	1,0
1,0	0	0	0	0,6	1,0
1,0	0	0,5	0,6	0	1,0
1,0	0	0	0,6	0	1,0
1,0	0	0,5	0	0	1,0
1,0	0	0	0	0	1,0

Nota 1: Símbolos já apresentados na tabela 4.4.

Tal como explicado para as combinações do estado limite último, cada linha da tabela acima representa várias combinações; e a tabela apresentada é exaustiva nas combinações que apresenta.

5. Dimensionamento da Estrutura

Tendo definido as combinações de ações e os estados limites a verificar no capítulo anterior, pode-se agora proceder ao dimensionamento dos perfis a usar para cada elemento da estrutura, de modo a verificar a segurança estrutural.

No entanto, dimensionar com segurança não implica necessariamente dimensionar com economia. Como já foi referido em 1.1, vão ser dimensionadas duas soluções estruturais diferentes para a unidade fabril: uma em “portal frame” e outra em pórtico treliçado. Ora, para saber qual é a solução mais económica é preciso obter a solução mais económica possível em cada caso, e não apenas uma solução que verifique a segurança.

De facto, a maior economia é obtida através da escolha de um conceito estrutural adequado às ações, esforços e deformações a que a estrutura está sujeita, acompanhado de perfis com secções transversais apropriadas para o efeito. Assim, numa primeira parte deste capítulo, é explicado o conceito estrutural adotado em cada uma das soluções e o tipo de perfis a utilizar em cada elemento da estrutura, tentando justifica-los com base em questões económicas.

Já numa segunda parte, revelam-se os perfis que cumprem as verificações de segurança relativas aos estados limites, com base nos esforços e deformações obtidos pelos modelos introduzidos no programa SAP2000 [30]. É feita referência, em cada caso, aos esforços e deformações máximas, às verificações efetuadas e aos valores obtidos.

Finalmente, numa última parte, descrevem-se e comentam-se alguns aspetos referentes à análise estrutural das soluções obtidas: as hipóteses assumidas na modelação estrutural, o tipo de análise global de estabilidade e imperfeições avaliadas e ainda a classificação das secções transversais.

5.1 Conceito estrutural e tipo de elementos adotados

Pretende-se fazer o dimensionamento de 2 soluções estruturais de pórticos rígidos para a unidade fabril: uma solução em “portal frame” e outra em pórtico treliçado. Tal como se pode observar na figura abaixo, tem-se em ambas um conjunto de cinco naves com vãos de 24 m e vertentes inclinadas a 6° , sendo que os pilares – rigidamente ligados às fundações -, têm uma altura de 12,75 m e a cumeeira está situada à cota de 14 m.

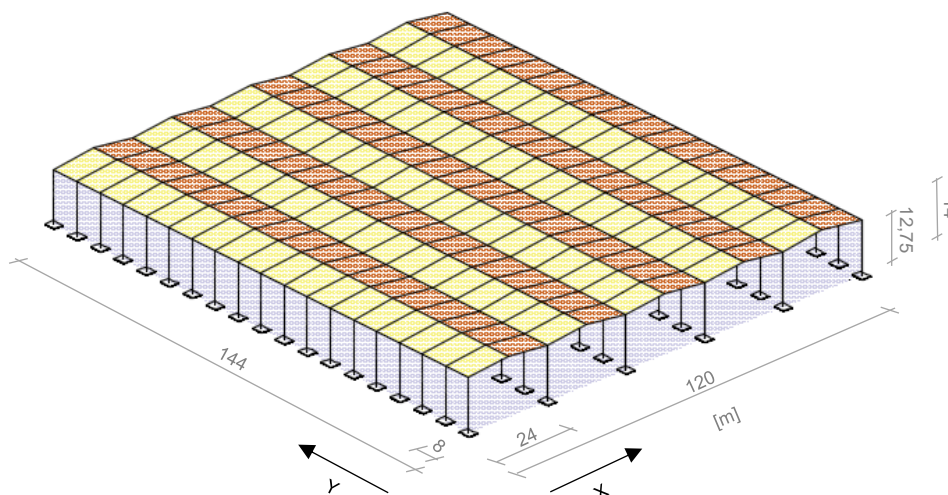


Figura 5.1 – Dimensões da estrutura da unidade fabril.

5.1.1 Painéis de revestimento e estrutura secundária

A primeira nota a fazer é que em ambas as soluções estruturais são utilizados os mesmos painéis de revestimento e madres, tanto ao nível da cobertura como ao nível das fachadas. De facto, se as ações e geometria exterior são iguais, não há razão para a estes elementos variarem de uma solução para a outra.

a) Cobertura

No caso da cobertura, as cargas verticais são recebidas por painéis sandwich trapezoidais (que incluem isolamento térmico e acústico) e transferidas para as madres em perfil IPE*, afastadas de 1,5 m. Tal como justificado no Anexo C, este é o afastamento mais económico. Essa avaliação é feita tendo em conta que, quanto mais afastadas estiverem as madres, maiores terão de ser os perfis mas menor será o número total de madres a empregar. Além disso, para maiores afastamentos, mais espesso terá de ser o painel de cobertura.

* Para vãos até 9 m são tipicamente utilizados perfis laminados a quente IPE ou UNP, ou perfis enformados a frio em Z ou C. No caso em estudo foram adotados perfis laminados a quente. Como se mostra no Anexo C, o perfil IPE resulta mais económico do que o UPN.

Uma vez que estão inclinadas a 6° , e como as ações das cargas permanentes, da sobrecarga e da neve são verticais, as madres vão ter esforços de flexão em ambas as direções de inércia, e ainda esforços de torção. Claro que, para esta inclinação, os esforços na maior direção de inércia serão substancialmente maiores do que na outra direção; e a torção terá valores reduzidos.

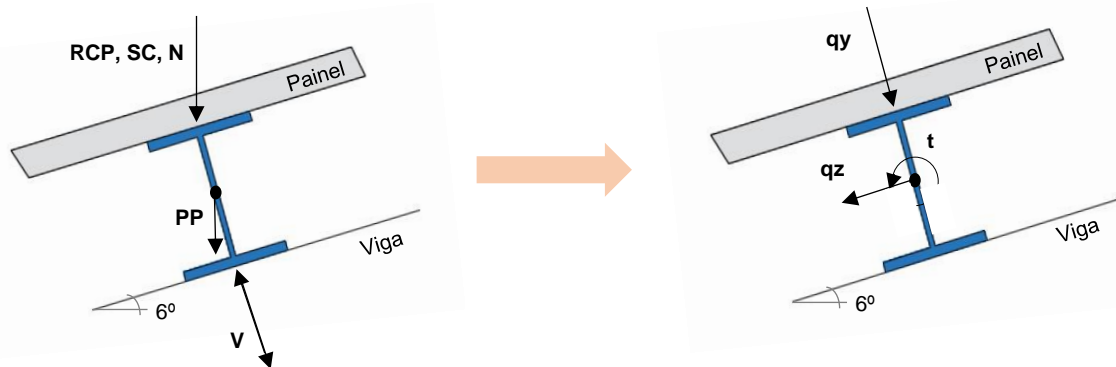


Figura 5.2 – Cargas aplicadas nas madres de cobertura e sua decomposição nos eixos principais.

Sendo que o vão livre das madres é elevado (8 m), estas são continuamente apoiadas nas vigas da estrutura principal, obtendo-se assim menores esforços de flexão na direção principal de inércia. Observe-se a figura seguinte, na qual se representa o sistema adotado para garantir que as madres têm o comportamento pretendido.

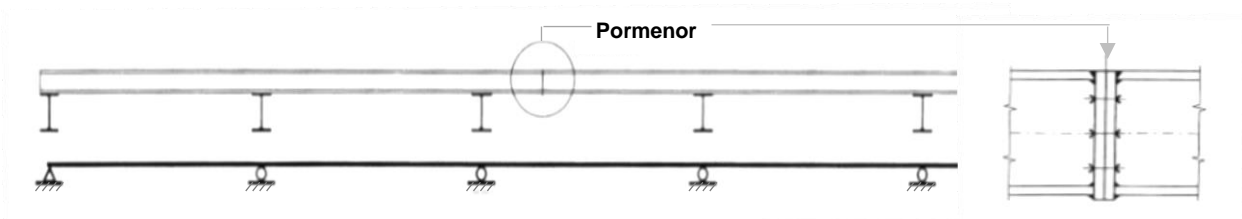


Figura 5.3 – Esquema representativo da ligação de continuidade das madres. Ligação aparafusada com chapas de reforço, localizada próxima da zona de momentos nulos. Adaptada de [8].

É pertinente comentar que, junto dos bordos do pavilhão (zonas locais), o efeito do vento é bastante superior àquele que atua em zona corrente, provocando esforços e deformações elevados. Deste modo, é reduzido o espaçamento entre madres nesses locais. Veja-se a figura da página seguinte, onde são identificados os espaçamentos e os modelos de cálculo utilizados para as madres em cada caso.

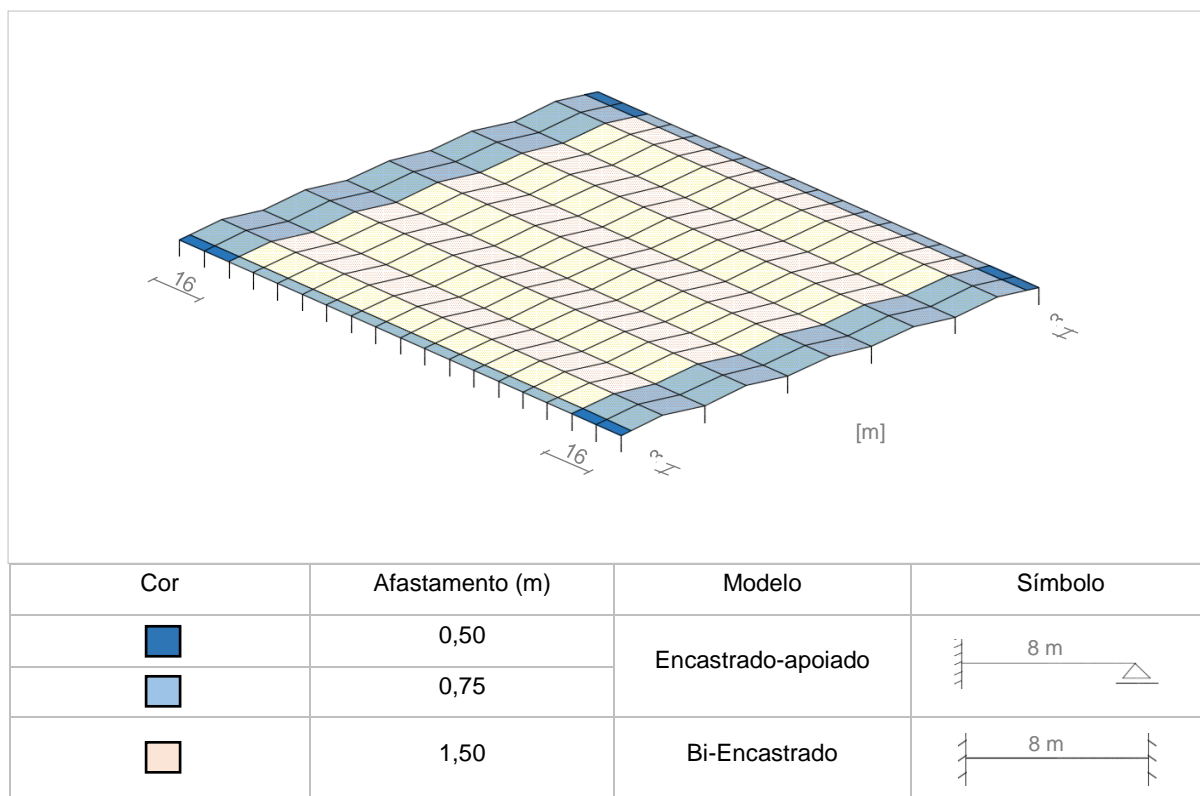


Figura 5.4 – Zonamento das madres de cobertura e respetivos afastamentos e modelos de cálculo.

Por outro lado, uma vez que a resistência dos perfis IPE à torção é reduzida, adotam-se os elementos de apoio com resistência à torção representados em baixo. Por esse motivo, no dimensionamento das madres, o efeito da torção não é considerado explicitamente.

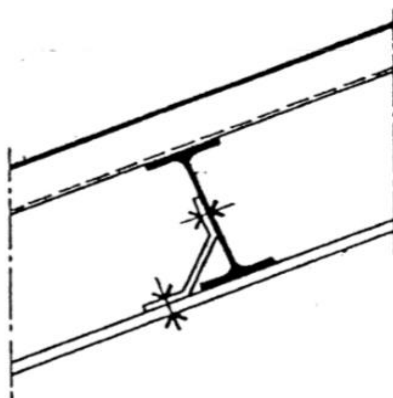


Figura 5.5 – Elementos de apoio com resistência à torção na ligação das madres às travessas. Adaptada de [8].

Refira-se ainda que, com o objetivo de aumentar a resistência das madres à instabilidade do banzo inferior por compressão* e a resistência à flexão no eixo de menor inércia, é utilizado um sistema de travamento em cada vertente composto por RHS ligados por cabos pré-esforçados.

* Considera-se que os banzos superiores não têm possibilidade de instabilizar, visto que estão rigidamente ligados aos painéis de cobertura – uma das vantagens dos painéis sandwich é a resistência longitudinal adequada para este efeito.

Assim, os RHS (forçosamente com a mesma altura das madres) funcionam como madres e como travamento ao mesmo tempo, tendo esforços de flexão em ambas as direções. É alcançada uma solução económica nas madres para uma distância entre cabos de 2 em 2 metros (ou seja, três por vertente, entre cada dois pórticos) e para cabos pré-esforçados - porque tornam possível o funcionamento conjunto de ambos os RHS numa vertente.

Pode-se observar em baixo esta solução em corte e em planta.

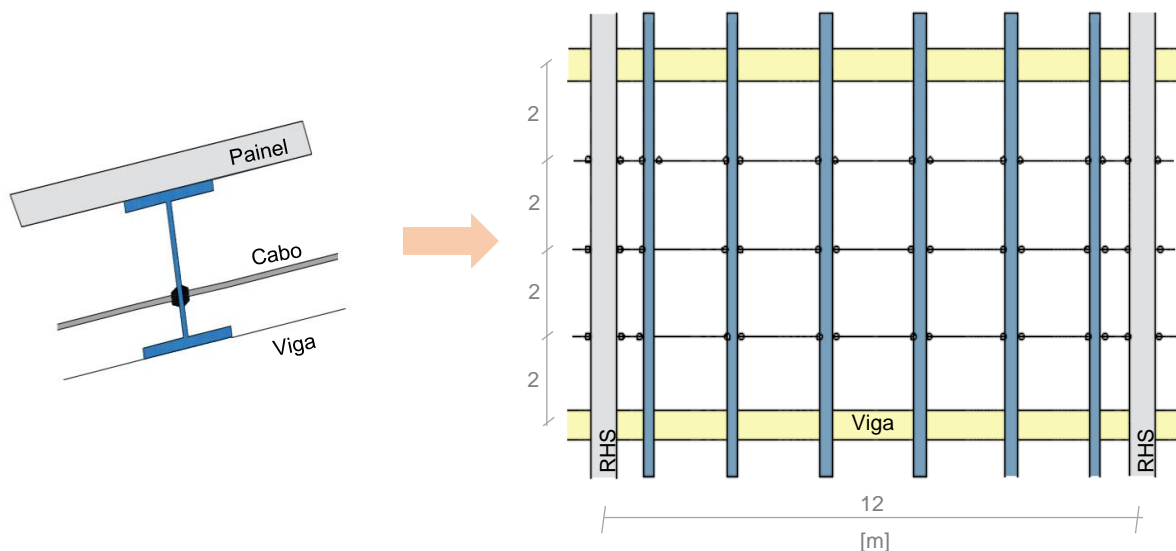


Figura 5.6 – Sistema de travamento das madres de cobertura.

Finalmente, é importante realçar que, por uma questão de economia*, as madres de cobertura e os tubos RHS de travamento, em conjunto com as vigas, são aproveitados como sistema de contraventamento. As cargas horizontais devidas ao vento na direção $\theta = 90^\circ$ são introduzidas nas madres de fachada frontal e dirigidas para os pilares de fachada intermédios (afastados de 6 m). Daí, são encaminhadas para o sistema de contraventamento, que as distribui para os pórticos em Y.

Assim, ter-se-á o sistema apresentado na figura 5.7 da página seguinte, em que:

- Cor azul - madres que fazem parte do sistema de contraventamento;
- Cor verde - tubos RHS;
- Vermelho - cabos que ligam os vários elementos.

* Já que as madres têm um vão longo e, por isso precisam de ser travadas fora do plano devido à instabilidade lateral, então garantem assim mais resistência à encurvadura por flexão no eixo de menor inércia. Aproveita-se esse facto para as utilizar como elementos de contraventamento, em vez de utilização de elementos próprios para tal - daí que seja uma solução económica.

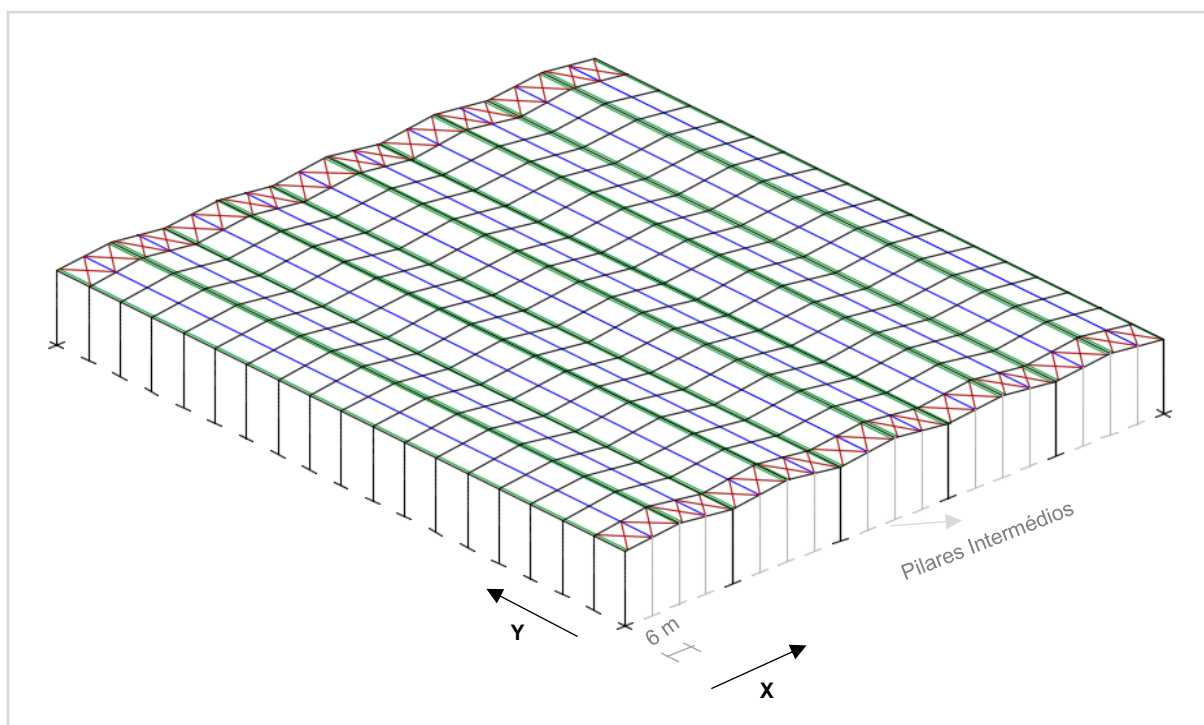


Figura 5.7 – Sistema de contraventamento de cobertura adotado.

b) Fachadas

Já no caso das fachadas, as cargas horizontais são recebidas por painéis sandwich lisos (que também incluem isolamento térmico) e transferidas para as madres em perfil IPE, afastadas de 2 m - tanto na fachada lateral como na fachada frontal. Pode provar-se que este é o afastamento mais económico para o caso presente, tal como se fez para a cobertura.

Uma vez que as cargas do vento incidem perpendicularmente às fachadas, os perfis são orientados com o eixo de maior inércia na vertical (observe-se a figura 5.8). Além da ação do vento, estarão ainda sujeitos às ações permanentes no eixo de menor inércia, tendo por isso esforços de flexão em ambas as direções de inércia. Refira-se ainda que, como os painéis são excentricamente suportados pelas madres, há também introdução de esforços de torção – estes últimos não são tidos em conta no dimensionamento porque se utiliza o mesmo tipo de reforços da cobertura.

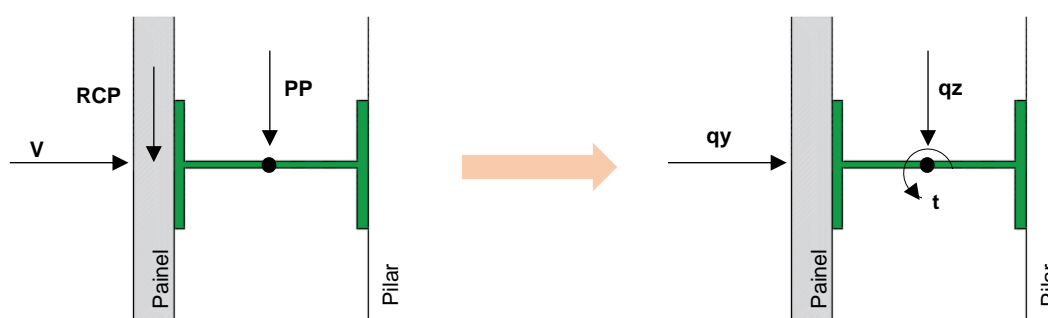


Figura 5.8 - Cargas aplicadas nas madres de fachada e sua decomposição nos eixos principais.

Tal como na cobertura, as madres são continuamente apoiadas nos pilares da estrutura principal, obtendo-se assim menores esforços de flexão na direção principal de inércia. Além disso, volta a haver zonas locais em que o efeito do vento toma valores elevados, pelo que se reduz o espaçamento entre madres – tal como demonstrado na figura abaixo.

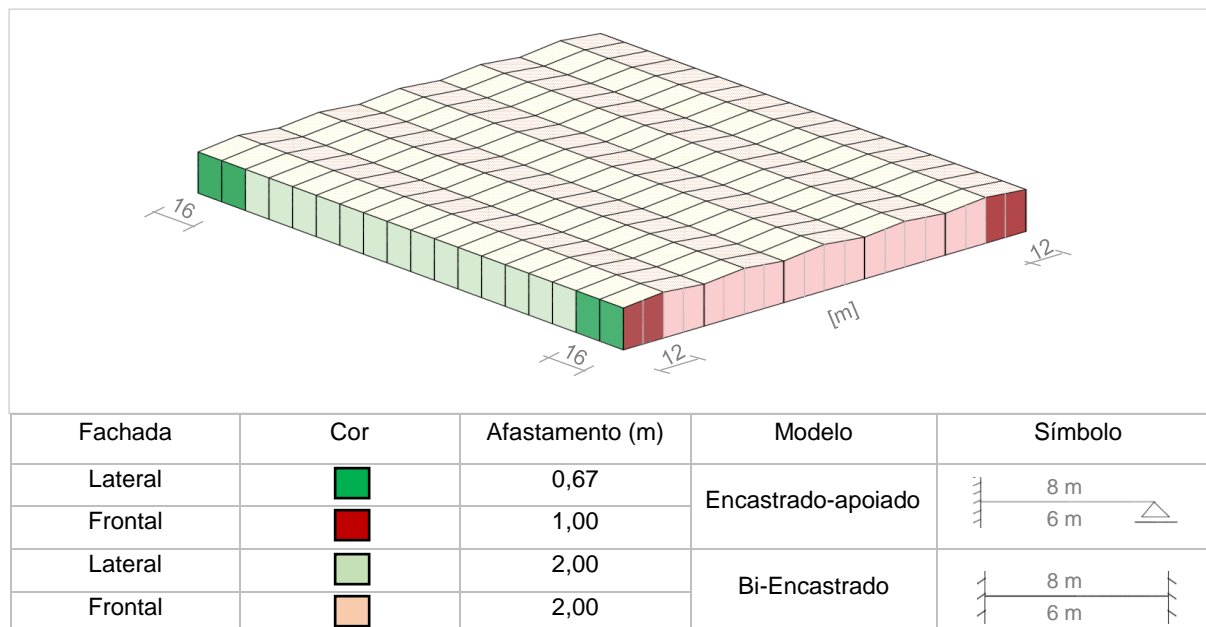


Figura 5.9 - Zonamento das madres de fachada e respetivos afastamentos e modelos de cálculo.

Com o intuito de aumentar a resistência das madres à instabilidade do banzo interior por compressão e a resistência à flexão no eixo de menor inércia, é também aqui utilizado um sistema de travamento, formado pela ligação de cabos pré-esforçados entre perfis RHS e o lintel de fundação. Em ambas as fachadas, a distância entre cabos adotada é de 2 m – veja-se a figura em baixo.

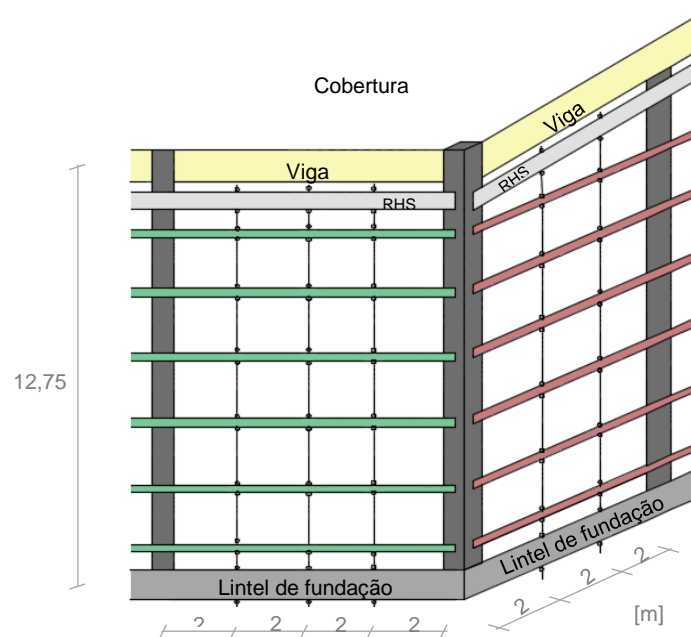


Figura 5.10 - Sistema de travamento das madres de fachada.

5.1.2 Estrutura Principal

Em ambas as soluções estruturais, as cargas verticais são transferidas pelas madres de cobertura até às vigas (vigas simples, no caso de “portal frame”, e treliças, no caso de pórtico treliçado) e as cargas horizontais são transmitidas pelas madres de fachada aos montantes. Tal como atrás se referiu, só é usado sistema de contraventamento na direção do maior vão.

De facto, quando as ações horizontais são perpendiculares à fachada frontal, não havendo pilares intermédios de fachada, as madres teriam um vão de 24 m, o que conduziria a uma solução antieconómica. Por isso mesmo, são adotados pilares intermédios afastados de 6 m em 6 m (ou seja, três por nave), que absorvem as cargas provenientes das madres, transferindo-as para o sistema de contraventamento. Daí, as cargas são encaminhadas para os pórticos em Y* e, finalmente, para as fundações.

Já na outra direção, o vão das madres é de 8 m, pelo que não é usado sistema de contraventamento - as cargas das madres são diretamente encaminhadas para os pórticos em X.

Conclui-se assim que ambas as soluções usam pórticos rígidos nas duas direções. Os pórticos em X absorvem as cargas verticais da cobertura e as cargas horizontais que atuam na fachada lateral; e os pórticos em Y absorvem as cargas horizontais que atuam na fachada frontal.

a) Vigas em X na solução de “portal frame”

As madres de cobertura introduzem cargas pontuais nas vigas dos pórticos em X. Tal como explicado em 2.2 b), estas vigas terão tanto esforços de flexão como esforços axiais – as cargas ascendentes resultam em tração e as descendentes em compressão. Estando a trabalhar apenas numa direção, é claramente económico o uso de vigas em perfil IPE travadas à instabilidade por flexão-torção, em vez de HEA ou HEB. O banzo superior é travado pelas madres e o banzo inferior é travado pelo sistema de “asas de anjo” (figura 5.11), aplicando perfis CHS de pequena dimensão de 3 m em 3 m para o efeito. Portanto, as forças equivalentes ao efeito de instabilidade da viga são transferidas para as madres, sendo depois encaminhadas para o sistema de contraventamento. É importante referir que, simplificarmente, estas forças não foram consideradas no dimensionamento desse sistema.

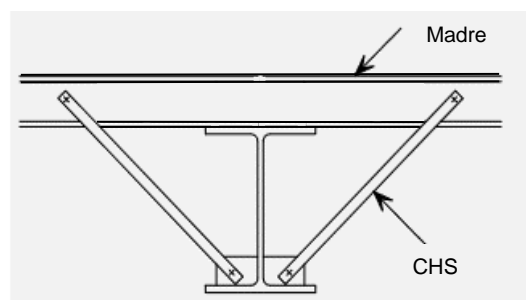


Figura 5.11 – Travamento do banzo inferior das vigas IPE. Adaptado de [1].

*É pertinente esclarecer que não é possível colocar contraventamento vertical, dadas as restrições de espaço livre impostas. É por isso que são usados pórticos rígidos também na direção Y.

Tendo as vigas continuidade ao longo das várias naves, o seu diagrama de momentos para cargas verticais assemelha-se ao de uma viga continuamente apoiada, ou seja, os maiores valores de momentos fletores situam-se nas zonas dos apoios, ficando as zonas de $\frac{1}{2}$ vão com valores de aproximadamente metade dos anteriores (veja-se a figura 5.12). Para as cargas horizontais, os pilares de fachada lateral transmitem momentos fletores às vigas, ficando as zonas das vigas mais próximas deles com maiores esforços.

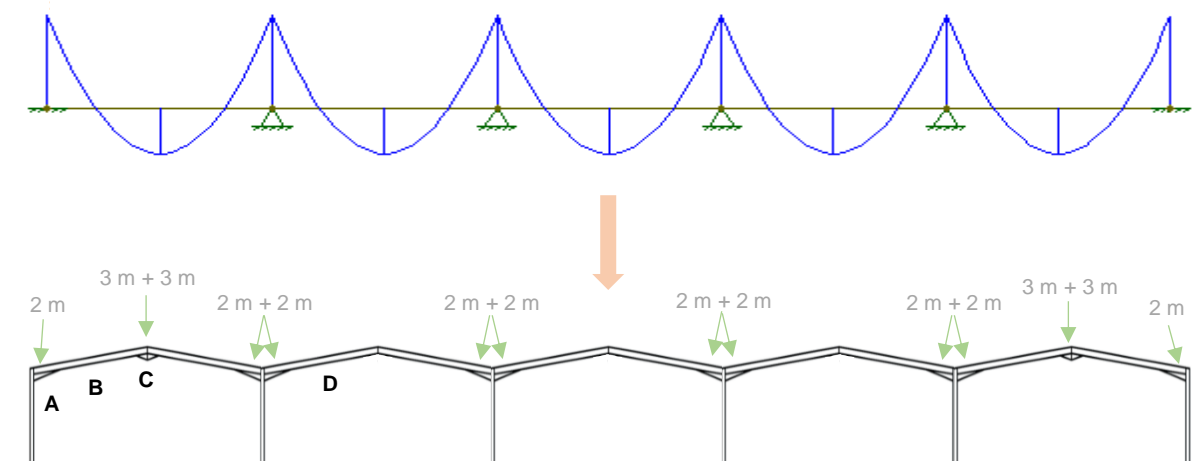


Figura 5.12 – Forma do diagrama de momentos nas vigas para cargas verticais (em cima) e zonamento dos reforços de cumeeira e nas ligações pilar-viga (em baixo).

Assim, e como mostrado na figura anterior, é usada uma viga de secção constante ao longo das várias naves, reforçada nas zonas dos apoios num comprimento de 2 m ^[1]. Além disso, é ainda eficiente a aplicação de reforços intermédios na cumeeira, que não só proporcionam maior resistência à flexão, como, principalmente, introduzem maior rigidez na viga - o que impede flechas excessivas. Estes últimos são aplicados num comprimento de 6 m ^[2], mostrando-se apenas necessários na primeira e última nave.

Todos os reforços resultam do corte de um perfil IPE (do mesmo tipo que o usado na zona central): no primeiro caso, o perfil é cortado a meio; no segundo caso, o perfil é cortado em 4 partes. Vejam-se em baixo ambos os tipos de corte.



Figura 5.13 – Cortes a aplicar nos perfis IPE para obtenção dos reforços. Adaptado de [4].

^[1] Comprimento avaliado como económico para o caso de estudo, sendo os valores usuais de 10% do vão, o que corresponderia a 2,4 m.

^[2] Comprimento avaliado como económico para o caso de estudo, sendo os valores usuais de 20% do vão, o que corresponderia a 4,8 m.

A solução de viga até aqui descrita é aplicada em todo o desenvolvimento da estrutura, à parte das empenas onde são aplicados perfis IPE de menores dimensões sem reforço, dado que os vãos livres são apenas de 6 m.

É importante comentar que a solução enunciada é compatível com um transporte de materiais adequado. De facto, as dimensões dos camiões permitem tipicamente transportar elementos até 10 metros de forma económica, o que corresponde, neste caso, a transportar em separado: os elementos da zona A (2 metros), zona B (7 metros), zona C (3 metros) e zona D (10 metros).

b) Vigas em X na solução de pórtico treliçado

A solução treliçada é concebida para que as madres descarreguem nos nós da treliça, obtendo-se essencialmente esforços axiais nos vários elementos [1]. As cargas ascendentes resultam em tração na corda superior e compressão na corda inferior, tendo-se a situação contrária para a atuação de cargas descendentes.

Embora, para as cargas aplicadas, a treliça trabalhe apenas na direção de maior inércia, as cordas comprimidas terão tendência a instabilizar na outra direção, pelo que é adotada uma solução de treliça espacial – com a secção transversal mostrada em baixo à esquerda.

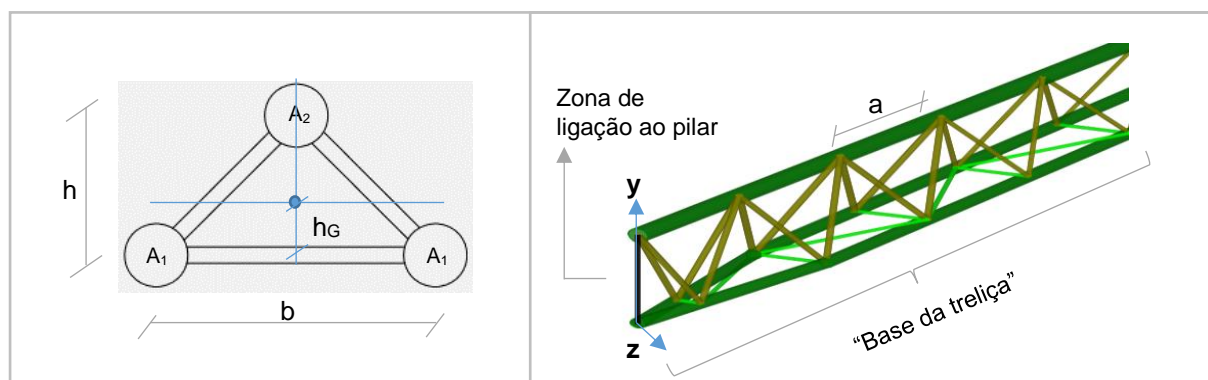


Figura 5.14 – Secção transversal da treliça espacial (à esquerda) [1] e perspetiva da treliça espacial (à direita).

Note-se que, para esforços de compressão, a resistência da treliça à encurvadura global conta com a contribuição dos vários elementos da secção composta, sendo a sua esbelteza ($\lambda = L_e / i$) obtida pelo menor dos raios de giração i_y e i_z ($i_y = \sqrt{I_y/A}$ e $i_z = \sqrt{I_z/A}$) [2]. Estes últimos obtêm-se pelas expressões:

$$\begin{cases} A = 2.A_1 + A_2 & (5.1) \\ I_z = (b/2)^2 \cdot 2.A_1 & (5.2) \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Ou seja:} \\ \longrightarrow \end{array} \quad \boxed{i_z = b/2} \quad (5.3)$$

$$\begin{cases} A = 2.A_1 + A_2 & (5.4) \\ I_y = (h_G)^2 \cdot 2.A_1 + (h-h_G)^2 \cdot A_2 & (5.5) \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{Com:} \\ \longrightarrow \end{array} \quad \boxed{i_y = \sqrt{2A_1A_2} \cdot \frac{h}{A}} \quad (5.6)$$

[1] A distância entre nós é de $a = 1,5$ m, o que significa que nas zonas locais onde o afastamento das madres é menor, há introdução de esforços de flexão na corda superior.

[2] A secção é simétrica em y, razão pela qual as direções y e z são direções principais de inércia e, por isso, aquelas que são avaliadas.

Deste modo, cada treliça funciona como travamento de si mesma, o que é conseguido através da escolha adequada da distância entre as cordas inferiores (“b” na figura 5.14) e da distância entre as cordas inferiores e superiores (“h” na figura 5.14).

Além disso, apesar de a treliça ser espacial, é claro que os vários elementos constituintes têm de garantir resistência à encurvadura como barra (apoiada nos nós), visto que podem instabilizar em ambas as direções num comprimento aproximadamente igual à distância entre nós.

Como se deduz da figura 5.14 à direita, a treliça espacial é formada apenas por elementos tubulares CHS, por forma a facilitar as ligações. Refira-se ainda que o esforço axial é dividido por dois nas cordas inferiores e nas diagonais e que os elementos diagonais e verticais da “base da treliça” têm apenas a função de estabilização, pelo que não apresentam esforços para as cargas verticais* - são por isso perfis CHS de secção reduzida.

À semelhança das vigas na solução “portal frame”, as treliças também são contínuas ao longo das várias naves, pelo que as secções mais esforçadas são as dos apoios. Na verdade, os diagramas de esforços axiais na treliça terão o mesmo formato dos diagramas de momentos fletores na viga IPE, quer para as ações verticais quer para as ações horizontais. Observe-se a figura em baixo, onde a cor vermelha é referente às cordas inferiores e a cor azul às cordas superiores.

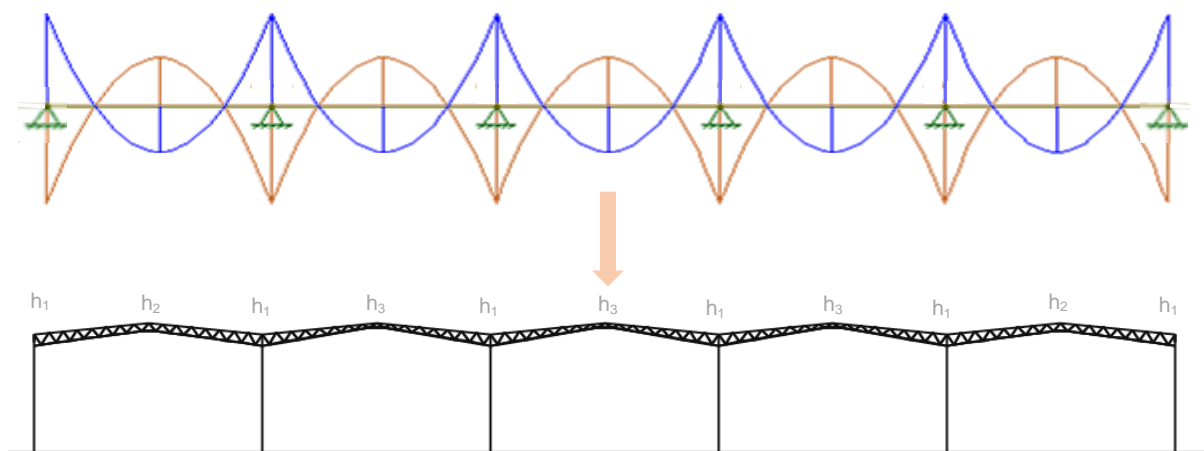


Figura 5.15 - Forma do diagrama de esforços axiais nas cordas da treliça para cargas verticais (em cima) e zonamento da distância entre cordas adotada (em baixo).

Assim, tal como se pode ver na figura 5.15, varia-se a distância entre cordas, desde um valor máximo nos apoios para um valor mínimo a $\frac{1}{2}$ vão.

*Na verdade, a variação de direção das cordas inferiores sujeitas a esforços axiais provoca uma “força de desvio” que é absorvida pelos elementos verticais da base da treliça nessas zonas.

Outra opção seria manter a distância entre cordas, variando o tubo inferior (já que o superior não pode ser mudado, para manter a altura constante). No entanto, essa solução é menos económica. De facto, o transporte é economizado se cada 12 m de treliça forem divididos apenas em duas partes – por exemplo, duas partes de 6 m. Por isso, só seria possível variar uma vez o perfil das cordas inferiores ao longo de cada vão, o que corresponderia a uma poupança menor do que a associada à redução do tamanho das diagonais - acompanhada da redução de alguns perfis, dado que quanto menor é o seu comprimento, menor é a esbelteza.

A $\frac{1}{2}$ vão das naves intermédias, os esforços são menores do que nas naves de extremidade – nas quais os efeitos do vento são elevados -, por isso a distância entre as cordas resulta menor.

Relativamente às diagonais, é relevante referir dois aspetos. Por um lado, devido ao facto do esforço axial nelas introduzido ser decrescente desde a zona dos apoios até ao $\frac{1}{2}$ vão, é possível a redução dos perfis adotados, verificando-se ser económico usar três perfis diferentes. Por outro lado, tem-se em conta que a sua inclinação ser entre 35° e 55° traduz-se em perfis económicos.

Finalmente, refira-se que as treliças das empenas, por terem vãos livres de apenas 6 m, têm uma distância entre cordas reduzida e usam perfis menores.

c) Pilares

Em primeiro lugar, refira-se que foram testados dois tipos de secções transversais para os pilares em cada solução estrutural: pilares em HEA e/ou HEB e pilares RHS. As considerações aqui efetuadas são comuns a ambas as soluções estruturais e a ambas as soluções de pilares.

Ora, tal como explicado em 2.2 b), os pilares têm esforços axiais e de flexão, tanto para carregamentos verticais como para carregamentos horizontais.

Qualquer que seja o perfil adotado, faz sentido orientar os montantes com a maior direção de inércia em X – veja-se a figura em baixo – dado que os pórticos em X recebem tanto cargas verticais como cargas horizontais, sendo que os pórticos em Y só recebem cargas horizontais.

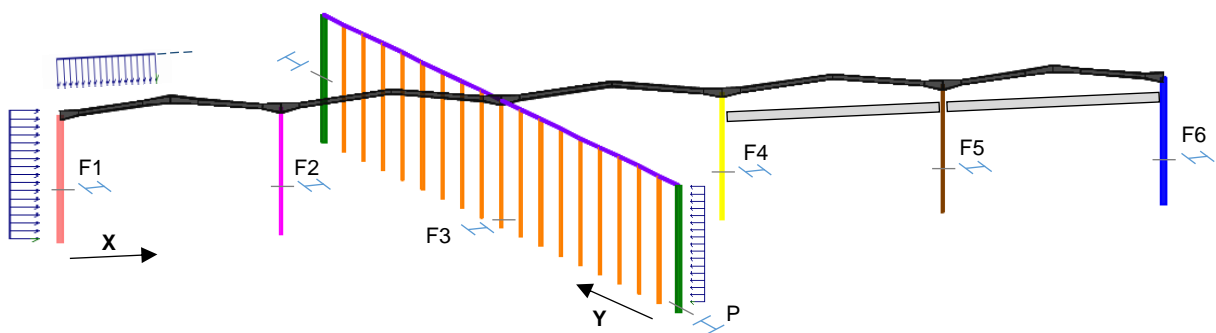


Figura 5.16 – Orientação e nomenclatura adotadas para os pilares (perfis em I apenas representativos).

As cargas horizontais aplicadas na fachada lateral provocam elevados momentos fletores nos pilares de fachada, induzindo menores valores para os pilares intermédios. O mesmo se pode dizer em relação à direção Y, devido às cargas horizontais atuantes na fachada frontal.

Já as cargas verticais de cobertura provocam compressão ou tração nos pilares, sendo que o efeito das pontes móveis traduz-se principalmente em elevados esforços de compressão nos pilares das fileiras 4, 5 e 6, introduzindo pequenos momentos fletores (dada a pequena excentricidade das cargas).

Assim, embora variando de uma solução estrutural para a outra, é de esperar que os pilares de fachada na direção X sejam mais robustos do que os pilares intermédios, e que os pilares intermédios que suportam as pontes móveis sejam mais robustos do que os outros. Já na direção Y, espera-se que os pilares de fachada sejam muito robustos, constituindo-se (em conjunto com as vigas em Y) como os elementos resistentes principais à atuação de cargas nessa direção – já que os pilares intermédios funcionam com a sua menor inércia nessa direção.

Como nota final, refira-se que os montantes têm uma altura considerável de 12,75 m e não têm travamentos, já que isso implicaria na maioria dos casos a ocupação do espaço interior que se pretende totalmente livre. Desse modo, têm de ser suficientemente robustos para evitar fenómenos de encurvadura por flexão e por flexão-torção. Esta última, apenas relevante no caso dos perfis HEA/HEB.

Acrescenta-se ainda a justificação para o facto de os montantes terem uma altura de 12,75 metros, sendo constituídos por plintos de betão até 1 m de altura. Por um lado, dado que o pé-direito mínimo a cumprir é de 11,5 m e sabendo que o topo das vigas é ligado ao topo dos montantes, então os montantes têm de ter uma altura igual à soma de 11,5 m com a altura das vigas. Por outro lado, é sabido que o transporte de elementos superiores a 12 m tem custos acrescidos, razão pela qual se adotam os plintos de betão na base – assim, os elementos ficam apenas com 11,75 m.

d) Vigas em Y

Um primeiro comentário a fazer em relação às vigas na direção Y prende-se com o facto de estas não terem cargas verticais aplicadas. Na verdade, em ambas as soluções estruturais, este tipo de vigas pretende garantir um funcionamento adequado dos pórticos em Y – quer a nível de esforços quer a nível de deslocamentos horizontais -, dada a impossibilidade de contraventar verticalmente os montantes nesta direção. Assim, terão esforços axiais e de flexão reduzidos devido às ações do vento horizontais nas fachadas frontais anterior e posterior (à exceção das zonas de ligação com os pilares de fachada, que têm esforços maiores).

É importante referir neste momento que o dimensionamento destes elementos é feito a par com o dimensionamento dos pilares de fachada frontal. De facto, se os pilares intermédios têm em Y a sua direção de menor inércia, a rigidez da estrutura nessa direção será garantida principalmente pelo funcionamento conjunto dos dois tipos de elementos atrás descrito. É então ponderada a influência de cada um deles para o aumento de rigidez em Y e dimensiona-se o conjunto mais económico possível.

Refira-se ainda que as vigas em Y da solução “portal frame” são em perfil HEB e as vigas em Y da solução treliçada são em treliça espacial (com distância entre cordas constante), por forma a garantir uma resistência adequada aos fenómenos de encurvadura por flexão e por flexão-torção - note-se que têm um vão livre de 8 m sem qualquer travamento.

Além disso, realce-se que estes são elementos com continuidade ao longo de todo o comprimento da estrutura, aplicando-se uma solução menos robusta nas vigas de empena no caso da solução treliçada.

Na solução treliçada, os esforços axiais dos elementos diagonais são elevados junto dos montantes de fachada, sendo reduzidos no restante comprimento da estrutura. Assim, são usados dois perfis CHS diferentes ao longo desse comprimento.

Observem-se em baixo as soluções de viga descritas.

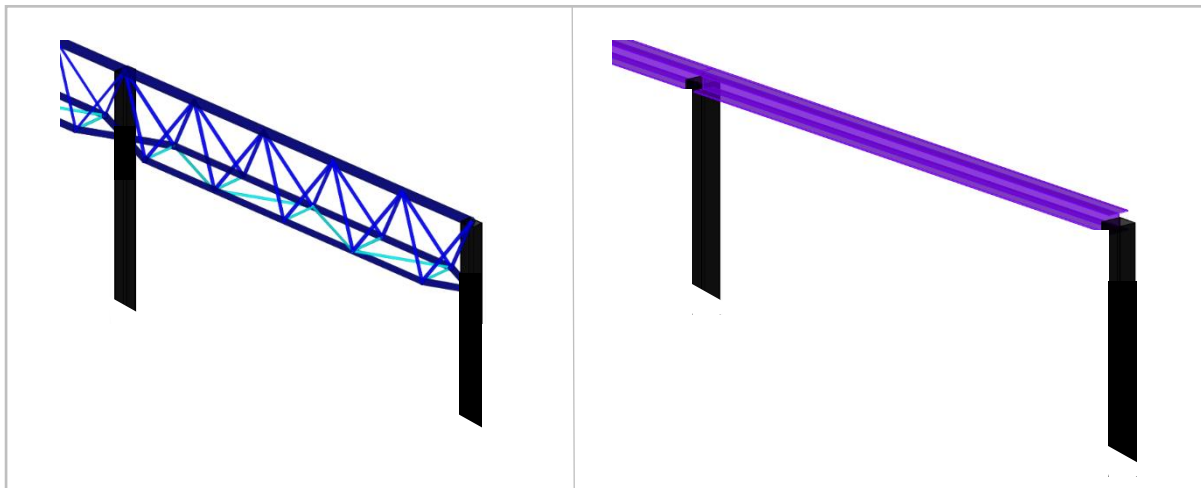


Figura 5.17 – Vigas em Y na solução treliçada (à esquerda) e na solução em “portal frame” (à direita).

5.1.3 Estrutura de suporte das pontes móveis

A estrutura de suporte das pontes móveis é constituída essencialmente por três partes: as vigas de suporte, os elementos de ligação das vigas aos pilares, e os pilares. É de notar que a influência das pontes no dimensionamento dos pilares já foi referida em 5.1.3 c), e os elementos de ligação das vigas de suporte aos pilares não são alvo de dimensionamento nesta dissertação. Assim, resta-nos apontar algumas questões relevantes em relação às vigas de suporte das pontes.

Primeiramente, diga-se que este tipo de elementos estão continuamente apoiados nos montantes ao longo do desenvolvimento da estrutura, sendo submetidos a cargas pontuais verticais introduzidas pelas pontes. Assim, e considerando a magnitude das cargas eventualmente transportadas pelas pontes, terão esforços consideráveis de flexão e de corte.

Deste modo, por um lado, para dimensionar as vigas para a situação mais desfavorável possível, é necessário conhecer as linhas de influência de cada um dos esforços referidos no parágrafo anterior (consulte-se o Anexo C). Por outro lado, é preciso obter a linha de influência dos deslocamentos

verticais da viga, tendo em conta que as flechas máximas admitidas para estes elementos são mais exigentes do que nos restantes elementos da estrutura.

Por último, refira-se que os perfis a utilizar são do tipo H, maiores na nave que inclui a ponte com capacidade de 400 kN, e menores na nave que inclui a ponte com 200 kN. De facto, os vãos de 8 m não travados associados a cargas elevadas necessitam de perfis com uma adequada resistência a fenómenos de flexão-torção.

5.2 Perfis obtidos e verificações de segurança

Tendo percebido, pela subsecção anterior, o conceito estrutural e tipo de elementos a adotar, podem agora dimensionar-se os perfis para cada parte da estrutura, em cada solução estrutural.

Refira-se que o processo de obtenção destes perfis consiste essencialmente nos seguintes passos:

1. Introdução dos modelos estruturais no programa de cálculo SAP2000;
2. Obtenção pelo programa dos esforços e deformações para cada combinação de ações;
3. Cálculo dos perfis que cumprem as verificações de segurança apresentadas em 4.1;
4. Introdução desses perfis no programa de cálculo;
5. Novo cálculo dos esforços e deformações para cada combinação de ações;
6. Validação do cumprimento das verificações de segurança para os perfis previamente determinados;
7. No caso do passo 6 gerar a alteração de perfis, volta-se ao passo 4.

Como se pode observar, o processo referido é iterativo. De facto, em estruturas hiperestáticas, os esforços e deformações dependem da relação de rigidez que existe entre os vários elementos, então é claro que a alteração de um perfil gera alguma modificação nos esforços e deformações avaliados. Além disso, a mudança de um perfil para outro provoca ainda alterações no peso próprio da estrutura, o que também modifica os esforços e deformações.

Por outro lado, é importante referir que o objetivo é alcançar o perfil mais leve (e, portanto, mais económico) possível, que cumpra as verificações de segurança.

Nas páginas seguintes são apresentadas tabelas onde se evidencia, para cada elemento da estrutura em cada solução estrutural, os perfis dimensionados após a realização do processo descrito. Os resultados das verificações de segurança condicionantes encontram-se no anexo B, assim como os cálculos demonstrativos para alguns elementos (Anexo C). Note-se que em cada linha das tabelas são referidas as tabelas a consultar em anexos com essa informação.

5.2.1 Painéis de revestimento e estrutura secundária

Tabela 5.1 – Elementos dimensionados para o revestimento e estrutura secundária.

Zona	Elemento	Solução	Verificações de Segurança [Consultar Anexo C]
Cobertura	Painel de revestimento	Painel sandwich <i>ONDATERM 900 C</i> , t = 30 mm	Tabela B.1
	Madres	IPE 140	Tabela B.2
	Travamento das madres	RHS 260 x 140 x 5 Cabos $\Phi 6$, A400	Tabela B.3
	Cabos do sistema de contraventamento	Zona Central: $\Phi 16$, A400 Extremidade: $\Phi 25$, A400	Tabela B.4
Fachadas	Painel de revestimento	Painel sandwich Arga 900 (t = 35 mm)	Tabela B.5
Fachada Lateral	Madres	IPE 140	Tabela B.6
	Travamento das madres	2 RHS 140 x 140 x 5 Cabos $\Phi 8$, A400	Tabela B.7
Fachada Frontal	Madres	IPE 120	Tabela B.8
	Travamento das madres	2 RHS 120 x 120 x 8 Cabos $\Phi 8$, A400	Tabela B.9

5.2.2 Estrutura Principal

5.2.2.1 “Portal frame”

Tabela 5.2 - Elementos dimensionados para a estrutura principal em “portal frame”.

Elemento	Solução	Verificações de Segurança [Consultar Anexos]	
Vigas em X	IPE 500 com reforços locais	Tabelas B.10 e B.11	
Vigas de empena em X	IPE 300	Tabela B.12	
Vigas em Y	HEB 220	Tabela B.13	
Pilares (Ver figuras 5.7 e 5.16)	Fileira F1	RHS 600x400x12 HEB 500	Tabelas B.14 B.15
	Fileira F2	RHS 300x300x8 HEB 280	
	Fileira F3	RHS 300x300x8 HEB 260	
	Fileira F4	RHS 300x300x8 HEB 280	
	Fileira F5	RHS 300x300x10 HEB 360	
	Fileira F6	RHS 600x400x12 HEB 500	
	Fileira P	RHS 750x500x16 HE 900x391	
	Intermédios	RHS 500x200x10 HEB 340	

5.2.2.2 Pórtico Treliçado

Tabela 5.3 - Elementos dimensionados para a estrutura principal em pórtico treliçado.

Elemento	Solução		Verificações de Segurança [Consultar Anexos]
Treliças em X	Corda superior	CHS 193,7 x 5,4	Tabela B.16
	Cordas inferiores	CHS 139,7 x 4,0	
	Diagonais	CHS 60,3x2,9 CHS 48,3x2,6 CHS 42,4x2,6	
	Outros elementos	CHS 42,4 x 2,6	
Treliças de empena em X	Corda superior	CHS 193,7 x 5,4	Tabela B.17
	Cordas inferiores	CHS 60,3 x 2,9	
	Diagonais	CHS 42,4 x 2,6	
	Outros elementos	CHS 42,4 x 2,6	
Treliças em Y	Corda superior	CHS 168,3 x 4,5	Tabela B.18
	Cordas inferiores	CHS 114,3 x 3,6	
	Diagonais	CHS 60,3x2,9 CHS 48,3x2,6	
	Outros elementos	CHS 76,1x2,9 CHS 42,4x2,6	
Treliças de empena em Y	Corda superior	CHS 88,9 x 3,2	Tabela B.19
	Cordas inferiores	CHS 88,9 x 3,2	
	Diagonais	CHS 42,4x2,6	
	Outros elementos	CHS 42,4x2,6	
Pilares (Ver figuras 5.7 e 5.16)	Fileira F1	RHS 600x400x12 HEB 450	Tabelas B.20 B.21
	Fileira F2	RHS 300x200x8 HEB 260	
	Fileira F3	RHS 300x200x6,3 HEB 240	
	Fileira F4	RHS 300x200x8 HEB 260	
	Fileira F5	RHS 300x200x14,2 HEB 360	
	Fileira F6	RHS 600x400x12 HEB 450	
	Fileira P	RHS 750x500x16 HE 900x391	
	Intermédios	RHS 500x200x10 HEB 340	

5.2.2.3 Estrutura de suporte das pontes rolantes

Tabela 5.4 - Elementos dimensionados para as vigas de suporte das pontes móveis.

Elemento	Solução	Verificações de Segurança [Consultar Anexos]
Vigas de suporte na nave 4	HEA 340	Tabela B.22
Vigas de suporte na nave 5	HEA 450	
Nota: veja-se a figura 3.14 para melhor perceção.		

5.3 Análise Estrutural

5.3.1 Modelo estrutural e análise global

Como primeira nota, é importante referir que os modelos estruturais introduzidos no programa SAP2000 têm em conta que as ligações entre as travessas e os montantes e entre os montantes e as fundações são rígidas, quer nos pórticos em X, quer nos pórticos em Y.

Por outro lado, refira-se que os esforços e deformações obtidos são resultado de uma análise global elástica de primeira ordem. De facto, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados para a estrutura em causa, uma vez que é cumprido o requisito explícito em 5.2.1 (3) [15] em ambas as direções de ambas as soluções estruturais, presente na expressão abaixo.

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (5.7)$$

Note-se que o fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global (α_{cr}), para pórticos de travessas pouco inclinadas e nos quais a compressão axial nas travessas não é significativa - como é o caso presente -, é calculado por:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (5.8)$$

Em que:

- H_{Ed} – valor de cálculo da carga horizontal total, incluindo as forças equivalente transmitidas pelo piso;
- V_{Ed} – valor de cálculo da carga vertical total transmitida pelo piso;
- $\delta_{H,Ed}$ – deslocamento horizontal no topo do piso, medido em relação à sua base, quando se considera um carregamento do pórtico definido pelos valores de cálculo das ações horizontais e das cargas fictícias, aplicadas ao nível de cada piso;
- h – altura do piso (12,75 metros).

Demonstra-se nas tabelas 5.5 e 5.6 seguintes o cumprimento do requisito apresentado para cada direção de cada solução estrutural obtida. Em cada caso, apenas são mostrados os valores correspondentes às combinações de ações mais desfavoráveis.

Tabela 5.5 – Cálculo de α_{cr} na direção X.

Solução Estrutural	Pilares	H_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	$\delta_{H,Ed}$ (m)	α_{cr}
"Portal Frame"	RHS	5835,4	20055,7	0,066	56,4
	HEB	5835,4	19590,1	0,065	58,2
Pórtico Treliçado	RHS	5835,4	20727,1	0,055	65,5
	HEB	5835,4	20234,3	0,062	59,2

Tabela 5.6 – Cálculo de α_{cr} na direção Y.

Solução Estrutural	Pilares	H_{Ed} (kN)	V_{Ed} (kN)	$\delta_{H,Ed}$ (m)	α_{cr}
"Portal Frame"	RHS	5320,4	25435,5	0,086	31,0
	HEB	5320,4	24970,9	0,079	34,2
Pórtico Treliçado	RHS	5320,4	26107,9	0,080	32,4
	HEB	5320,4	25615,2	0,057	46,5

Deste modo, e tal como explicitado em 5.2.2 (8) [15], conclui-se que a avaliação da estabilidade global dos pórticos é feita através das mesmas verificações de segurança referentes à resistência dos elementos à encurvadura - referidas em 4.1 -, tendo em conta os esforços provenientes de uma análise de primeira ordem que não inclui os efeitos das imperfeições. No entanto, é preciso ter em consideração um comprimento de encurvadura baseado no modo de instabilidade global, relacionado com a rigidez dos elementos e das ligações entre eles. Veja-se, por exemplo, a verificação de segurança associada à encurvadura global da treliça espacial, no Anexo C.

5.3.2 Imperfeições

O efeito das imperfeições geométricas foi considerado explicitamente apenas nos sistemas de travamento. De facto, as imperfeições globais nos pórticos são desprezadas, devido à sua reduzida influência no dimensionamento, e as imperfeições locais dos elementos estão incorporadas nas verificações de resistência à encurvadura dos mesmos.

Refira-se ainda que, nos casos considerados, o efeito das imperfeições no dimensionamento é tomado como uma força estabilizante equivalente (q_d), em substituição dos efeitos das deformadas iniciais dos elementos a travar, dada por:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} \quad (5.9)$$

Onde:

L comprimento do sistema de contraventamento;

δ_q deslocamento do sistema de contraventamento, no seu próprio plano, devido a q_d e a eventuais cargas exteriores, obtido por uma análise de primeira ordem. Nos vários casos avaliados, é tomado inicialmente com o valor de $L/500$, verificando-se após o cálculo de q_d que $\delta_q \leq L/500$;

e_0 deformada inicial, dada por $e_0 = \alpha_m \cdot L/500$, em que, sendo m o número de elementos a travar:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)} \quad (5.10)$$

Finalmente, tem-se que $N_{Ed} = M_{Ed} / h$, no caso de um sistema de travamento onde se pretende estabilizar o banzo comprimido de uma viga de altura (h) constante. Claro que, se houver uma compressão exterior, deverá ser somada com este valor.

Como nota final desta subsecção, pretende demonstrar-se que o efeito das imperfeições globais podem ser desprezados, dado o seu valor reduzido. Para isso, comece por referir-se que, por 5.3.2(3) [15], pode obter-se o valor da inclinação inicial correspondente às imperfeições (φ) pela expressão:

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = 0,003 \quad (5.11)$$

Em que:

φ_0 valor de base da imperfeição, dado por $\varphi_0 = 1/200$;

α_m coeficiente de redução associado ao número de colunas num mesmo plano vertical, dado pela expressão da página anterior, mas em que m passa a ser o número de colunas num mesmo plano vertical com esforço axial N_{Ed} é superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado. No caso presente $m = 6$, pelo que $\alpha_m = 0,764$.

α_h coeficiente de redução, calculado em função da altura ($h = 12,75$ m) através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = 0,560 < 2/3 \quad \text{logo} \quad \alpha_h = 2/3 \quad (5.12)$$

Obtém-se assim a máxima força horizontal aplicada no topo de cada coluna (F_H) devido ao efeito das imperfeições, a partir do máximo esforço axial atuante no topo de cada coluna (N_{Ed}):

$$F_H = N_{Ed} \cdot \varphi = 773 \times 0,003 = 1,969 \text{ (kN)} \quad (5.13)$$

Conclui-se então que este valor pode ser desprezado. De facto, é muito reduzido, quando comparado com o efeito do vento, por exemplo (representa cerca de 4% da força equivalente à ação do vento aplicada no topo de cada coluna).

5.3.3 Classificação das secções transversais

A classificação das secções transversais pretende ter em conta a influência da geometria das diferentes partes das secções transversais nos fenómenos de encurvadura local. Note-se que as secções dimensionadas no caso em estudo variam desde a classe 1 à classe 4 (classificações apresentadas nas tabelas do Anexo C, com base na tabela 5.2 [15]), ou seja, desde aquelas em se permite a mobilização da resistência plástica, àquelas em que ocorrem fenómenos de encurvadura antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

É de realçar que a influência da classe das secções nas verificações de segurança foi tida em conta no dimensionamento de cada elemento, através da utilização das expressões em 4.1 referentes a cada tipo de secção transversal.

6. Apresentação e Discussão de Resultados

Através da metodologia aplicada ao longo deste trabalho, tem-se neste momento a informação necessária para proceder à comparação económica e funcional dos dois tipos de soluções avaliadas para a unidade fabril.

De facto, começando pelo cálculo das ações, seguido da determinação das combinações e estados limites, foi possível dimensionar os perfis mais económicos a utilizar em cada elemento da estrutura, que verificam a segurança à luz do Eurocódigo. Obteve-se assim uma solução em “portal frame” e uma solução em pórtico treliçado, cada uma com duas soluções de pilares possíveis de aplicar – uma com pilares em perfil RHS e outra com pilares em perfil HEB.

Relembre-se que a comparação económica a efetuar baseia-se numa comparação dos pesos totais e parciais das soluções, uma vez que se assumem os custos de fabrico, transporte e instalação semelhantes em ambos os casos.

Deste modo, numa primeira parte deste capítulo chega-se à solução mais económica - associada aos pilares com perfil mais económico -, justificando-a com base no cálculo dos pesos das várias partes da estrutura. Faz-se ainda referência à literatura analisada sobre o assunto.

Já numa segunda parte, comenta-se a influência relativa de cada parte da estrutura no custo final da mesma, estabelecendo a relação com os requisitos iniciais impostos para a unidade fabril em estudo.

Finalmente, numa última parte, compara-se o funcionamento estrutural das vigas em perfil laminado com as vigas em treliça espacial, apontando comentários sobre a influência de cada uma no comportamento dos pórticos rígidos.

6.1 Comparação económica das soluções estruturais obtidas

Através do dimensionamento apresentado nas tabelas do Anexo C, pode-se construir a tabela 6.1 abaixo, onde se mostram os pesos parciais e totais dos elementos de revestimento e de estrutura secundária. Esses valores são obtidos pela multiplicação dos pesos unitários, facultados pelo fornecedor, pelo número de metros (lineares ou quadrados) em que cada elemento é utilizado.

Tabela 6.1 – Pesos parciais e totais dos revestimentos e da estrutura secundária.

Zona	Elementos	Solução	Peso	Peso Total (kg)	kg/m ²
Cobertura	Painel de revestimento	Painel sandwich <i>ONDATEM 900 C</i> , t = 30 mm	11,0 kg/m ²	199 584	27,5 kg/m ² de cobertura
	Madres	IPE 140	12,9 kg/m	179 011	
	Travamento das madres	RHS 260 x 140 x 5	30,4 kg/m	91 930	
		Cabos Φ 6, A400	0,22 kg/m	1 497	
	Cabos do sistema de contraventamento	Zona Central: Φ 16, A400	1,58 kg/m	664	
Extremidade: Φ 25, A400		3,85 kg/m	1 617		
Fachada Lateral	Painel de revestimento	Painel sandwich <i>Arga 900</i> (t = 35 mm)	10,6 kg/m ²	40 869	24,0 kg/m ² de fachada lateral
	Madres	IPE 140	12,9 kg/m	33 808	
	Travamento das madres	2 RHS 140 x 140 x 5	42,0 kg/m	12 701	
		Cabos Φ 8, A400	0,40 kg/m	578	
Fachada Frontal	Painel de revestimento	Painel sandwich <i>Arga 900</i> (t = 35 mm)	10,6 kg/m ²	35 190	22,1 kg/m ² de fachada frontal
	Madres	IPE 120	10,4 kg/m	20 180	
	Travamento das madres	2 RHS 120 x 120 x 8	55,2 kg/m	13 910	
		Cabos Φ 8, A400	0,40 kg/m	443	
TOTAL				631 982	36,6 kg/m ² de área em planta

Realce-se que os valores obtidos são iguais em ambas as soluções estruturais, pelo que não têm influência na comparação económica. No entanto, considera-se importante a sua apresentação para que os pesos totais de cada solução englobem todos os elementos utilizados.

O mesmo comentário não pode ser feito em relação aos pilares. Ora, neste caso, não só têm influência na comparação económica das soluções, como se conclui que a adoção de pilares em perfil RHS conduz a soluções finais mais baratas do que a adoção de pilares em perfil HEB.

Tabela 6.2 – Comparação de pesos das soluções de pilares em RHS e HEB.

Fileira	Solução em “portal frame”				Solução em pórtico treliçado			
	Pilares RHS		Pilares HEB		Pilares RHS		Pilares HEB	
	Perfil	M (kg/m)	Perfil	M (kg/m)	Perfil	M (kg/m)	Perfil	M (kg/m)
Fileira F1	600x400x12	181,0	500	187,0	600x400x12	181,0	450	171,0
Fileira F2	300x300x8	72,8	280	103,0	300x200x8	60,3	260	93,0
Fileira F3	300x300x8	72,8	260	93,0	300x200x6,3	47,9	240	83,2
Fileira F4	300x300x8	72,8	280	103,0	300x200x8	60,3	260	93,0
Fileira F5	300x300x10	90,2	360	142,0	300x200x14,2	103	360	142,0
Fileira F6	600x400x12	181,0	500	187,0	600x400x12	181,0	450	171,0
Pilares P	750x500x16	301,0	900x391	391,0	750x500x16	301,0	900x391	391,0
Intermédios	500x200x10	106,0	340	134,0	500x200x10	106,0	340	134,0
Totais	244 950 (kg)		303 889 (kg)		235 210 (kg)		289 824 (kg)	

Pela observação da tabela anterior, podem tirar-se duas conclusões importantes:

1. A solução em pórtico treliçado consegue soluções de pilares com menor custo. De facto, quer para pilares em RHS quer para os pilares em HEB, obtêm-se soluções 5% mais baratas, aproximadamente;
2. Os pilares em RHS contribuem para soluções mais económicas em ambos os casos, representando cerca de 80% do custo dos pilares em HEB.

Esta última conclusão prende-se essencialmente com dois fatores.

Por um lado, os pilares em perfil RHS têm um maior leque de soluções comerciais disponíveis, nas quais variam tanto a largura, como o comprimento e espessura dos perfis. Assim, é possível adaptá-los às necessidades de resistência e rigidez em ambas as direções de inércia. Já no caso dos perfis HEB, o leque de soluções disponíveis é menor, sendo que uma das direções de inércia é sempre predominante. Ora, a estrutura em causa precisa de funcionar com pórticos rígidos em ambas as direções X e Y, dada a impossibilidade de aplicação de contraventamento vertical em Y. Por isso, facilmente se entende que os pilares RHS conduzem a uma melhor *performance* estrutural.

Por outro lado, como não é possível dispor de travamentos intermédios nos pilares, que têm uma altura elevada, então a solução de pilares em perfil HEB é claramente desvantajosa. Note-se que este tipo de perfis tem associados problemas de instabilidade por flexão-torção, que os perfis RHS tipicamente não têm, e têm uma maior esbelteza na direção de menor inércia, o que conduz a menor resistência à encurvadura por flexão. Assim, são necessários pilares mais pesados para absorver os mesmos esforços. Pode-se observar na tabela 6.2 que, para a quase totalidade das fileiras, na solução HEB são necessários pilares com maior peso.

Tendo já obtido os pesos do revestimento, estrutura secundária e pilares, falta apenas calcular os pesos das vigas da estrutura principal e da estrutura de suporte das pontes rolantes. Na tabela abaixo, apresenta-se não só o cálculo desses pesos, como os pesos totais associados a cada uma das soluções estruturais estudadas.

Tabela 6.3 – Comparação de pesos das soluções em “portal frame” e em pórtico treliçado.

Partes	Elementos	“Portal frame”		Pórtico Treliçado	
		Peso (kg)	kg/m ²	Peso (kg)	kg/m ²
Cobertura	Painel de revestimento	474 303	27,5	474 303	27,5
	Madres				
	Travamento				
	Contraventamento				
Fachadas	Painel de revestimento	157 679	9,1	157 679	9,1
	Madres				
	Travamento				
Estrutura Principal	Vigas em X	207 131	16,5	150 119	11,9
	Travamento das vigas	2 429		-	
	Vigas de empena em X	10 634		12 311	
	Vigas em Y	64 865		32 740	
	Vigas de empena em Y			9 836	
	Pilares RHS	244 950		14,2	
Estrutura de suporte das pontes	Vigas de suporte/pontes nave 4	33 752	4,6	33 752	4,6
	Vigas de suporte/pontes nave 5	45 336		45 336	
TOTAL		1 241 079	71,8	1 151 286	66,6

Conclui-se assim que a solução estrutural mais económica para a unidade fabril e, por isso, aquela que se apresentaria a um potencial cliente, é a solução de pórtico treliçado – representando cerca de 93% do custo associado à solução em “portal frame”.

Relembre-se que, de acordo com SECHALO [1], as conclusões sobre qual seria o sistema mais económico eram imprecisas à partida. De acordo com esta referência [1], para vãos deste comprimento e para cargas moderadas, a solução mais comum a empregar seria a solução em “portal frame”. No entanto, as restrições de espaço livre interior deste projeto e as elevadas cargas do vento, induzem numa solução treliçada mais económica.

Por outro lado, as conclusões obtidas parecem ser concordantes com a perspetiva de Davison e Owens [3], já que, para vãos deste comprimento, os autores apontam para soluções em pórtico treliçado mais leves do que em “portal frame”.

Pelo gráfico 2.14, para vãos de 24 m e afastamentos entre pórticos de 7,5 m, a solução treliçada teria um peso de 26,5 kg/m² de área em planta e a solução em “portal frame” teria 29,5 kg/m², obtendo-se, para custos unitários iguais, uma economia de cerca de 12% da primeira em relação à segunda.

Portanto, embora as conclusões sejam semelhantes, parece que os valores obtidos neste trabalho e obtidos por Davison e Owens [3] são muito discrepantes. Tentemos perceber porquê.

Em primeiro lugar, refira-se que estes autores têm em consideração apenas os pesos da estrutura principal e secundária. Se assim for, no caso presente tem-se a solução treliçada com $46,1 \text{ kg/m}^2$, e a solução em “portal frame” com $51,3 \text{ kg/m}^2$, representando a primeira uma economia de cerca de 10% em relação à segunda.

Por outro lado, os autores fazem referência a casos gerais de pavilhões industriais representativos, pelo que obviamente não abrangem pórticos com pontes móveis e têm em conta os efeitos da ação do vento usuais, que correspondem a cargas de pico próximas de 1 kN/m^2 . Ora, no caso presente, não só são tidas em conta vigas de suporte das pontes móveis (com cerca de $4,6 \text{ kg/m}^2$), como a ação do vento tem por base pressões de pico de $1,751 \text{ kN/m}^2$, valor muito superior a 1 kN/m^2 .

Além disso, realce-se ainda que o afastamento entre pórticos é de 8 m na unidade fabril em estudo, introduzindo-se assim maiores cargas na estrutura principal e secundária, quando comparado com o afastamento de 7,5 m tomado por Davison e Owens [3].

Como nota final, considera-se importante referir que, embora nos resultados obtidos para os pesos totais das soluções estruturais seja obtida uma diferença de apenas 7%, esse valor não representa de forma específica a economia associada à escolha da solução treliçada em detrimento da solução em “portal frame”, já que o peso dos revestimentos estrutura secundária representam uma grande parcela do total (veja-se a subsecção seguinte). Na verdade, se a comparação for feita apenas entre a estrutura principal de cada uma das soluções, obtém-se uma economia de 17% na solução treliçada.

6.2 Influência relativa de cada parte no custo final

Para tentar perceber a influência do peso de cada parte da estrutura no peso total, podem construir-se os gráficos apresentados na figura 6.1. Note-se que *RES* corresponde ao revestimento e estrutura secundária e *SPR* aos elementos do sistema de pontes rolantes.

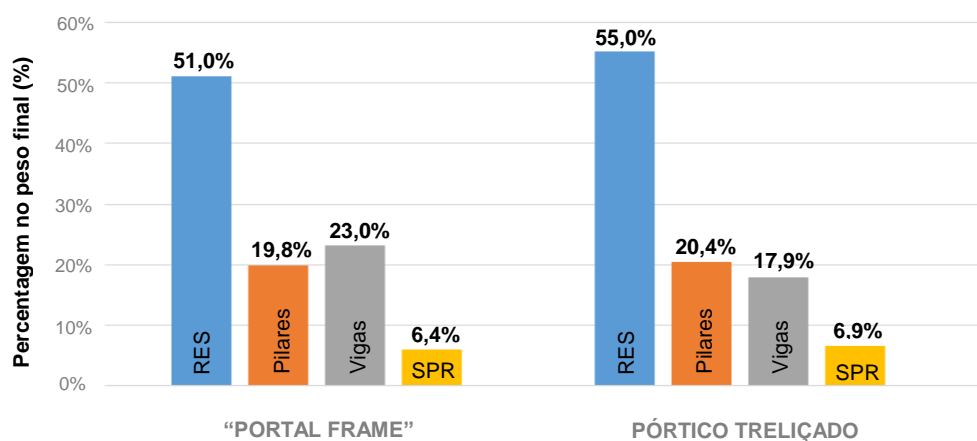


Figura 6.1 – Influência relativa de cada parte no peso total.

Deste modo, podem fazer-se os comentários que a seguir se apresentam.

Os painéis de revestimento e a estrutura secundária representam uma grande parcela do custo final. De facto, em ambos os casos, estes elementos constituem mais de 50% do peso final da estrutura.

Em relação aos painéis de revestimento, não há hipótese de obter maior economia a não ser que se prescindia do uso de painéis do tipo sandwich com isolamento, já que a espessura adotada é a menor possível de entre as facultadas pelo fornecedor.

Em relação às madres e sistema de travamento das mesmas, refira-se que os vãos de 8 m associados às elevadas ações do vento conduzem a madres de cobertura e de fachada com secções transversais grandes, necessariamente travadas na direção de menor inércia por sistemas de travamento rígidos, o que implica um custo elevado destes elementos. Daí se conclui que deveria ser avaliada a possibilidade de adoção de perfis enformados a frio, em geral mais leves.

Relativamente aos pilares, é de notar que, em ambas as soluções representam cerca de 20% do peso total, o que corresponde a perto de 50% do peso da estrutura principal. Este é um valor que ainda poderia ser reduzido, se não fosse impossibilitada a utilização de contraventamento vertical na direção Y ou de travamentos ao longo da altura dos pilares. De facto, e tal como se pode observar pelas tabelas em anexos B.14 e B.20, os dois fatores condicionantes no dimensionamento dos pilares interiores da estrutura são os deslocamentos horizontais na direção Y e a resistência à instabilidade por flexão composta; estando a maioria das verificações seccionais verificadas largamente.

Refira-se ainda que as vigas também representam cerca de 20% do peso total, constituindo à volta de 50% da estrutura principal. Na subsecção seguinte, é apresentada a comparação específica do funcionamento estrutural de cada um dos tipos de vigas utilizados.

Já em relação às ao sistema de pontes rolantes, observe-se que o seu peso é reduzido, quando comparado com o peso total da estrutura (menos de 7% em ambas as soluções). Por outro lado, note-se que estes elementos têm igual peso na solução em “portal frame” e na solução treliçada, pelo que não têm influência na comparação económica.

Por fim, observa-se que em ambos os casos os pesos dos vários elementos em relação ao peso total são semelhantes, o que reflete a adoção de soluções estruturais com um comportamento estrutural semelhante: o comportamento de pórtico rígido.

6.3 Comparação do funcionamento estrutural das vigas em cada solução



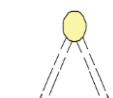


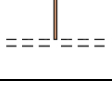
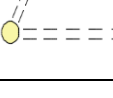
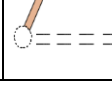
Para melhor entender a poupança que se obtém ao escolher a solução em pórtico treliçado, em vez da solução em “portal frame”, é necessário comparar o funcionamento estrutural de cada uma das secções transversais utilizadas nas vigas.

De facto, é já sabido que os principais esforços a absorver pela viga em perfil laminado são a flexão e o corte, e ainda algum esforço axial. Sabe-se ainda que, à semelhança da treliça, os esforços de flexão

são essencialmente absorvidos pela compressão/tracção do banzos (as cordas, no caso da treliça) e o esforço transversal é essencialmente absorvido pela compressão das almas (as diagonais, no caso da treliça).

Assim, é perceptível que a maior economia reside na solução cuja geometria e peso permitem o funcionamento em pleno da capacidade resistente das várias partes da secção em simultâneo. Observe-se então a tabela abaixo, onde se apresentam os pesos de cada uma das partes das secções transversais.

Tabela 6.4 - Comparação dos pesos médios por metro linear de viga de cada parte das secções transversais.

Elementos	Solução em “portal frame” $K_x = 3,3 \times 10^7$ (kN/mm) $K_y = 4,2 \times 10^6$ (kN/mm)				Solução em pórtico treliçado $K_x = 6,8 \times 10^9$ (kN/mm) $K_y = 2,7 \times 10^8$ (kN/mm)			
	Banzos		Almas		Cordas		Diagonais	
	Figura	M (kg/m)	Figura	M (kg/m)	Figura	M (kg/m)	Figura	M (kg/m)
Vigas em X		50,0		46,7		52,0		10,6
Vigas em Y		55,3		16,2		37,9		10,1

Ora, da consulta da tabela, conclui-se rapidamente que a solução treliçada é mais económica, quer para as vigas em X, quer para as vigas em Y. De facto, obtém-se maior poupança através da adoção de uma viga de “alma vazada” (como é o caso da treliça) do que uma viga de alma cheia. Repare-se que a resistência das almas não está a ser usada em pleno, já que, para aproximadamente o mesmo esforço transversal, se conseguem diagonais com menor peso do que as almas.

Já em relação à comparação das cordas das treliças com os banzos da viga, pode-se ver que, nas vigas em X têm pesos similares e nas vigas em Y os banzos têm maior peso do que as cordas da treliça. No entanto, em qualquer dos casos, obtém-se uma solução treliçada mais resistente, rígida e económica. De facto, não interessa neste caso comparar apenas o peso das cordas com o peso dos banzos, mas também a distância entre cordas com a altura da viga.

Note-se, por exemplo, que as vigas em X que usam perfil laminado têm uma flecha muito próxima do limite nas naves de extremidade (ver Anexo B), mesmo usando reforços de cumeeira. Já no caso da treliça em X, verifica-se uma flecha máxima distante do limite. Isto demonstra a maior rigidez do sistema treliçado.

Por observação de B.2.1, conclui-se que o estado limite condicionante no dimensionamento das vigas laminadas corresponde às deformações verticais, ficando sobredimensionadas em relação aos estados limites últimos. Por isso, e tal como referido em 2.2, poderia ser testada uma classe de aço inferior, mais barata (por exemplo, a classe S275), por forma fazer uma comparação económica mais precisa.

É importante comentar que um funcionamento mais adequado das vigas também reflete um melhor funcionamento dos pilares, conduzindo a pórticos mais económicos. De facto, observe-se pelo anexo B, que sendo as soluções treliçadas em X e Y mais rígidas, se obtêm pilares menores que continuam a verificar a segurança a nível de resistência e deslocamentos horizontais.

Refira-se ainda que as vigas de empena em X e Y não se consideram nesta comparação, uma vez que têm associadas condições específicas. No caso das vigas de empena em X, acabam por sair mais económicas as vigas de alma cheia, uma vez que a corda superior das treliças tem de se manter constante (usando a mesma secção tubular das restantes vigas em X, como já explicado).

Já no caso das vigas de empena em Y, as vigas de alma cheia têm um peso bastante superior às treliças, uma vez que, por uma questão de boa prática, limita-se a sua esbelteza a 180, resultando uma viga sobredimensionada.

Finalmente, é ainda relevante comparar o comportamento no eixo de menor inércia de ambos os tipos de vigas. No caso das vigas em perfil laminado na direção X, obtêm-se travamentos eficientes de 3 m em 3 m, resultando em 1,19 kg/m de viga. Já no caso das treliças espaciais, os elementos que cumprem a função de estabilização (excluindo as cordas inferiores) têm cerca de 3,9 kg/m de viga. Assim, e embora os perfis utilizados em cada um deles pudessem ser reduzidos (já que o perfil mínimo utilizado foi CHS 42,4 x 2,6), note-se que em princípio seria mais económica a adoção de uma treliça plana, com travamentos à instabilidade como os que se aplicaram na viga em perfil laminado.

7. Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

O objetivo deste trabalho consistia em perceber, para determinadas restrições impostas à partida - localização, requisitos de espaços interiores livres, ligação solo-estrutura, entre outros -, qual seria o tipo de solução estrutural mais económica a aplicar numa unidade fabril: a solução em “portal frame” ou a solução em pórtico treliçado.

Considera-se ter sido possível dar resposta a esta questão através da metodologia aplicada, pelo que o objetivo foi cumprido com sucesso.

Os resultados obtidos revelaram que a solução em pórtico treliçado é a mais económica para o caso em análise, representando cerca de 93% do custo da solução em “portal frame”, se forem assumidos iguais custos unitários para ambas as soluções.

Constatou-se que a maior poupança foi obtida ao nível da estrutura principal, ou seja, nos elementos constituintes dos pórticos rígidos – as vigas e pilares –, alcançando 17% menos peso no caso da solução treliçada. Vários são os fatores que se perceberam estar na origem deste valor.

Por um lado, através do aumento da distância entre cordas, foi conseguida maior rigidez e resistência à flexão das treliças, sem aumentar praticamente o peso. Por outro lado, utilizando uma “alma vazada”, constituída por diagonais, foi possível adequar a quantidade de material utilizado aos esforços de corte atuantes.

Concluiu-se ainda que a obtenção de vigas mais rígidas proporcionou um funcionamento de pórtico rígido mais eficiente, induzindo numa poupança ao nível dos pilares. De facto, na solução de pórtico treliçado, os pilares dimensionados para cumprir os estados limites últimos verificaram também os estados limites de serviço referentes aos deslocamentos horizontais. Já no caso da solução em “portal frame”, o fator condicionante no dimensionamento foi, em geral, a limitação dos deslocamentos horizontais, tendo-se obtido pilares sobredimensionados em relação aos estados limites últimos.

O estudo realizado permitiu ainda constatar que a adoção de pilares em perfil do tipo RHS foi vantajosa em relação à adoção de pilares em perfil do tipo H, traduzindo-se numa redução de custos de cerca de 20%. A variedade de secções RHS comerciais disponíveis possibilitou a escolha de elementos ajustados ao funcionamento da estrutura em ambas as direções, o que, aliado ao facto deste tipo de perfis não ter problemas de instabilidade por flexão-torção, constituiu a clara vantagem competitiva.

Verificou-se ainda, após análise da influência do peso de cada elemento no peso total, que os elementos de revestimento e de estrutura secundária são os que representam a maior parcela no custo da solução final da estrutura a construir, correspondendo a mais de 50% do peso total.

Apurou-se também que o efeito do vento foi condicionante no dimensionamento da maioria dos elementos da estrutura, quer a nível de ações horizontais, quer a nível de ações verticais ascendentes - estas últimas, geralmente condicionantes devido ao facto da estrutura ter um peso reduzido.

Por último, destaque-se que os resultados obtidos e os valores apresentados na literatura analisada são algo discrepantes.

Em primeiro lugar, a diferença entre os pesos (da estrutura principal e secundária) das soluções estudadas foi de 10%, menor do que os 12% referidos na literatura. Em segundo lugar, em ambos os casos foram atingidos valores de peso por unidade de área claramente superiores aos apresentados na literatura. Estas diferenças não foram consideradas significativas, pelo facto da unidade fabril estar localizada numa zona caracterizada por ações do vento intensas, e pelo facto do afastamento entre pórticos ser superior ao analisado na literatura.

Em terceiro lugar, comente-se ainda que, na prática comum, as soluções treliçadas são geralmente utilizadas para vãos iguais ou superiores a 40 m, predominando as soluções em “portal frame” para vãos entre 25 m e 35 m. No entanto, a solução treliçada revelou ser mais económica para vãos de 24m.

É importante referir que os vários resultados e conclusões apresentados neste documento baseiam-se na hipótese de que o custo unitário de ambas as soluções é igual. Caso isso não se verifique, é necessário reavaliar as considerações efetuadas.

Além disso, tal como explicado ao longo da dissertação, foram feitas várias simplificações, assim como houve possibilidades que não foram avaliadas. De facto, as soluções obtidas não se constituem ainda como projetos finais de execução. Deste modo, o tema tratado poderá ser expandido e aprofundado, nomeadamente nos seguintes aspetos:

- Cálculo do custo total de ambas as soluções, tendo em conta possíveis variações de preços no fabrico, transporte e montagem de vigas laminadas e de vigas em treliça;
- Avaliação da viabilidade da aplicação de madres em perfil enformado a frio (por exemplo, em perfil do tipo Z ou C), visto que o custo destes elementos é substancial neste tipo de estruturas;
- Estudo do impacto da alteração da treliça espacial, passando a ter duas cordas superiores e uma corda inferior. O comportamento da secção composta fora do plano será o mesmo, mas em princípio é possível obter poupança nas madres, já que passam a ter dois pontos de apoio, em vez de um só;
- Avaliação e dimensionamento das ligações (ligação viga-montante, ligações das vigas topo-a-topo e ligação montantes-fundações, entre outras) e chapas de reforço na solução em “portal frame”;
- Avaliação da competitividade associada à utilização de aço de classe inferior (S275), pelo menos na solução de “portal frame”, onde se verificou que o dimensionamento da viga laminada foi condicionado pelos estados limites de utilização referentes às flechas verticais. Sendo menos resistente, o aço desta classe é igualmente rígido e tem menores custos;
- Análise completa e pormenorizada das ações e restrições associadas às pontes rolantes: as ações verticais dinâmicas, as ações horizontais, as ações de acidente;
- Consideração do efeito da ação da temperatura nos esforços introduzidos nos elementos com movimentos restringidos;
- Consideração do efeito das cargas equivalentes ao efeito de instabilidade das vigas nos esforços introduzidos nas madres e no sistema de contraventamento.

Finalmente, considera-se importante expandir a comparação realizada neste trabalho para casos com diferentes restrições. Nomeadamente, avaliar casos onde:

- Não haja restrições de espaço interior, permitindo a utilização de contraventamento vertical e, eventualmente, de travamentos intermédios dos pilares na direção de menor inércia;
- A localização e altura estrutura sejam diferentes, assim como a inclinação das vertentes, induzindo em ações do vento menores e ações da neve maiores, por exemplo;
- A ligação solo-estrutura seja articulada, representando a situação mais comum na prática;
- Sejam considerados diferentes afastamentos entre pórticos e diferentes vãos livres, tentando perceber a partir de que valores a solução treliçada é mais económica do que a solução em “portal frame”.

Referências

Referências bibliográficas

- [1] European Commission (2012). Facilitating market development for sections in industrial halls and low-rise buildings (SECHALO). European Commission, Luxembourg.
- [2] Jackson, A. (1998). The Development of Steel Framed Buildings in Britain 1880-1905. Construction History, Vol.14, UK.
- [3] Davison, B., Owens, G. (2012). Steel designers manual (6th ed.). The Steel Construction Institute, Blackwell Science, UK.
- [4] Martin, L., Purkiss, J. (2008). Structural design of steelwork to EN 1993 and EN 1994 (3rd ed.). Butterworth-Heinemann, UK.
- [5] Punmia, B., Jain, A., Jain, A. (1998) Comprehensive Design of Steel Structures. Laxmi Publications, New Deli.
- [6] Reis, A. J. (2001). Dimensionamento de Estruturas. Folhas de Dimensionamento de Estruturas, IST.
- [7] Mendes, P. (2011). Dimensionamento de Estruturas: Quantificação de ações em edifícios de acordo com o Eurocódigo 1. Folhas de Dimensionamento de Estruturas, IST.
- [8] Pedro, J. O. Estruturas metálicas para grandes vãos. Folhas de Estruturas Especiais, IST.

Normas

- [9] NP EN 1990 (2009). Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [10] NP EN 1991-1-1 (2009). Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações Gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [11] NP EN 1991-1-3 (2009). Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-3: Ações Gerais - Ações da Neve. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [12] NP EN 1991-1-4 (2010). Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações Gerais - Ações do Vento. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [13] NP EN 1991-1-5 (2009). Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações Gerais - Ações Térmicas. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.
- [14] EN 1991-3 (2012). Eurocode 1 – Actions on structures – Part 3: Actions induced by cranes and machinery. European Committee for Standardization, Brussels.
- [15] NP EN 1993-1-1 (2010). Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

[16] NP EN 1993-1-5 (2012). Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço – Parte 1-5: Elementos em Placa. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

[17] NP EN 1998-1 (2010). Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

Sites - Internet

[18] http://www.cornucopia3d.com/purchase.php?item_id=10864, acessido a 20 de Setembro de 2016.

[19] <http://www.steelconstruction.info/Trusses>, acessido a 27 de Março de 2016.

[20] <http://archicad-talk.graphisoft.com/viewtopic.php?t=30129>, acessido a 20 de Abril de 2016.

[21] http://www.geradordeprecos.info/obra_nova/Estruturas/Metalicas/Vigas/Aco_em_vigas_0_2.html, acessido a 15 de Maio de 2016.

[22] <http://orcamentos.eu/precos-de-paineis-sandwich-e-chapas-perfiladas/>, acessido a 15 de Maio de 2016.

Dissertações

[23] Sousa, J. (2016). Estudo económico de pavilhões metálicos. Dissertação de mestrado, Instituto Politécnico de Viana do Castelo.

[24] Oliveira, F. (2013). Projeto de edifícios em estrutura metálica: Efeitos de 2ª ordem. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

[25] Madeira, A. (2009). Estrutura em aço para pavilhão industrial: comparação entre soluções com elementos treliçados e de alma cheia. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Tabelas de Fornecedores

[26] ArcelorMittal (2010). Painéis sandwich de cobertura Arval. ArcelorMittal Construção Portugal, Cartaxo.

[27] ArcelorMittal (2010). Painéis sandwich de fachada Arval. ArcelorMittal Construção Portugal, Cartaxo.

[28] ArcelorMittal (2016). European sections. ArcelorMittal Europe Long Products, Luxembourg.

[29] Corus (2006). Celsius structural hollow sections. Structural & Conveyance Business, UK.

Programas

[30] Computers and Structures Inc. (2015). CSI Analysis Reference Manual. California, USA: CSI.

ANEXOS

A - Ação Sísmica

A.1 Hipóteses e características comuns às duas soluções

A primeira observação a fazer é a de que ambas as soluções estruturais obtidas foram analisadas simplificadaamente por uma análise elástica linear, através da aplicação do método das forças laterais a dois modelos planos: um em cada direção principal.

A norma NP EN 1998-1 [17] dita em 4.2.3.1 – tabela 4.1 – que a aplicação deste método carece do cumprimento dos seguintes aspetos:

- Regularidade em planta;
- Regularidade em altura;
- $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0 \text{ s} \end{cases}$

Os critérios de regularidade em planta e em altura são cumpridos, pela análise de 4.2.3.2 e 4.2.3.3 [17], respetivamente. No entanto, como se poderá ver de seguida, o período fundamental da estrutura (T_1) é, em alguns casos, ligeiramente superior ao quadruplo do limite superior do período associado ao espectro das acelerações constantes (T_c).

Refere-se desde já que o propósito desta análise é perceber se a ação sísmica é condicionante ou não para o dimensionamento da estrutura. Portanto, o interesse é obter uma estimativa do valor global da ação sísmica em cada direção principal, para o poder comparar com os valores globais da ação do vento nas direções correspondentes. Assim, apesar do incumprimento do último aspeto acima referido, a análise foi realizada pelo método das forças laterais a dois modelos planos.

Para efeitos de quantificação da ação sísmica, o Barreiro pertence às zonas sísmicas 1.3 e 2.3, respetivamente, para a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2. Apresenta-se em baixo a aceleração máxima de referência (a_{gR}) para cada um desses casos, retirada da tabela NA.I [17].

Mostra-se também a aceleração à superfície do terreno (a_g), obtida assumindo que a estrutura se insere numa classe de importância do tipo II – Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias (Tabela 4.3 [17]). Os coeficientes de importância (γ_{II}) usados são retirados da Tabela NA.II [17].

Tabela A.1 – Cálculo da aceleração máxima de referência para cada tipo de ação sísmica.

Ação Sísmica	a_{gR} [m/s ²]	γ_{II}	$a_g = \gamma_{II} \cdot a_{gR}$ [m/s ²]
Tipo 1 – Zona 1.3	1,5	1,00	1,5
Tipo 2 – Zona 2.3	1,7	1,00	1,7

Além disso, assumem-se ainda as hipóteses seguintes:

1) Tipo de terreno C

Esta hipótese tem por base a Tabela 3.1 [17], sendo que, pelas tabelas NA-3.2 e NA-3.3 [17], podem ser retirados os parâmetros que definem o espectro de resposta elástico para cada tipo de ação sísmica:

Tabela A.2 – Valores dos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos para as ações sísmicas dos tipos 1 e 2. Adaptado de [17].

Ação Sísmica	Tipo de terreno	S _{max}	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
Tipo 1	C	1,6	0,1	0,6	2,0
Tipo 2	C	1,6	0,1	0,25	2,0

2) Coeficiente de comportamento q = 1,5

Este valor é obtido consultando a Tabela 6.1 [17], considerando que ambas as soluções têm um comportamento dissipativo estrutural baixo – DCL (Baixa) – e dado que alguns dos elementos resistentes primários são de classe 4.

A.2 Cálculo das forças horizontais

Comece-se por dizer que o período fundamental de vibração (T₁) - para cada direção – pode ser obtido pelo método de Rayleigh, cuja validade é referida em 4.3.3.2.2 (2) [17]. Ou seja:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (\text{A.1})$$

As massas de cada solução estrutural (m) já foram calculadas em 6.1, e a rigidez em cada direção (K) é obtida pelos modelos introduzidos no SAP2000. Resultam assim os valores de T₁ abaixo.

Tabela A.3 – Cálculo do período fundamental nas direções X e Y.

Solução Estrutural	Massa (ton)	Rigidez (kN/m x 10 ⁴)	Período Fundamental T ₁ (s)
Pórtico Trelaçado	1151,3	K _x = 4,727	0,981
		K _y = 3,664	1,114
"Portal Frame"	1241,1	K _x = 3,667	1,156
		K _y = 3,301	1,218

*Por aplicação de uma força unitária no topo de cada um dos 114 montantes resistentes obtém-se o deslocamento médio horizontal do topo dos montantes em cada direção. Consegue-se então chegar à rigidez da estrutura pelo quociente entre a força total aplicada e o deslocamento médio (K = F/d_{médio}).

Por outro lado, partindo da informação exposta nas tabelas A.2 e A.3, é possível calcular o valor do coeficiente do solo (S). De facto, e analisando NA-3.2.2.2 (2)P [17], como a_g se encontra no intervalo]1,4[(m/s²), usa-se a expressão abaixo. Resulta assim $S_{máx} = 1,500$ e $S_{máx} = 1,460$ respetivamente para as ações sísmicas dos tipos 1 e 2.

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3}(a_g - 1) \quad (A.2)$$

Pode-se agora obter o espectro de cálculo – $S_d(T)$ – para cada direção de cada solução estrutural e para cada tipo de ação sísmica. Dado que em todos esses casos se tem $T_c \leq T \leq T_D$, a expressão a utilizar é dada por*:

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_c}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g \quad (A.3)$$

Apresenta-se em baixo uma tabela com os valores de ordenada do espectro de cálculo encontrados para cada caso.

Tabela A.4 – Ordenadas do espectro de cálculo nas direções X e Y.

Direção	Pórtico Treliçado				"Portal Frame"			
	Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2		Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
$S_d(T_1)$ (m/s ²)	2,294	2,020	1,054	0,928	1,946	1,847	0,895	0,849

Finalmente, como o pavilhão em estudo é de um piso apenas, a força horizontal (F) a aplicar ao nível da cobertura toma um valor igual à força de corte sísmica na base (F_b), obtida pela expressão abaixo, na qual o fator de correção (λ) é unitário.

$$F = F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (A.4)$$

Obvie-se que o interesse é encontrar o maior valor de F para cada direção da ação sísmica, pelo que a ação do Tipo 1 é sempre condicionante. Mostram-se na tabela da página seguinte os valores globais da ação sísmica para cada direção em cada solução estrutural. São ainda apresentados os valores globais da ação do vento nas mesmas situações, para facilitar a comparação entre os dois tipos de ação.

*Assume-se que o coeficiente correspondente ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal – β – toma o valor recomendado de 0,2.

Tabela A.5 – Comparação dos valores globais da ação sísmica e do vento.

	Pórtico Treliçado		"Portal Frame"	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Valor global da ação sísmica - F (kN)	F ^(x) = 2641,1	F ^(y) = 2325,6	F ^(x) = 2415,2	F ^(y) = 2292,3
Valor global da ação do vento - V (kN)	V ^(x) = 3890,3	V ^(y) = 3546,9	V ^(x) = 3890,3	V ^(y) = 3546,9
F/V	67,9 %	65,6 %	62,1 %	64,6 %

Chegando a este ponto, é possível concluir que, tal como se esperava, a ação sísmica não é condicionante para a unidade fabril em estudo.

De facto, se os valores característicos da ação sísmica em cada direção são à volta de 65% dos valores característicos da ação do vento, maior ainda será a diferença dos valores de cálculo destas duas ações.

Combinação Fundamental:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.5})$$

Combinação para situações de projeto sísmicas:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (\text{A.6})$$

Veja-se nas expressões acima que, se forem desprezados os termos correspondentes às ações variáveis acompanhantes e for tomado $\gamma_G = 1$, então a comparação da ação do vento com a ação sísmica é feita entre $1,5V$ e $1F$ (ver tabela acima), o que corresponde a que os efeitos da ação sísmica passem para cerca de 45% dos efeitos da ação do vento.

B - Verificações de Segurança

B.1 Painéis de revestimento e estrutura secundária

B.1.1 Cobertura

Tabela B.1 - Painel de revestimento – Painel Sandwich ONDATHERM 900 C (t = 30 mm) – Arval [26]		
Modelo [3 apoios]	Máxima carga aplicada [kN/m ²]	Máxima carga nominal admissível [kN/m ²]
Vão de 1,5 m	1,769	2,200
Vão inferior a 1,5 m	3,187	-

Nota: Painéis verificados indiretamente, por comparação das cargas aplicadas com as cargas admissíveis.

Tabela B.2 - Madres – IPE 140 (Classe 1) [28]										
Zona	Sentido das Cargas	Esforços isolados máximos				Verificações				
		N [kN]	M _y [kN.m]	M _y ^{inst} [kN.m]	V _y [kN]	ELU			ELS	
						(1)	(2)	(3)	δ _{2,v} ^{máx} [mm]	Limite [mm]
Corrente	Ascendente	-118,0	19,6	9,8	14,7	0,83	0,38	0,97	25,0	32,0
	Descendente	-118,0	13,4	13,4	10,1	0,63	0,50	0,83		
Local	Ascendente	-118,0	17,0	10,2	10,6	0,74	0,44	0,96	30,1	
	Descendente	-118,0	10,8	10,8	6,8	0,55	0,40	0,88		

Notas:

- O esforço axial (N) advém do funcionamento como sistema de contraventamento;
- A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção (com N = 0) e (3) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna.
- Apresenta-se apenas a verificação ELS de flecha vertical condicionante em cada caso;
- M_z, V_z e δ_h têm valores residuais devido ao sistema de travamento, pelo que não são apresentados;

Tabela B.3 - Travamento das madres – RHS 260 x 140 x 5 (Classe 4) [29]										
Zona	Sentido das Cargas	Esforços isolados máximos					Verificações			
		N [kN]	M _y [kN.m]	V _y [kN]	M _z [kN.m]	V _z [kN]	ELU		Rigidez	
							(1)	(2)	δ _h ^{máx} [mm]	Limite [mm]
Corrente	Descendente	-179,0	11,0	8,3	8,5	6,4	0,39	0,31	7,8	16,0
Local	Descendente	-179,0	16,5	10,3	8,1	5,1	0,45	0,47		

Notas:

- O esforço axial (N) advém do funcionamento como sistema de contraventamento;
- A verificação (1) corresponde à resistência seccional e (2) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna;
- O perfil tem maior inércia do que as madres e menores cargas verticais, pelo que δ_v está verificado;
- Apresenta-se a verificação da rigidez do sistema de travamento (δ_h ≤ L/500) em vez da verificação ELS, porque a primeira é mais condicionante;
- Cada um dos 3 cabos está sujeito a uma força de 4,1 kN, pelo que se usam cabos Φ6 A400 (F_{Rd} = 9,7 kN).

Tabela B.4 - Cabos A400 do Sistema de Contraventamento				
	Zona	Tração máxima [kN]	Cabos [Φ mm]	F _{Rd} [kN]
	Central	57	16	70
	Extremidade	162	25	171
Nota: A verificação dos cabos é feita por comparação da máxima tração atuante com a força resistente.				

B.1.2 Fachadas

Tabela B.5 - Painel de revestimento – Painel Sandwich Arga 900 (t = 35 mm) – Arval [27]		
Modelo [3 apoios]	Máxima carga aplicada [kN/m ²]	Máxima carga nominal admissível [kN/m ²]
Vão de 2,0 m	1,751	1,800
Vão igual ou inferior a 1,0 m	2,451	-
Nota: Painéis verificados indiretamente, por comparação das cargas aplicadas com as cargas admissíveis.		

Tabela B.6 - Madres de Fachada Lateral – IPE 140 (Classe 1) [28]										
Zona	Sentido das Cargas	Esforços máximos					Verificações			
		M _y [kN.m]	M _y ^{inst} [kN.m]	V _y [kN]	M _z [kN.m]	V _z [kN]	ELU		ELS	
							(1)	(2)	δ _{2,h} ^{máx} [mm]	Limite [mm]
Corrente	Pressão	26,1	26,1	19,6	0,2	0,1	0,86	0,97	30,7	32,0
	Sucção	26,1	13,1	19,6	0,2	0,5	0,86	0,50		
Local	Pressão	14,1	14,1	8,8	0,1	0,4	0,47	0,52	29,3	
	Sucção	18,0	10,8	11,3	0,1	0,4	0,59	0,47		
Notas: - A verificação (1) corresponde à resistência seccional e (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção; - Apresenta-se apenas a verificação ELS de flecha horizontal condicionante em cada caso; - δ _h tem um valor reduzido devido ao sistema de travamento, pelo que não é apresentado.										

Tabela B.7 - Travamento das madres de Fachada Lateral – 2 RHS 140 x 140 x 5 (Classe 4) [29]								
Zona	Sentido das Cargas	Esforços máximos				Verificações		
		M _y [kN.m]	V _y [kN]	M _z [kN.m]	V _z [kN]	ELU	Rigidez	
						(1)	δ _v ^{máx} [mm]	Limite [mm]
Corrente	Descendente	32,2	24,2	12,1	9,1	0,253	7,6	16,0
Local	Descendente	48,3	30,2	9,0	5,6	0,268		

Notas:

- A verificação (1) corresponde à resistência seccional.
- O perfil tem maior inércia do que as madres e menores cargas horizontais, pelo que δ_h está verificado;
- Apresenta-se a verificação da rigidez do sistema de travamento (δ_v ≤ L/500) em vez da verificação ELS, porque a primeira é mais condicionante;
- Cada um dos 3 cabos está sujeito a uma força de 12,1 kN, pelo que se usam cabos Φ8 A400 (F_{Rd} = 17,3 kN).

Tabela B.8 - Madres de Fachada Frontal – IPE 120 (Classe 1) [28]										
Zona	Sentido das Cargas	Esforços máximos					Verificações			
		M _y [kN.m]	M _y ^{inst} [kN.m]	V _y [kN]	M _z [kN.m]	V _z [kN]	ELU		ELS	
							(1)	(2)	δ _{2,h} ^{máx} [mm]	Limite [mm]
Corrente	Pressão	15,8	15,8	15,8	0,2	0,5	0,76	0,88	17,7	24,0
	Sucção	15,8	7,9	15,8	0,2	0,5	0,76	0,51		
Local	Pressão	11,8	11,8	9,9	0,1	0,4	0,57	0,66	25,2	
	Sucção	16,2	9,7	13,5	0,1	0,4	0,78	0,68		

Notas:

- A verificação (1) corresponde à resistência seccional e (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção;
- Apresenta-se apenas a verificação ELS de flecha horizontal condicionante em cada caso. Foi aceite o incumprimento (por 1,2 mm) de ELS na zona local.
- δ_h tem um valor reduzido devido ao sistema de travamento, pelo que não é apresentado.

Tabela B.9 - Travamento das Madres de Fachada Frontal – 2 RHS 120 x 120 x 8 (Classe 2) [29]								
Zona	Sentido das Cargas	Esforços máximos				Verificações		
		M _y [kN.m]	V _y [kN]	M _z [kN.m]	V _z [kN]	ELU	Rigidez	
						(1)	δ _v ^{máx} [mm]	Limite [mm]
Corrente	Descendente	16,0	16,0	7,9	7,9	0,175	12,0	12,0
Local	Descendente	24,0	20,0	8,1	6,8	0,219		

Notas:

- A verificação (1) corresponde à resistência seccional.
- O perfil tem maior inércia do que as madres e menores cargas horizontais, pelo que δ_h está verificado;
- Apresenta-se a verificação da rigidez do sistema de travamento (δ_v ≤ L/500) em vez da verificação ELS, porque a primeira é mais condicionante;
- Cada um dos 2 cabos está sujeito a uma força de 10,7 kN, pelo que se usam cabos Φ8 A400 (F_{Rd} = 17,3 kN).

B.2 Estrutura Principal

B.2.1 "Portal Frame"

a) Vigas em X

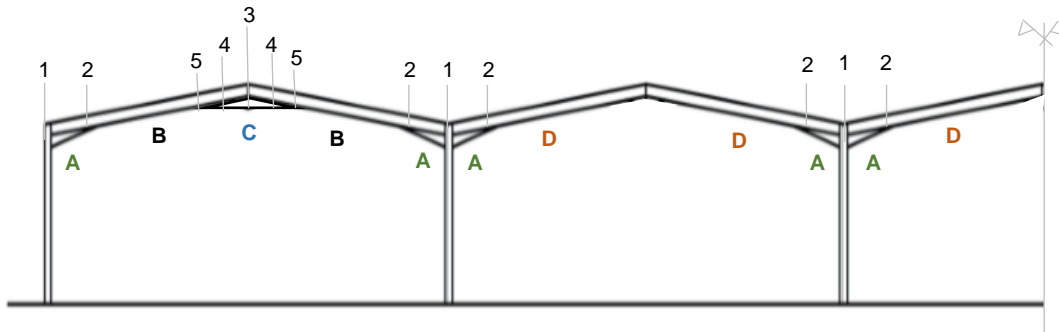


Figura B.1 – Identificação das diferentes zonas e secções a verificar.

Tabela B.10 - Vigas em X – IPE 500 com reforços locais [28]										
Troço	Secção	Esforços máximos						Verificações ELU		
		M_{y^+} [kN.m]	M_{y^-} [kN.m]	V_{y^+} [kN]	V_{y^-} [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	(3)
A	1 (Classe 3)	859	547	250	210	404	232	0,61	0,55	0,48
	2 (Classe 1)	476	394	172	171			0,71	0,66	0,70
C	5 (Classe 1)	242	333	47	33	374	221	0,48	0,57	0,55
	4 (Classe 2)	225	361	55	12			0,50	0,58	0,47
	3 (Classe 3)	218	347	73	26			0,34	0,41	0,31
D	(Classe 1)	477	394	171	171	400	229	0,71	0,66	0,70

Notas:

- A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção (com $N = 0$) e (3) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna;
- Os esforços máximos no troço B são nas secções 2 e 5, englobadas nas verificações dos troços A e C;
- Os travamentos são - em CHS 42,4 x 2,6 - encontram-se de 3 m em 3 m. O seu comprimento varia até um máximo de 1,37 m, o que associado a $N = - 11$ (kN) conduz a um valor de 0,23 na verificação ELU de resistência à encurvadura por flexão.

Tabela B.11 – Verificações ELS das vigas em X.

Naves	Verificações ELS				
	$\delta_{1,v}$ [cm]	$\delta_{2,v}$ [cm]	Limite [cm]	$\delta_{max,v}$ [cm]	Limite [cm]
Extremidade	- 2,4	+ 9,4	9,6	+ 7,0	12,0
Intermédias	-2,3	+ 8,5	9,6	+ 6,2	12,0

b) Vigas de empena em X

Tabela B.12 - Vigas de empena em X – IPE 300 (Classe 1) [28]													
Esforços máximos						Verificações ELU			Verificações ELS				
M_{y^+} [kN.m]	M_{y^-} [kN.m]	V_{y^+} [kN]	V_{y^-} [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	(3)	$\bar{\delta}_{1,v}$ [cm]	$\bar{\delta}_{2,v}$ [cm]	Limite [cm]	$\bar{\delta}_{max,v}$ [cm]	Limite [cm]
47	32	38	24	169	151	0,29	0,22	0,59	0,1	0,5	2,4	0,4	3,0

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção (com $N = 0$) e (3) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna.

c) Vigas em Y

Tabela B.13 - Vigas em Y – HEB 220 (Classe 1) [28]												
Esforços máximos				Verificações ELU			Verificações ELS					
M_y [kN.m]	V_y [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	(3)	$\bar{\delta}_{1,v}$ [cm]	$\bar{\delta}_{2,v}$ [cm]	Limite [cm]	$\bar{\delta}_{max,v}$ [cm]	Limite [cm]	
109	25	59	193	0,41	0,45	0,50	0,1	1,1	3,2	0,9	4,0	

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção ($N = 0$) e (3) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna.

d) Pilares em perfil RHS

Tabela B.14 - Pilares em perfil RHS [29]											
Perfis Adotados (Classes 2 e 4)	Esforços máximos						Verificações ELU		Verificações ELS		
	M_y [kN.m]	V_y [kN]	M_z [kN.m]	V_z [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	$u^{máx(x)}$ [cm]	$u^{máx(y)}$ [cm]	
F1 [RHS 600 x 400 x 12]	1116	263	135	16	214	229	0,84	0,58	6,9	3,5	
F2 [RHS 300 x 300 x 8]	136	15	120	18	457	291	0,61	0,54	5,8	8,5	
F3 [RHS 300 x 300 x 8]	70	10	109	16	454	283	0,50	0,44	6,3	8,5	
F4 [RHS 300 x 300 x 8]	89	16	110	16	454	444	0,50	0,67	6,8	8,5	
F5 [RHS 300 x 300 x 10]	145	19	120	18	457	764	0,44	0,75	7,7	7,9	
F6 [RHS 600 x 400 x 12]	1116	263	135	16	214	541	0,84	0,75	8,3	3,5	
P [RHS 750 x 500 x 16]	1793	252	316	93	60	669	0,67	0,65	8,3	8,5	
Intermédios [RHS 500 x 200 x 10]	496	177	17	2	24	85	0,90	0,83	8,3*	3,3*	

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional e (2) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna.

e) Pilares em perfil HEB

Tabela B.15 - Pilares em perfil HEB [28]												
Perfis Adotados (Classes 1 e 2)	Esforços máximos						Verificações ELU			Verificações ELS		
	M_y [kN.m]	V_y [kN]	M_z [kN.m]	V_z [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	(3)	$u_{\text{máx}(x)}$ [cm]	$u_{\text{máx}(y)}$ [cm]	
F1 [HEB 500]	1076	263	51	8	214	228	0,662	0,809	0,599	6,8	4,6	
F2 [HEB 280]	133	29	66	10	459	300	0,490	0,534	0,752	5,5	7,1	
F3 [HEB 260]	100	13	50	8	454	287	0,351	0,276	0,678	6,1	7,4	
F4 [HEB 280]	101	17	49	8	454	448	0,299	0,229	0,854	6,5	7,1	
F5 [HEB 360]	242	32	66	10	459	773	0,335	0,313	0,949	7,3	6,5	
F6 [HEB 500]	1068	262	51	8	214	540	0,657	0,803	0,802	8,2	4,6	
P [HE 900 x 391]	2900	337	222	87	56	680	0,534	0,810	0,930	8,2	7,4	
Intermédios [HEB 340]	496	178	30	4	23	90	0,678	0,840	0,841	8,2	3,8	

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção ($N = 0$) e (3) à resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna.

B.2.2 Pórtico Treliçado

a) Treliças em X

Tabela B.16 - Treliças em X ($a = 1,5 \text{ m}$ $b = 0,7 \text{ m}$ $h_1 = 1,2 \text{ m}$ $h_2 = 0,8 \text{ m}$ $h_3 = 0,4 \text{ m}$) [29]												
Elementos (Classes 1 e 2)	Esforços máximos				Verificações ELU				Verificações ELS			E [cm]
	N^+ [kN]	N^- [kN]	M_y [kN.m]	V_y [kN]	(1)	(2)	(3)	(4)	$\delta_{1,v}$ [cm]	$\delta_{2,v}$ [cm]	$\delta_{\text{máx},v}$ [cm]	
Corda Superior [CHS 193,7 x 5,4]	583	741	19	6	0,78	0,77	0,51	0,62	1,7	6,7 ≤ 9,6	5,0 ≤ 12,0	4,1 ≤ 4,8
Cordas Inferiores [CHS 139,7 x 4,0]	556	366	-	-	0,92	0,64						
Diagonais 1 [CHS 60,3 x 2,9]	126	93	-	-	0,68	0,66						
Diagonais 2 [CHS 48,3 x 2,6]	77	67	-	-	0,58	0,78						
Diagonais 3 [CHS 42,4 x 2,6]	81	57	-	-	0,70	0,79						
Diagonais Base [CHS 42,4 x 2,6]	22	22	-	-	0,19	0,54						
Verticais Base [CHS 42,4 x 2,6]	86	86	-	-	0,75	0,86						

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura como elementos de viga-coluna, (3) e (4) à resistência à encurvadura global por flexão, respetivamente, em y e z. A verificação (E) corresponde à verificação da rigidez da "base da treliça" ($\delta_h \leq L/500$).

b) Treliças de empena em X

Tabela B.17 - Treliça de empena em X (a = 1,5 m b = 0,7 m h = 0,6 m) [29]												
Elementos (Classes 1 e 2)	Esforços máximos				Verificações ELU				Verificações ELS			E [cm]
	N+ [kN]	N- [kN]	M _y [kN.m]	V _y [kN]	(1)	(2)	(3)	(4)	$\delta_{1,v}$ [cm]	$\delta_{2,v}$ [cm]	$\delta_{max,v}$ [cm]	
Corda Superior [CHS 193,7 x 5,4]	190	171	19	6	0,29	0,25	0,13	0,47	0,1	0,5 ≤ 2,4	0,5 ≤ 3,0	0,04 ≤ 12,0
Cordas Inferiores [CHS 60,3 x 2,9]	61	62	-	-	0,33	0,49						
Diagonais [CHS 42,4 x 2,6]	35	31	-	-	0,31	0,47						
Diagonais Base [CHS 42,4 x 2,6]	3	3	-	-	0,03	0,07						
Verticais Base [CHS 42,4 x 2,6]	25	25	-	-	0,22	0,25						

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura como elementos de viga-coluna, (3) e (4) à resistência à encurvadura global por flexão, respetivamente, em y e z. A verificação (E) corresponde à verificação da rigidez da “base da treliça” ($\delta_h \leq L/500$).

c) Treliças em Y

Tabela B.18 - Treliças em Y (a = 1,6 m b = 0,7 m h = 1,2 m) [29]										
Elementos (Classes 1 e 2)	Esforços máximos		Verificações ELU				Verificações ELS			E [cm]
	N+ [kN]	N- [kN]	(1)	(2)	(3)	(4)	$\delta_{1,v}$ [cm]	$\delta_{2,v}$ [cm]	$\delta_{max,v}$ [cm]	
Corda Superior [CHS 168,3 x 4,5]	567	676	0,82	0,85	0,61	0,65	0,1	0,9 ≤ 3,2	0,8 ≤ 4,0	0,4 ≤ 16,0
Cordas Inferiores [CHS 114,3 x 3,6]	394	407	0,92	0,95						
Diagonais 1 [CHS 60,3 x 2,9]	76	76	0,41	0,58						
Diagonais 2 [CHS 42,4 x 2,6]	8	9	0,08	0,18						
Diagonais Base [CHS 42,4 x 2,6]	16	16	0,14	0,43						
Verticais Base [CHS 42,4 x 2,6]	6	6	0,05	0,06						
Vertical Base* [CHS 76,1 x 2,9]	166	166	0,70	0,73						

Notas: - A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura como elementos de viga-coluna, (3) e (4) à resistência à encurvadura global por flexão, respetivamente, em y e z. A verificação (E) corresponde à verificação da rigidez da “base da treliça” ($\delta_h \leq L/500$).

* Vertical da “base da treliça” que absorve a força de desvio devido à mudança de direção das cordas.

d) Treliças de empena em Y

Tabela B.19 - Treliças de empena em Y (a = 1,6 m b = 0,5 m h = 0,8 m) [29]										
Elementos (Classe 1)	Esforços máximos		Verificações ELU				Verificações ELS			E [cm]
	N+ [kN]	N- [kN]	(1)	(2)	(3)	(4)	$\delta_{1,v}$ [cm]	$\delta_{2,v}$ [cm]	$\delta_{max,v}$ [cm]	
Corda Superior [CHS 88,9 x 3,2]	144	174	0,57	0,67	0,49	0,52	0,2	0,5 ≤ 3,2	0,3 ≤ 4,0	0,3 ≤ 16,0
Cordas Inferiores [CHS 88,9 x 3,2]	117	150	0,49	0,58						
Diagonais [CHS 42,4 x 2,6]	27	28	0,24	0,39						
Diagonais Base [CHS 42,4 x 2,6]	8	8	0,07	0,20						
Verticais Base [CHS 42,4 x 2,6]	35	35	0,30	0,35						
Notas: - A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura como elementos de viga-coluna, (3) e (4) à resistência à encurvadura global por flexão, respetivamente, em y e z. A verificação (E) corresponde à verificação da rigidez da "base da treliça" ($\delta_h \leq L/500$).										

e) Pilares em perfil RHS

Tabela B.20 - Pilares em perfil RHS [29]										
Perfis Adotados (Classes 1 e 4)	Esforços máximos						Verificações ELU		Verificações ELS	
	M_y [kN.m]	V_y [kN]	M_z [kN.m]	V_z [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	$u^{máx(x)}$ [cm]	$u^{máx(y)}$ [cm]
F1 [RHS 600x400x12]	1091	641	153	135	221	219	0,88	0,61	5,6	2,9
F2 [RHS 300x200x8]	105	77	77	52	463	287	0,56	0,71	4,8	8,3
F3 [RHS 300x200x6,3]	49	35	55	34	461	268	0,58	0,71	4,6	8,5
F4 [RHS 300x200x8]	63	43	55	34	461	427	0,41	0,89	4,9	8,1
F5 [RHS 300x200x14,2]	118	97	77	52	463	758	0,38	0,92	5,7	7,1
F6 [RHS 600x400x12]	1091	657	153	135	221	531	0,88	0,79	6,1	2,8
P [RHS 750x500x16]	1734	564	258	90	160	671	0,62	0,59	6,1	8,5
Intermédios [RHS 500x200x10]	496	177	14	18	26	89	0,90	0,83	6,1*	3,3*
Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional e (2) à resistência à encurvadura dos elementos como viga-coluna.										

f) Pilares em perfil HEB

Tabela B.21 - Pilares em perfil HEB [28]												
Perfis Adotados (Classe 1)	Esforços máximos						Verificações ELU			Verificações ELS		
	M_y [kN.m]	V_y [kN]	M_z [kN.m]	V_z [kN]	N^+ [kN]	N^- [kN]	(1)	(2)	(3)	$u_{\text{máx}(x)}$ [cm]	$u_{\text{máx}(y)}$ [cm]	
F1 [HEB 450]	904	539	50	58	216	211	0,71	0,81	0,64	6,3	3,8	
F2 [HEB 260]	247	146	56	38	448	298	0,61	0,68	0,93	5,4	5,1	
F3 [HEB 240]	80	50	32	19	440	273	0,30	0,27	0,75	4,9	5,1	
F4 [HEB 260]	85	60	32	20	440	433	0,29	0,23	0,94	5,3	4,9	
F5 [HEB 360]	259	164	56	38	448	770	0,36	0,33	0,90	6,0	4,4	
F6 [HEB 450]	904	556	50	58	217	523	0,71	0,81	0,78	6,5	3,8	
P [HE 900 x 391]	2528	402	209	101	131	687	0,48	0,77	0,84	6,5	5,1	
Intermédios [HEB 340]	496	178	27	36	27	92	0,67	0,84	0,84	6,5*	3,8*	

Nota:
A verificação (1) corresponde à resistência seccional, (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção (com $N = 0$) e (3) à resistência à encurvadura dos elementos como viga-coluna.

B.2.3 Estrutura de suporte das pontes móveis

Tabela B.22 - Vigas de suporte das pontes rolantes em perfil HEA [28]										
Nave	Perfis adotados	Esforços máximos		Verificações ELU		Verificações ELS				
		M_y [kN.m]	V_y [kN]	(1)	(2)	$\delta_{1,v}$ [cm]	$\delta_{2,v}$ [cm]	Limite [cm]	$\delta_{\text{máx},v}$ [cm]	Limite [cm]
4	HEA 340 (Classe 3)	246	79	0,41	0,49	0,7	2,4	2,7	2,5	3,2
5	HEA 450 (Classe 1)	480	156	0,47	0,56	0,5	2,4	2,7	2,4	3,2

Nota: A verificação (1) corresponde à resistência seccional e (2) à resistência à encurvadura por flexão-torção.

C - Cálculos Demonstrativos

Apresentam-se neste anexo alguns dos cálculos relativos às verificações de segurança apresentadas, usando as expressões presentes em 4.1 e parâmetros fornecidos na norma NP EN 1993.

C.1 Painéis de revestimento e estrutura secundária de cobertura

As madres e os respetivos travamentos de cobertura funcionam também como sistema de contraventamento. Os esforços axiais máximos neste sistema obtêm-se para as ações horizontais do vento de pressão e de sucção (veja-se a figura C.1) nas naves extremas da fachada frontal.

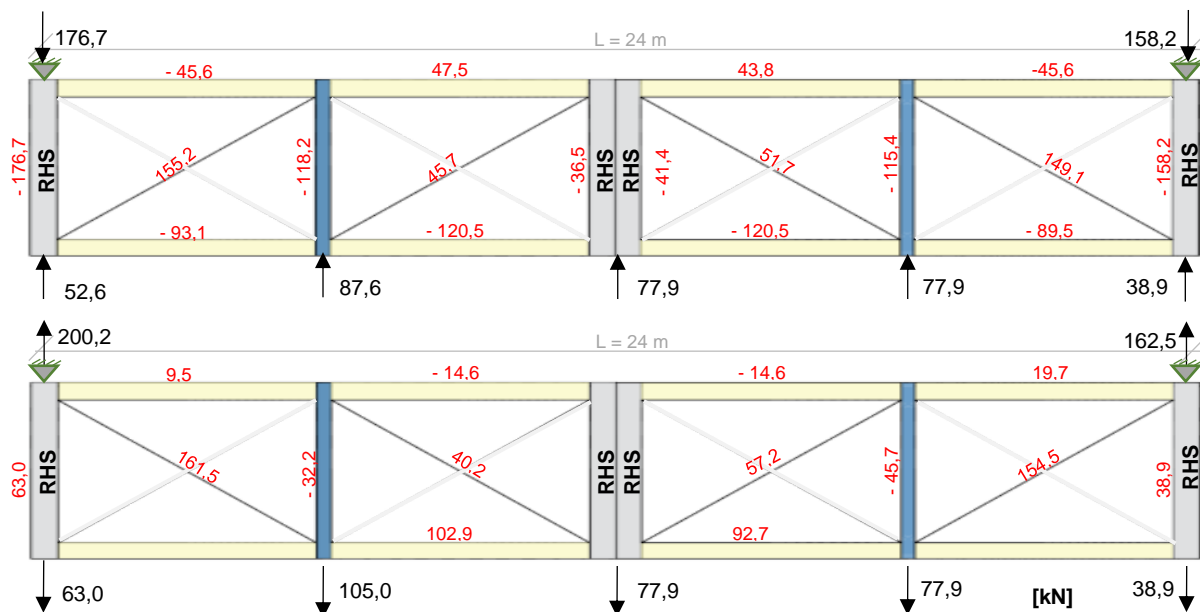


Figura C.1 – Esforços máximos no sistema de contraventamento para ações de pressão (cima) e sucção (baixo).

Assim, e para os modelos representados (embora para as cargas de serviço), a primeira verificação a fazer corresponde aos deslocamentos horizontais. Refira-se que, na solução em “portal frame”, para o caso de ações de pressão chega-se a um deslocamento de $4,4 \text{ cm} \leq \delta_{2,h}^{\text{máx}} = L/250 = 9,6 \text{ cm}$, e para as ações de sucção $4,3 \text{ cm} \leq 9,6 \text{ cm}$. Já para a solução em pórtico treliçado, chega-se a 6,6 cm e 4,4 cm, respetivamente para os casos de pressão e sucção, ambos menores que 9,6 cm.

Além disso, rapidamente se conclui que os tirantes centrais poderão ser $\Phi 16$ e os tirantes de extremidade poderão ser $\Phi 25$, ambos em aço A400, já que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi 25 \Rightarrow F_{Rd} = A \times f_y / Y_{M0} = 4,91 \times 400 / 1,15 = 171 \text{ kN} > F_{Ed}^{\text{máx}} = 162 \text{ kN} \\ \Phi 16 \Rightarrow F_{Rd} = A \times f_y / Y_{M0} = 2,01 \times 400 / 1,15 = 70 \text{ kN} > F_{Ed}^{\text{máx}} = 57 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Observe-se ainda que nas madres (a azul) o esforço máximo a considerar é de $N_{Ed} = -118 \text{ kN}$, e para os perfis tubulares de travamento RHS (a cinzento) é de $N_{Ed} = -179 \text{ kN}$.

Ora, para as ações verticais, as situações mais condicionantes nas madres em zona corrente (modelo bi-encastado) e em zona local (modelo encastrado-apoiado) são as que se apresentam na figura em baixo. Realce-se que as combinações de ações mais desfavoráveis têm sempre a ação do vento (ascendente ou descendente) como ação variável de base. Note-se ainda que os momentos fletores e esforços transversos na direção de menor inércia e momentos torsores não são apresentados, pelos motivos já explicados.

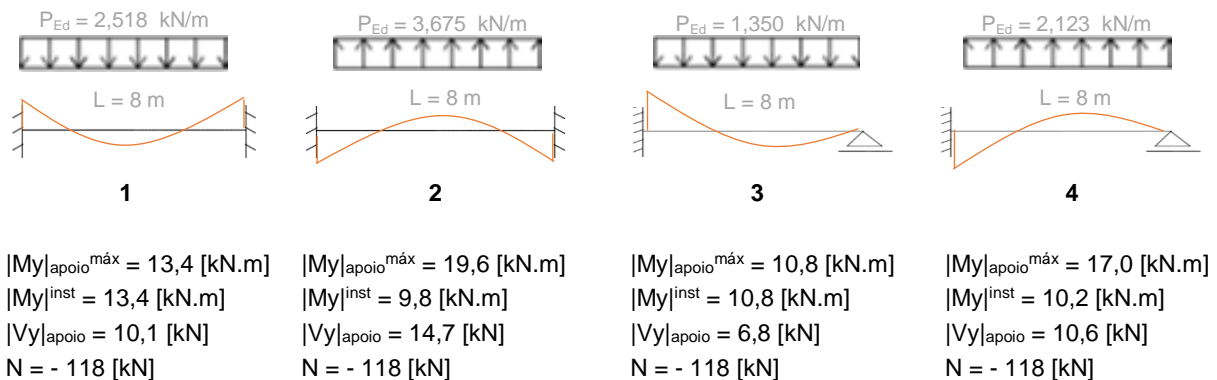



Figura C.2 – Situações condicionantes a avaliar para as madres de cobertura.

Assim, para o perfil IPE140, começa por fazer-se a verificação ELU da resistência seccional. Para isso, é primeiramente necessário classificar a secção.

	<p>Secção de Classe 1</p>	{	<p>Alma: $c/t = 23,9 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,815 - 1} = 33,4 \Rightarrow$ Classe 1</p> <p>Banzos: $c/t = 4,9 \leq 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3 \Rightarrow$ Classe 1</p>
---	---------------------------	---	--

Agora, para o caso mais condicionante (2) e utilizando uma verificação conservativa, obtém-se:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0,203 + 0,625 = 0,828 \leq 1$$

Em que:

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / Y_{M0} = 582,2 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / Y_{M0} = 31,4 \text{ kN.m (sem redução devido ao corte, já que } V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd})$$

Pode então passar-se para a verificação ELU de resistência à encurvadura por flexão-torção, sendo que no caso condicionante (1):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,496 \leq 1$$

Em que:

$$M_{b,Rd} = X_{LT} \cdot M_{y,Rd} = 0,863 \times 31,4 = 27,1 \text{ kN.m}$$

$$X_{LT} = 0,863 \Rightarrow \text{pela "curva a"} \ (h/b \leq 2) \ \text{e com } \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{(M_{y,Rd} / M_{cr})} = 0,666$$

Porque, sendo a secção bissimétrica, flexão recta em torno do eixo y e considerando simplificada mente as cargas aplicadas no centro de corte:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_z}{(k_z \cdot L)^2} \sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + 0,039 \cdot (k_z \cdot L)^2 \cdot \frac{I_t}{I_z}} = 70,7 \text{ kN.m}$$

Com:

$L = L_{LT} = 2,0 \text{ m} \Rightarrow$ visto que a distância entre travamentos é de 2,0 m;

$C_1 = 1,88 - 1,4 \times \Psi + 0,52 \times \Psi^2 = 1,88 \Rightarrow$ com $\Psi = M_2/M_1 = 0$, conservativamente;

$E = 210 \text{ GPa}$;

$K_z = 1$;

$K_w = 0,5 \Rightarrow$ uma vez que as madres têm o banzo superior travado pelos painéis de cobertura;

$I_z = 4,49 \times 10^{-7} \text{ m}^4$;

$I_w = 1,98 \times 10^{-9} \text{ m}^6$;

$I_t = 2,45 \times 10^{-8} \text{ m}^4$.

Finalmente, procede-se à verificação ELU da resistência à encurvadura do elemento como viga-coluna, para o caso condicionante (1):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,280 + 0,526 = 0,806 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} = 0,655 + 0,315 = 0,970 \leq 1$$

Em que:

$N_{Rd} = 582,2 \text{ kN}$;

$\chi_{LT} \cdot M_{Rd} = M_{Rd} = 31,4 \text{ kN.m}$;

(o caso condicionante corresponde à compressão do banzo superior – travado)

$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$;

$Le_y = 0,5L = 4 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = Le_y / i_y / 93,9\epsilon = 0,917 \Rightarrow X_y = 0,723$ pela “curva a”;

($h/b > 1,2$ e $t_f < 40 \text{ mm}$)

$Le_z = 2 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = Le_z / i_z / 93,9\epsilon = 1,595 \Rightarrow X_z = 0,310$ pela “curva b”;

($h/b > 1,2$ e $t_f < 40 \text{ mm}$)

$k_{yy} = 0,841$ e $k_{zy} = 0,6$. $k_{yy} = 0,504$ porque, sendo a secção em perfil I de Classe 1:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right);$$

$C_{my} = 0,1 - 0,8 \cdot \alpha_s = 0,5 \geq 0,4$, porque $\alpha_s = M_s / M_h = -0,5$ e $\Psi = 1,0$;

$\gamma_{M1} = 1,00$

Já em relação às verificações ELS, a verificação condicionante corresponde à flecha vertical devido ao efeito do vento ascendente, tanto na zona corrente como nas zonas locais. Assim, tem-se:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zona corrente (2): } \delta_{2,v}^{m\acute{a}x} = 25,0 \text{ mm} \leq L/250 = 32 \text{ mm.} \\ \text{Zonas locais (4): } \delta_{2,v}^{m\acute{a}x} = 30,1 \leq 32 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

Chegando a este ponto, está verificada a segurança estrutural das madres de cobertura em IPE140. É pertinente referir dois aspetos:

1. Se fossem adotadas madres em perfil UPN, as verificações de segurança estariam cumpridas apenas para o perfil UPN140, com peso superior ao do perfil IPE140 (16 kg/m e 12,9 kg/m, respetivamente) e, portanto, menos económicas.
2. Para o afastamento entre madres considerado (1,5 m em zona corrente), o valor máximo das cargas não majoradas que atuam nos painéis sandwich de cobertura é de 1,769 kN/m². Assim, consultando os elementos facultados pelo fornecedor, representados na figura abaixo, é possível concluir que os painéis de 30 mm adotados verificam a segurança. De facto, a carga atuante (176,9 da N/m²) é inferior à carga resistente (220 da N/m²).

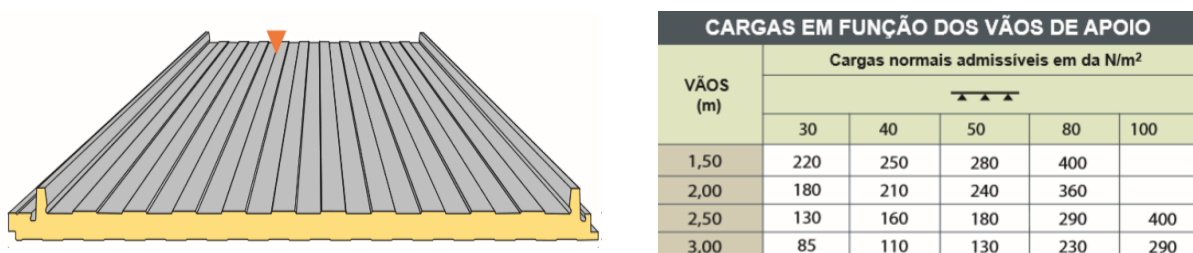


Figura C.3 – Elementos para verificação de segurança dos painéis sandwich de cobertura.

Se fosse adotada uma distância entre madres de 3 m*, teriam de ser escolhidos painéis de 80 mm e obter-se-iam madres IPE180 para verificar a segurança. Nesse caso, o peso total das madres seria reduzido para 130 442 kg, ficando mais leve em cerca de 48 569 kg, o que corresponderia a uma poupança de cerca de 101 995 euros, de acordo com a informação consultada [21]. No entanto, os painéis teriam um acréscimo de custo de 126 144 euros [22]. Assim, a solução acabaria por ser menos económica, razão pela qual não foi utilizada.

Pode passar-se agora à verificações de segurança do sistema de travamento das madres, formado por 2 tubos RHS 260x140x5 e por cabos $\Phi 6$ (A400) pre-tensionados. As cargas horizontais aplicadas neste sistema correspondem à soma das cargas equivalentes ao efeito de instabilidade dos banzos inferiores das madres (q_d) com a componente horizontal das cargas com a direção gravítica nelas aplicadas. Na zona da estrutura condicionante tem-se:

$$p_{Ed,h} = q_d + 0,240 = 3,891 + 0,240 = 4,131 \text{ kN/m}$$

*Próximo valor possível de adotar, já que é múltiplo de 1,5 m e se pretende que as madres sejam apoiadas nos nós das treliças.

Em que:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} = 3,891 \text{ kN/m}$$

$$\sum N_{Ed} = [\sum (M_{y,Ed} / h) + N(\text{contraventamento})]^{madres} = 163,6 / 0,133 + 118 = 1341,8 \text{ kN}$$

$$e_0 = \alpha_m \cdot L / 500 = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \cdot L / 500 = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{17}\right)} \cdot 8 / 500 = 0,0116 \text{ m}$$

$$\delta_q = L / 500 = 0,0160 \text{ m}$$

De onde se obtém:

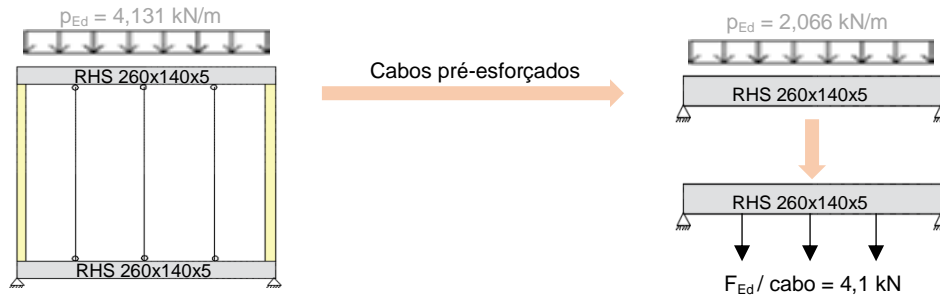
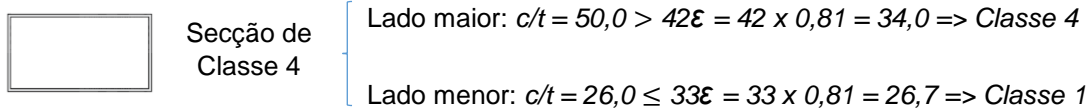


Figura C.4 – Forças atuantes nos cabos do sistema de travamento das madres de cobertura.

Logo, verifica-se que $\delta = 0,0078 \text{ m} \leq 0,016 \text{ m}$, tal como se pretendia, e que nos cabos:

$$\Phi 6 \Rightarrow F_{Rd} = A \times f_y / \gamma_{M0} = 0,28 \times 400 / 1,15 = 9,7 \text{ kN} > F_{Ed}^{m\acute{a}x} = 4,1 \text{ kN}$$

Já em relação aos perfis tubulares, comece por classificar-se a sua secção transversal:



A nível das cargas no eixo de menor inércia ($p_{Ed,v}$), os tubos RHS funcionam como madres, embora com uma área de influência de metade da respetiva às madres em perfil IPE. Também neles a ação do vento constitui-se como a variável de base condicionante. Além disso, estes elementos funcionam como contraventamento sendo que, tal como já visto, absorvem um esforço axial $N = -179 \text{ kN}$. Assim têm-se os casos condicionantes a avaliar ($p_{Ed,h} = 2,066 \text{ kN/m}$ em todos os casos):

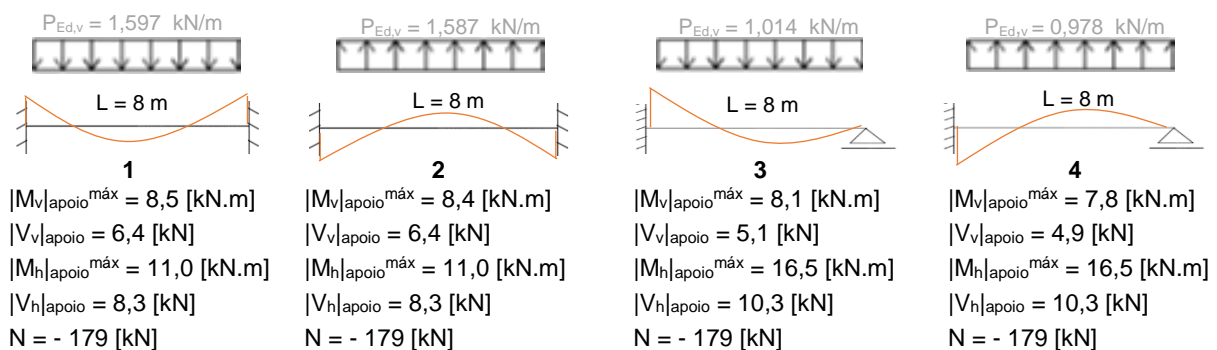


Figura C.5 - Situações condicionantes a avaliar para os perfis RHS de travamento da cobertura.

Note-se que, como este tipo de perfis não tem problemas de instabilidade por flexão-torção, na verdade os casos condicionantes a avaliar são apenas aqueles em que a carga atuante é máxima, (1) e (3). Assim, para a verificação ELU da resistência seccional - classe 4 em que $V_{Ed} \leq 0,5.V_{Rd}$ - no caso condicionante (3) tem-se:

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} = 0,156 + 0,171 + 0,118 = 0,455 \leq 1$$

Onde:

$$A_{eff} = A(\text{lad. menores}) + A_{eff}(\text{lad. maiores}) = 1,4 \times 10^{-3} + \rho.A(\text{lad. maiores}) = 1,835 \times 10^{-3} \text{ m}^3;$$

$$\Psi = 1 \Rightarrow k_\sigma = 4,0 \Rightarrow \lambda_\rho = 1,087 \Rightarrow \rho = 0,734;$$

$$W_{eff,y,min} = W_{el,y} = 2,72 \times 10^{-4} \text{ m}^3 \text{ e } W_{eff,z,min} = W_{el,z} = 1,93 \times 10^{-4} \text{ m}^3;$$

$$e_{Ny} = e_{Nz} = 0, \text{ uma vez que a secção efetiva é simétrica};$$

$$f_y = 355 \text{ MPa}; \gamma_{M1} = 1,00.$$

Finalmente, procede-se à verificação ELU da resistência à encurvadura dos elementos como viga-coluna, para o caso condicionante (3):

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,184 + 0,129 + 0,096 = 0,410 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,274 + 0,103 + 0,096 = 0,473 \leq 1$$

Em que:

$$N_{Rk} = A_{eff} f_y = 1148,3 \text{ kN};$$

$$\chi_{LT} M_{y,Rk} = M_{y,Rk} = W_{eff,y,min} f_y = 96,6 \text{ kN.m}; M_{z,Rk} = W_{eff,z,min} f_y = 68,5 \text{ kN.m};$$

$$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0, \text{ porque a secção efetiva é simétrica};$$

$$L_{ey} = 0,7L = 5,6 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = (L_{ey} / i_y / 93,9\epsilon) \times \sqrt{(A_{eff} / A)} = 0,705 \Rightarrow X_y = 0,845 \text{ pela "curva a"};$$

$$L_{ez} = 0,7L = 5,6 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = (L_{ez} / i_z / 93,9\epsilon) \times \sqrt{(A_{eff} / A)} = 1,139 \Rightarrow X_z = 0,570 \text{ pela "curva b"};$$

$$k_{zy} = 0,8. k_{yy} = 0,604 \text{ e } k_{yz} = k_{zz} = 0,815 \text{ porque, sendo a secção em perfil RHS de Classe 4:}$$

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,755;$$

$$k_{zz} = C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,815;$$

$$C_{my} = C_{mz} = 0,1 - 0,8 \alpha_s = 0,7 \geq 0,4, \text{ porque } \alpha_s = M_s / M_h = -0,75 \text{ e } \Psi = 0;$$

Deste modo, está verificada a segurança estrutural do sistema de travamento das madres. As verificações de ELS condicionantes são relativas aos deslocamentos horizontais, estando cumpridas porque $\delta = 0,0078 \text{ m} \leq \delta_q \leq \delta_{max,h} = L/200 = 0,0400 \text{ m}$.


C.2 Painéis de revestimento e estrutura secundária de fachada

Os cálculos e considerações relativos às verificações de segurança dos elementos de fachada são do mesmo tipo dos apresentados para os elementos de cobertura, pelo que não se evidenciam.

C.3 Vigas na solução em “portal frame”

Ilustram-se apenas os cálculos para a secção 2 das vigas em X, visto ser a secção mais esforçada destas vigas. Não se demonstram os cálculos das restantes zonas das vigas em X, nem das vigas de empena em X e das vigas em Y, uma vez que são em quase tudo semelhantes.

Comece por classificar-se a secção 2 em perfil IPE500:



Secção de Classe 1

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Alma: } c/t = 41,8 \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha-1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,575-1} = 49,5 \Rightarrow \text{Classe 1} \\ \text{Banzos: } c/t = 5,9 \leq 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,3 \Rightarrow \text{Classe 1} \end{array} \right.$$

Assim, a nível de verificação ELU à resistência seccional, tem-se para a combinação mais desfavorável:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = 0,100 + 0,611 = 0,711 \leq 1$$

Onde:

$$N_{Rd} = N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / Y_{M0} = 4118,0 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_y / Y_{M0} = 778,9 \text{ kN.m (sem redução devido ao corte, já que } V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{Rd})$$

$$f_y = 355 \text{ MPa;}$$

$$Y_{M0} = 1,00.$$

Já para a verificação ELU de resistência à encurvadura por flexão-torção, tem-se:

$$M_{Ed} / M_{b,Rd} = 0,656 \leq 1$$

Em que:

$$M_{bRd} = X_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y \Rightarrow M_{bRd}^+ = 726,2 \text{ kN.m; } M_{bRd}^- = 610,0 \text{ kN.m;}$$

$$X_{LT}^+ = 0,932; X_{LT}^- = 0,783 \Rightarrow \text{pela "curva b" e com } \bar{\lambda}_{LT}^+ = \sqrt{(M_{y,Rd} / M_{cr})} = 0,384; \bar{\lambda}_{LT}^- = 0,701;$$

Porque, pela mesma justificação apresentada para as madres:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \pi^2 \cdot \frac{E \cdot I_z}{(k_z \cdot L)^2} \sqrt{\left(\frac{k_z}{k_w}\right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + 0,039 \cdot (k_z \cdot L)^2 \cdot \frac{I_t}{I_z}} \Rightarrow M_{cr}^+ = 5286,2 \text{ kN.m; } M_{cr}^- = 1585,0 \text{ kN.m}$$

Com:

$$L = L_{LT}^+ = 1,5 \text{ m; } L_{LT}^- = 3,0 \text{ m} \Rightarrow \text{visto que a distância entre travamentos do banzo inferior é de 3,0 m e a distância entre travamentos do banzo superior (madres) é de 1,5 m;}$$

$$C_{1^+} = 1,08 \text{ com } \Psi = 0,83; C_{1^-} = 1,19 \Rightarrow \text{com } \Psi = 0,65;$$

$$E = 210 \text{ GPa}; K_z = 1; K_w = 1;$$

$$I_z = 2,14 \times 10^{-5} \text{ m}^4;$$

$$I_w = 1,25 \times 10^{-6} \text{ m}^6;$$

$$I_t = 8,93 \times 10^{-7} \text{ m}^4.$$

Finalmente, para a verificação ELU de resistência à encurvadura de viga-coluna, tem-se:

$$\frac{206,5}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{394,0^- + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = 0,082 + 0,619 = 0,701 \leq 1$$

$$\frac{206,5}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{394,0^- + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} = 0,077 + 0,371 = 0,448 \leq 1$$

Em que:

$$N_{Rk} = N_{pl,Rd} = 4118,0 \text{ kN};$$

$$X_{LT^+} \cdot M_{y,Rk} = M_{bRd^+} = 726,2 \text{ kN.m}; X_{LT^-} \cdot M_{y,Rk} = M_{bRd^-} = 610,0 \text{ kN.m};$$

$$\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0;$$

$$Le_y = 0,7L = 16,8 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = (Le_y / i_y / 93,9\epsilon) = 0,822 \Rightarrow X_y = 0,608 \text{ pela "curva a"};$$

$$Le_z = 3,0 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_z = Le_z / i_z / 93,9\epsilon = 0,916 \Rightarrow X_z = 0,651 \text{ pela "curva b"};$$

$k_{zy} = 0,6$. $k_{yy} = 0,575$ porque, sendo a secção em perfil IPE de Classe 1:

$$k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right) = 0,959;$$

$C_{my} = 0,9$ considerando a possibilidade de deslocamentos laterais, conservativamente.

Nota: o esforço axial considerado tem em consideração $N_{\text{contraventamento}} = -120,5 \text{ kN}$.

Assim, está concluída a verificação de segurança estrutural da secção 2 da viga em IPE500. As verificações ELS são todas explicitadas na tabela B.11.

C.4 Trelças na solução em pórtico treliçado

Ilustram-se apenas os cálculos para as trelças em X, uma vez que as verificações das trelças de empena e das vigas em Y são em muito semelhantes. Visto que a secção destes elementos é composta, e tal como explicado em 5.1.2b), é necessário proceder às verificações de segurança de cada elemento isolado e também às verificações de segurança globais da trelça. Vejam-se em baixo os elementos e dimensões adotadas nas trelças em X:

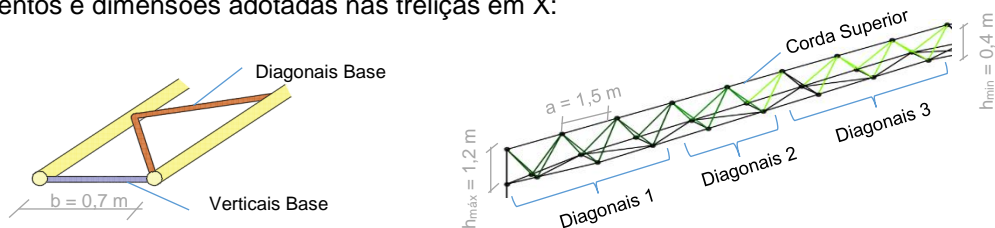


Figura C.6 – Elementos e dimensões da trelça espacial em X - classes 1 e 2 ($d/t \leq 46,0$).

Além do já referido, como a “base da treliça” tem um efeito estabilizante, tem de absorver as cargas equivalentes ao efeito de instabilidade das cordas comprimidas:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2} = 0,988 \text{ kN/m}$$

Com:

$$\left[\begin{array}{l} \sum N_{Ed} = \text{máx} \{ [N(\text{cordas superiores}) + N_{\text{contraventamento}}] ; [N(\text{cordas inferiores})] \} = 741 \text{ kN}; \\ e_0 = \alpha_m \cdot L/500 = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \cdot L/500 = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{1}\right)} \cdot 24/500 = 0,048 \text{ m}; \\ \delta_q = L/500 = 0,048 \text{ m}. \end{array} \right.$$

De onde se obtém $F = 0,988 \times 1,5 = 1,482 \text{ kN}$, logo:

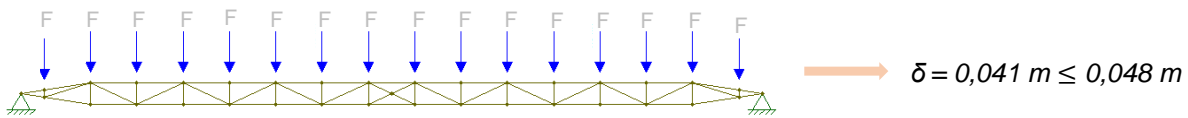


Figura C.7 – Cargas equivalentes ao efeito de instabilidade atuantes na “base da treliça”.

Somando os esforços aqui obtidos com os esforços devidos às várias combinações de ações, obtêm-se os esforços máximos em cada elemento da treliça, tal como representado na tabela B.16. Pode-se passar agora às verificações ELU de cada um deles. No caso das cordas superiores CHS 193,7x5,4 há introdução de momento fletor e de esforço transversal, pelo facto de as madres em zona local não coincidirem com os nós da treliça. Logo, a nível de verificação ELU de resistência seccional tem-se:

$$\frac{621,0}{N_{Rd}} + \frac{6,4}{M_{y,Rd}} + \frac{0,0}{M_{z,Rd}} = 0,654 + 0,123 = 0,778 \leq 1$$

Em que:

$$\left[\begin{array}{l} N_{Rd} = A \cdot f_y = 1132,5 \text{ kN}; \\ M_{y,Rd} = W_{y,pl} \cdot f_y = 51,8 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

E a nível da verificação condicionante ELU de resistência à encurvadura de viga-coluna tem-se:

$$\frac{741}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{6,4 + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{0,0 + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk} / \gamma_{M1}} = 0,669 + 0,103 = 0,772 \leq 1$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{Com: } L_{ey} = L = 1,5 \text{ m} \Rightarrow \bar{\lambda}_y = (L_{ey} / i_y / 93,9\text{E}) = 0,296 \Rightarrow X_y = 0,978 \text{ pela "curva a"}; \\ X_y \cdot N_{Rk} = X_y \cdot N_{Rd} = 0,978 \times 1132,5 = 1108,0 \text{ kN}; \\ \chi_{LT} \cdot M_{y,Rk} = M_{y,Rd} = 51,8 \text{ kN.m, porque se trata de uma secção tubular; } \Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0; \\ k_{yy} = C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) = 0,836; \\ C_{my} = -0,8 \cdot \alpha_s = 0,8 \geq 0,4, \text{ porque } \alpha_s = M_s / M_h = -1 \text{ e } \Psi = 1; \\ \text{Nota: o esforço axial tem em consideração } N_{\text{contraventamento}} = -120,5 \text{ kN.} \end{array} \right.$$

Já nos restantes elementos da treliça, só há presença de esforço axial, pelo que a verificação ELU de resistência seccional corresponde sempre a garantir que $N_{Ed}/N_{Rd} \leq 1$ (1 na tabela abaixo) e a verificação ELU de resistência à encurvadura corresponde a garantir que $N_{Ed}/N_{bRd} \leq 1$ (2 na tabela abaixo). Assim, pode apresentar-se a tabela resumo:

Tabela C.1 – Verificações de segurança dos elementos da treliça em X.

Elemento	Perfil CHS	L_e [m]	$\lambda_y = \lambda_z$ (L_e / i)	$\bar{\lambda}_y = \bar{\lambda}_z$ ($\lambda / 93,9\epsilon$)	X	N_{Rd} ($A \cdot f_y$) [kN]	N_{bRd} ($X \cdot N_{Rd}$) [kN]	1	2
Cordas Inferiores	139,7x4,0	1,50	31,3	0,412	0,950	607,1	576,5	0,92	0,64
Diagonais 1	60,3x2,9	1,34	65,7	0,864	0,757	185,7	140,6	0,68	0,66
Diagonais 2	48,3x2,6	1,26	77,7	1,022	0,650	132,4	86,1	0,58	0,78
Diagonais 3	42,4x2,6	1,23	86,9	1,143	0,567	115,4	65,4	0,70	0,79
Diagonais Base	42,4x2,6	1,67	118,4	1,558	0,353	115,4	40,7	0,19	0,54
Verticais Base	42,4x2,6	0,70	49,6	0,653	0,867	115,4	100,0	0,75	0,86

Notas: - X é obtido para todos os elementos através da “curva a”.
- L_e toma o valor da distância entre nós em todos os casos, conservativamente.

Em relação às verificações ELU de resistência à encurvadura global tem-se:

$$\begin{array}{l}
 \text{Em z:} \\
 \left[\begin{array}{l} A = 2 \cdot A_1 + A_2 = 6,610 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ I_z = (b/2)^2 \cdot 2 \cdot A_1 = \\ = 4,410 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} i_z = \sqrt{I_z/A} = 0,258 \text{ m} \\ L_e = 24,0 \text{ m}; \bar{\lambda}_z = 1,224 \\ X_z(a) = 0,510 \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} N_{bRd} = 1197 \text{ kN} \\ > \\ N_{Ed}^{(máx)} = 741 \text{ kN} \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Em y:} \\
 \left[\begin{array}{l} A = 2 \cdot A_1 + A_2 = 6,610 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \\ I_y = (h_G)^2 \cdot 2 \cdot A_1 + (h-h_G)^2 \cdot A_2 = \\ = 2,861 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} i_z = \sqrt{I_y/A} = 0,208 \text{ m}; \\ L_e = 16,8 \text{ m}; \bar{\lambda}_y = 1,063 \\ X_y(a) = 1,063 \end{array} \right. \Rightarrow \left[\begin{array}{l} N_{bRd} = 1455 \text{ kN} \\ > \\ N_{Ed}^{(máx)} = 741 \text{ kN} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Nota: cálculo realizado conservativamente para a zona da treliça em que $h = h_{mín} = 0,40 \text{ m}$.

Assim, e estando as verificações relativas a ELS discriminadas na tabela B.16, está concluída a verificação de segurança estrutural das treliças em X.

C.5 Pilares

Os cálculos relativos às verificações de segurança estrutural dos pilares usam as expressões já apresentadas para as madres e para o sistema de travamento das mesmas. De facto, os pilares em perfil RHS são das classes 1, 2 e 4 e têm esforços de flexão em ambas as direções e esforço axial, pelo que têm verificações similares às realizadas para os RHS de travamento das madres. Já os pilares em perfil HEB, das classes 1 e 2, têm o mesmo tipo de verificações que as madres de cobertura em e

das vigas de alma cheia em perfil IPE, sendo que neste caso a parcela correspondente aos esforços no eixo de menor inércia não é nula.

Assim, não se demonstram os cálculos efetuados para estes elementos. No entanto, considera-se importante referir os aspetos particulares referentes às verificações de resistência à encurvadura por flexão (1 e 2) e de resistência à encurvadura como elemento de viga-coluna (3):

1. $C_{my} = C_{mz} = 0,9$ uma vez que o modo de encurvadura dos pilares está associado a deslocamentos laterais;
2. O cálculo do comprimento de encurvadura (L_e) em cada direção tem por base a consulta dos ábacos para determinação do comprimento de encurvadura em colunas com apoios elásticos. Por exemplo, para os pilares P (RHS 750x500x16) da solução em “portal frame”, ligados às vigas em Y (HEB220) tem-se, na direção de maior inércia $L_e = 1,84L$. De facto:

Tabela C.2 – Cálculo do comprimento de encurvadura dos pilares P da solução “portal frame”.

Pilares P	$k = 4EI/L$	Vigas Y	$k_1 = 3EI / (L/2)$	$\eta_1 = k/(k+k_1)$	η_2	α
RHS750x500x16	$1,08 \times 10^4$ kN.m	HEB220	$1,27 \times 10^4$ kN.m	0,94	0	1,84

3. A forma dos diagramas de momentos fletores em ambas as direções conduz a $C_1 = 2,7$.

C.6 Vigas de suporte das pontes móveis

Os cálculos demonstrativos das verificações de segurança estrutural relativos às vigas de suporte das pontes móveis em perfil HEA não são apresentados, uma vez que são muito semelhantes aos relativos às vigas IPE de alma cheia. A diferença reside no facto de estes elementos não terem esforços axiais sendo que, portanto, não terão verificações de resistência à encurvadura por flexão.

No entanto, considera-se importante demonstrar como são obtidos os esforços máximos nestes elementos. Já é sabido que a pior situação de carga corresponde à situação em que se encontra à distância mínima (1,5 m) da extremidade de apoio das pontes móveis. No entanto, uma vez que as pontes podem mover-se ao longo de todo o desenvolvimento da estrutura, é necessário recorrer às linhas de influência dos momentos fletores e esforços transversos das vigas de suporte – esforços a que estes elementos estão sujeitos – para determinar a localização das cargas que corresponde à situação mais desfavorável. Assim, obtém-se a situação representada na figura abaixo, que corresponde a $M_{y,Ed} = 1,22.Q$ e $V_{y,Ed} = 0,4.Q$. Além disso, os deslocamentos máximos também são obtidos para essa posição de carga, respeitando os ELS relativos às flechas verticais (consulte-se a tabela B.22).

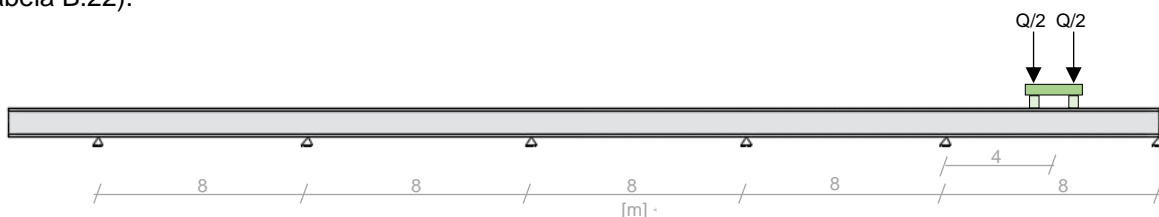


Figura C.8 – Posição de carga condicionante para o dimensionamento das vigas de suporte das pontes.