



INSTITUTO POLITÉCNICO  
DE VIANA DO CASTELO

Juliana Filipa Mendes de Sousa

ESTUDO ECONÓMICO DE PAVILHÕES METÁLICOS  
(*Portal frames vs Pórticos treliçados*)

Mestrado em Engenharia Civil e do Ambiente  
Especialização em Estruturas

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Orientador: Professor Doutor Jorge Moreno Delgado  
Coorientador: Professor Doutor José Miguel de Freitas Castro

Janeiro de 2016



## **MEMBROS DO JÚRI NOMEADOS**

Presidente: Patrício António de Almeida Rocha

Vogal: Joana Maria Martins Rosa Maia de Oliveira Almeida

Vogal: Jorge Moreno Delgado



## **DEDICATÓRIA**

À minha família e amigos.

*The most effective way to do it, is to do it*

Amelia Earhart



## **AGRADECIMENTOS**

É sempre difícil agradecer a todas as pessoas que de alguma forma estiveram sempre ao nosso lado e que sempre nos ajudaram quando as coisas pareciam mais complicadas. Começo por agradecer ao:

Professor Doutor Jorge Delgado e Professor Doutor Miguel Castro, pela muita paciência, orientação, disponibilidade e acima de tudo pelo conhecimento que transmitiram.

À empresa Metaloviana S.A., por me abrir as portas e ter proporcionado boas condições de trabalho, pelo conhecimento partilhado e em particular ao Engenheiro André Neiva, o meu muito obrigado pela enorme paciência e pela disponibilidade e ajuda fornecida.

Ao Engenheiro Carlos Ribeiro por toda a ajuda prestada, desmesurada disponibilidade e pela transmissão de conhecimento que em muito ajudou à execução desta dissertação.

Aos colegas Engenheiros Carlos Viana, Ricardo Viana e Telmo Matos por todo o companheirismo que tiveram e ajuda dispensada.

À minha família e amigos pelo apoio incondicional.

Deixo a todos o meu profundo agradecimento!





## RESUMO

A presente dissertação tem como principal objetivo a análise e comparação económica de diferentes tipos de pavilhões industriais metálicos de um piso e quais os parâmetros para se proporem soluções mais económicas no futuro. Entre esses parâmetros avaliados encontram-se a largura do pavilhão, o afastamento entre pórticos e o tipo de construção do mesmo. Foi também avaliada a influência do tamanho dos esquadros de reforço da cumeeira na deformada da cobertura, em que os resultados sugerem que apenas para a largura de vinte metros ou inferior, o comprimento dos reforços é muito favorável quando superior a dez por cento do comprimento de uma vertente.

Numa primeira fase é apresentado o cálculo das ações consideradas no dimensionamento e é também apresentado as combinações de ações utilizadas.

Numa segunda fase com auxílio de um programa de cálculo automático (*Robot Structural Analysis* da Autodesk), é realizada a modelação dos diversos pavilhões, onde se valida os resultados obtidos pelo programa com o cálculo manual utilizando as expressões indicadas na Norma NP EN 1993-1-1. Nesta mesma fase também se teve em conta a influência ou não dos efeitos de segunda ordem, como se poderá comprovar os efeitos de segunda ordem têm reduzida significância no cálculo de pavilhões industriais metálicos.

Numa terceira fase é realizada a comparação económica entre as diversas soluções, onde os resultados sugerem que a partir de larguras de trinta metros, os pavilhões tornam-se mais económicos quando se tratam de pórticos treliçados em relação aos *portal frames*.

**Palavras-chave:** EC3, Estruturas metálicas, Pavilhões metálicos industriais, *Portal frames*, Pórticos treliçados, *Robot Structural Analysis*.



## **ABSTRACT**

The main objective of this thesis is the analysis and economic comparison of different kinds of one floor industrial steel pavilions and the identification of which geometric parameters can be more adequate for more economical solutions in the future. For the parameters economic influence evaluation we selected the width of the pavilion, the spacing between the frames and the type of construction. Was also evaluated the influence of the length of the apex haunch in the deflection of the rafter, where the results suggest that only for the pavilion width of twenty meters or less, the length of the apex haunch is very favourable when greater than ten percent of the length of a shed.

In a first phase is presented the calculation of the actions considered in the design and it is also presented the combinations of actions used in this dissertation.

In a second phase with the help of a computer program (Autodesk Robot Structural Analysis), is performed the modelling of the different pavilions, and the achieved results with the program application, were validated with a manual with verification of the main results using the expressions indicated in the Norm NP EN 1993-1 -1. In this same phase the influence or not of the second-order effects was also analysed, and as will be showed it is possible to concluded the second-order effects have reduced significance in the calculation of industrial steel pavilions.

In a third phase is performed the economic comparison between the different solutions designed, and the main results will be presented. Based on the achieved results, suggestions for more adequate choices between pavilions with treating trusses and portal frames will be made.

**Keywords:** EC3, Steel structures, Industrial steel pavilions, Portal frames, Trusses, Robot Structural Analysis.



## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>Introdução.....</b>	<b>1</b>
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.2.1	Organização da dissertação.....	3
<b>2</b>	<b>Pavilhões industriais metálicos de um piso .....</b>	<b>5</b>
2.1	Introdução.....	5
2.2	Tipos de estruturas.....	5
2.2.1	Pórticos rígidos .....	6
2.2.1.1	Portal frames.....	6
2.2.1.2	Pórticos treliçados.....	8
2.2.2	Pórticos de vigas simplesmente apoiadas .....	9
2.2.3	Pórticos de vigas suportados por cabos.....	9
2.2.4	Pórticos em forma de arco.....	10
<b>3</b>	<b>Ações a considerar no dimensionamento.....</b>	<b>11</b>
3.1	Introdução.....	11
3.2	Quantificação de ações .....	11
3.2.1	Ações permanentes.....	11
3.2.2	Ações variáveis.....	11
3.2.2.1	Sobrecarga.....	12
3.2.2.2	Ação da neve .....	12
3.2.2.3	Ação do vento .....	16
3.2.3	Ações acidentais.....	24
<b>4</b>	<b>Princípios para o dimensionamento em relação aos estados limites.....</b>	<b>25</b>
4.1	Introdução.....	25
4.2	Estados limites últimos.....	25
4.2.1	Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental) .....	26

4.3	Estados limites de utilização/serviço .....	27
4.3.1	Combinação característica .....	28
4.3.2	Combinação frequente.....	28
4.3.3	Combinação quase-permanente .....	29
4.4	Limites de deslocamentos .....	29
4.4.1	Deslocamento vertical.....	30
4.4.2	Deslocamento horizontal .....	31
<b>5</b>	<b>Análise estrutural e dimensionamento de pórticos metálicos segundo a NP EN 1993-1-1 .....</b>	<b>33</b>
5.1	Análise global .....	33
5.1.1	Análise de primeira ordem .....	33
5.1.1.1	Imperfeições geométricas .....	34
5.1.2	Análise de segunda ordem .....	35
5.2	Estabilidade estrutural .....	36
5.3	Dimensionamento de vigas e pilares .....	37
5.3.1	Classificação de secções .....	37
5.3.2	Estabilidade de elementos submetidos a flexão composta.....	40
<b>6</b>	<b>Descrição dos casos de estudo e parâmetros para o dimensionamento.....</b>	<b>43</b>
6.1	Introdução.....	43
6.2	Estrutura principal.....	44
6.2.1	<i>Portal frames</i> (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40) .....	44
6.2.1.1	Perfis utilizados .....	45
6.2.1.2	Reforços de ligações.....	45
6.2.1.3	Travamento do banzo inferior .....	46
6.2.1.4	Contraventamento.....	46
6.2.2	Pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60) .....	49
6.2.2.1	Perfis utilizados .....	49
6.2.2.2	Treliça principal .....	49
6.2.2.3	Travamento do banzo inferior - treliça secundária .....	51
6.2.2.4	Contraventamento.....	51

6.3	Estrutura secundária .....	53
6.4	Ações consideradas .....	54
6.4.1	Ação permanente .....	54
6.4.2	Ação variável - Sobrecarga .....	54
6.4.3	Ação variável - Neve.....	54
6.4.4	Ação variável - Vento.....	55
6.5	Combinações de ações .....	56
6.5.1	Estado limite último.....	56
6.5.2	Estado limite de utilização/serviço.....	57
6.5.2.1	Deformadas máximas admissíveis .....	57
6.6	Análises efetuadas .....	58
6.6.1	Imperfeições geométricas.....	58
<b>7</b>	<b>Apresentação e discussão de resultados .....</b>	<b>59</b>
7.1	Introdução.....	59
7.2	Apresentação de resultados.....	59
7.2.1	Madres .....	59
7.2.2	<i>Portal frames</i> (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40) .....	60
7.2.2.1	Reforços de ligação .....	61
7.2.3	Pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60) .....	62
7.3	Estudo económico .....	63
7.4	Discussão de resultados .....	68
7.4.1	Madres .....	68
7.4.2	<i>Portal frames</i> (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40) .....	68
7.4.2.1	Reforços de ligação .....	69
7.4.3	Pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60) .....	70
7.4.4	<i>Portal frames</i> vs pórticos treliçados.....	71
<b>8</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>73</b>
8.1	Conclusões.....	73
8.2	Proposta para desenvolvimentos futuros .....	75





## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Simplificação de um pavilhão metálico 3D para formas mais simples (adaptado de Trahair <i>et al.</i> , 2008) .....	5
Figura 2.2 – Esquema de um <i>portal frame</i> de vão simples (adaptado de SECHALO, 2012).....	7
Figura 2.3 – Diagrama de momentos de um pórtico tipo <i>portal frame</i> e esquema 3D de um pavilhão característico com este tipo de pórticos (SECHALO, 2012) .....	7
Figura 2.4 – Vários tipos de <i>portal frame</i> (adaptado de SECHALO, 2012) .....	8
Figura 2.5 – Vários tipos de treliças (SECHALO, 2012) .....	8
Figura 2.6 – Esquema 3D de um pavilhão com pórticos treliçados (Best practice, 2008) .....	9
Figura 2.7 – Diagrama de momentos de um pórtico de vigas simplesmente apoiadas e esquema 3D de um pavilhão característico com este tipo de pórticos (SECHALO, 2012) .....	9
Figura 2.8 – Esquema estrutural de pórticos com vigas suportadas por cabos (SECHALO, 2012) .....	10
Figura 2.9 – Esquema 3D de um pavilhão com pórticos treliçados (Best practice, 2008) ....	10
Figura 2.10 – Esquema estrutural de pórticos em forma de arco (SECHALO, 2012) .....	10
Figura 2.11 – Esquemas 3D de dois tipos de pavilhões em forma de arco (Best practice, 2008).....	10
Figura 3.1 – Zonamento da neve do território nacional (adaptado de NP EN 1991-1-3, 2009).....	13
Figura 3.2 – Coeficiente de forma para a carga de neve - coberturas de duas vertentes (adaptado da Figura 5.3 da NP EN 1991-1-3, 2009) .....	15
Figura 3.3 – Altura de referência $z_e$ em função de $h$ e $b$ e correspondente perfil de pressão dinâmica (adaptado da Figura 7.4 da NP EN 1991-1-4, 2010) .....	18
Figura 3.4 – Zonas em paredes verticais (adaptado da Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4, 2010).....	21
Figura 3.5 – Zonas em coberturas de 2 vertentes (adaptado da Figura 7.8 da NP EN 1991-1-4, 2010) .....	23
Figura 4.1 – Deslocamentos verticais a considerar (Figura NA-I da NP EN 1993-1-1, 2010).....	30
Figura 4.2 – Definição dos deslocamentos horizontais (Figura A1.2 da NP EN 1990, 2009).....	31
Figura 5.1 – Imperfeições globais equivalentes - Inclinação inicial das colunas (Figura 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) .....	34

Figura 5.2 – Efeitos de segunda ordem em estruturas porticadas (Figura 2.2 de Simões, 2007) .....	35
Figura 5.3 – Comportamento de secções à flexão (Figura 2.10 de Simões, 2007) .....	37
Figura 6.1 – Exemplo da geometria genérica para os pórticos <i>portal frames</i> (caso de estudo PF20) .....	44
Figura 6.2 – Perfis laminados a quente de forma IPE, HEA e CHS, respetivamente (imagens adaptadas do site da Polsteel) .....	45
Figura 6.3 – Corte de perfis para reforços (adaptado de Structural Design of Steelwork, 2008) .....	45
Figura 6.4 – Exemplo de reforço na ligação pilar-viga e cumeeira, respetivamente (SECHALO, 2012) .....	46
Figura 6.5 – Travamento lateral e torsional da viga (adaptado de SECHALO, 2012) .....	46
Figura 6.6 – Exemplo do contraventamento aplicado - vista 3D (caso de estudo PF20-6)...	47
Figura 6.7 – Exemplo do contraventamento aplicado - vista 3D (caso de estudo PF30-6)...	47
Figura 6.8 – Exemplo da diferença de perfis aplicados no contraventamento em <i>portal frames</i> - vista em planta (caso de estudo PF20-6).....	48
Figura 6.9 – Exemplo da diferença de perfis aplicados no contraventamento em <i>portal frames</i> - vista em planta (caso de estudo PF30-6).....	48
Figura 6.10 – Geometria genérica para pórticos treliçados (caso de estudo T40) .....	49
Figura 6.11 – Perfis laminados a quente de forma IPE, HEA, SHS e CHS, respetivamente (imagens adaptadas do site da Polsteel) .....	49
Figura 6.12 – Exemplo da geometria da treliça principal (caso de estudo T40-6) .....	50
Figura 6.13 – Exemplo da diferença de perfis aplicados na treliça principal (caso de estudo T40) .....	51
Figura 6.14 – Exemplo da geometria da treliça secundária (caso de estudo T40-6) .....	51
Figura 6.15 – Exemplo do contraventamento aplicado - vista 3D (caso de estudo T40-6) ...	52
Figura 6.16 – Exemplo da diferença de perfis aplicados no contraventamento em pórticos treliçados - vista em planta (caso de estudo T40-6).....	52
Figura 6.17 – Perfis enformados a frio de forma C e Z (imagens retiradas do site da Perfilnorte) .....	53
Figura 6.18 – Exemplo da disposição das madres (caso de estudo PF20).....	53
Figura 6.19 – Exemplo de boas práticas em construção (Designers Guide to Eurocode 3, 2011) .....	53

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 7.1 – Variação do preço por metro quadrado - <i>portal frames</i> .....	64
Gráfico 7.2 – Variação do preço por metro quadrado - pórticos treliçados .....	65
Gráfico 7.3 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total -portal frames .....	66
Gráfico 7.4 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total -pórticos treliçados	67
Gráfico 7.5 – Afastamento mais económico entre <i>portal frames</i> .....	69
Gráfico 7.6 – Afastamento mais económico entre pórticos treliçados .....	70
Gráfico 7.7 – Comparação entre os resultados dos <i>portal frames</i> e pórticos treliçados .....	72



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009) .....	12
Tabela 3.2 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H (Quadro NA-6.10 da NP EN 1991-1-1, 2009) .....	12
Tabela 3.3 – Valores recomendados de $C_e$ para diferentes topografias (Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-3, 2009) .....	14
Tabela 3.4 – Coeficientes de forma para a carga de neve (Quadro 5.2 da NP EN 1991-1-3, 2009) .....	15
Tabela 3.5 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado do Quadro NA-4.1 da NP EN 1991-1-4, 2010 e respetivas imagens retiradas do Anexo A) .....	17
Tabela 3.6 – Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado do Quadro NA.I da NP EN 1991-1-4, 2010) .....	19
Tabela 3.7 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (adaptado do Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4, 2010) .....	22
Tabela 3.8 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de 2 vertentes (adaptado do Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4, 2010) .....	23
Tabela 3.9 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de 2 vertentes (adaptado do Quadro 7.4b da NP EN 1991-1-4, 2010) .....	24
Tabela 4.1 – Valores recomendados para os coeficientes $\psi$ para edifícios (adaptado do Quadro A1.1 da NP EN 1990, 2009) .....	26
Tabela 4.2 – Valores de cálculo das ações (adaptado do Quadro NA-A1.2(B) da NP EN 1990, 2009) .....	27
Tabela 4.3 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Quadro NA-I da NP EN 1993-1-1, 2010) .....	31
Tabela 4.4 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos horizontais (adaptado da NP EN 1993-1-1, 2010) .....	32
Tabela 5.1 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010) .....	38
Tabela 6.1 – Parâmetros definidos para os casos de estudo .....	43
Tabela 6.2 – Definição dos casos de estudo .....	44
Tabela 6.3 – Ação da neve .....	54

---

Tabela 6.4 – Ação do vento - direção $\Theta=0^\circ$ .....	55
Tabela 6.5 – Ação do vento - direção $\Theta=90^\circ$ .....	56
Tabela 6.6 – Combinações de ações para o Estado limite último .....	56
Tabela 6.7 – Combinações (características) de ações para o Estado limite de utilização/serviço.....	57
Tabela 6.8 – Deformadas máximas admissíveis para o Estado limite de utilização/serviço .	57
Tabela 7.1 – Dimensionamento das secções das madres .....	59
Tabela 7.2 – Dimensionamento dos <i>portal frames</i> - elementos estruturais .....	60
Tabela 7.3 – Dimensionamento dos <i>portal frames</i> - deslocamento máximo obtido .....	61
Tabela 7.4 – Dimensionamento dos <i>portal frames</i> - reforços de ligação .....	61
Tabela 7.5 – Dimensionamento dos pórticos treliçados - elementos estruturais .....	62
Tabela 7.6 – Dimensionamento dos pórticos treliçados - deslocamento máximo obtido .....	62
Tabela 7.7 – Custos adotados .....	63
Tabela 7.8 – Estimativa do custo total - <i>portal frames</i> .....	64
Tabela 7.9 – Estimativa do custo total - pórticos treliçados .....	65
Tabela 7.10 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total - <i>portal frames</i> .....	66
Tabela 7.11 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total - pórticos treliçados .....	67
Tabela 7.12 – Afastamento mais económico entre <i>portal frames</i> .....	68
Tabela 7.13 – Afastamento mais económico entre pórticos treliçados.....	70
Tabela 7.14 – Comparação entre os resultados dos <i>portal frames</i> e pórticos treliçados (40 metros) .....	71
Tabela 7.15 – Acréscimo de três cenários para os casos de estudo .....	71
Tabela 7.16 – Comparação entre os resultados dos <i>portal frames</i> e pórticos treliçados.....	72

## SIMBOLOGIA

### Capítulo 3

$Q_k$	Valor característico de uma carga concentrada variável [kN]
$q_k$	Valor característico de uma carga uniformemente distribuída sobre uma linha ou superfície [kN/m <sup>2</sup> ]
$C_e$	Coeficiente de exposição
$C_t$	Coeficiente térmico
$C_z$	Coeficiente dependente da zona
$H$	Altitude do local [m]
$Z$	Zonamento do território nacional
$h$	Altura da construção [m]
$s$	Carga da neve na cobertura [kN/m <sup>2</sup> ]
$s_k$	Valor característico da carga da neve ao nível do solo no local considerado [kN/m <sup>2</sup> ]
$\alpha$	Inclinação da vertente da cobertura, medida em relação à horizontal [°]
$\gamma$	Peso volúmico da neve [kN/m <sup>3</sup> ]
$\mu$	Coeficiente de forma para a carga da neve
$A$	Área [m <sup>2</sup> ]
$I_v$	Intensidade de turbulência
$b$	Largura da construção - comprimento da superfície perpendicular à direção do vento, salvo indicação em contrário [m]
$c_{dir}$	Coeficiente de direção
$c_e$	Coeficiente de exposição
$c_{pe}$	Coeficiente de pressão exterior
$c_{pe,1}$	Coeficiente (local) de pressão exterior para uma superfície carregada de 1 m <sup>2</sup>
$c_{pe,10}$	Coeficiente (global) de pressão exterior para uma superfície carregada de 10 m <sup>2</sup>
$c_{pi}$	Coeficiente de pressão interior
$c_r$	Coeficiente de rugosidade

$c_o$	Coeficiente de orografia
$c_s$	Coeficiente de dimensão
$c_{season}$	Coeficiente de sazão
$d$	Profundidade da construção - comprimento da superfície paralela à direção do vento, salvo indicação em contrário [m]
$e$	Excentricidade de uma força ou distância ao bordo [m]
$h$	Altura acima do solo [m]
$k_l$	Coeficiente de turbulência
$k_r$	Coeficiente de terreno
$q_b$	Pressão dinâmica de referência [ $\text{kN/m}^2$ ]
$q_p$	Pressão dinâmica de pico [ $\text{kN/m}^2$ ]
$v_b$	Valor de referência da velocidade do vento [m/s]
$v_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento [m/s]
$v_m$	Velocidade média do vento [m/s]
$z$	Altura acima do solo [m]
$z_0$	Comprimento de rugosidade [m]
$z_e$	Altura de referência para a pressão exterior exercida pelo vento [m]
$z_i$	Altura de referência para a pressão interior exercida pelo vento [m]
$z_{min}$	Altura mínima [m]
$z_{max}$	Altura máxima [m]
$\alpha$	Inclinação da vertente da cobertura, medida em relação à horizontal [°]
$\theta$	Ângulo de torção; Direção do vento [°]
$\rho$	Massa volúmica do ar [ $\text{kN/m}^3$ ]

#### Capítulo 4

$E$	Efeito de uma ação
$E_d$	Valor de cálculo do efeito das ações
$G$	Ação permanente
$G_{k,j}$	Valor característico da ação permanente $j$
$G_{k,j,inf}$	Valor característico inferior da ação o permanente $j$
$G_{k,j,sup}$	Valor característico superior da ação permanente $j$



$H$	Altura da estrutura [m]
$H_i$	Altura da coluna ou do piso [m]
$L$	Comprimento de um elemento [m]
$P$	Valor representativo de uma ação de pré-esforço
$Q$	Ação variável
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável de base da combinação 1
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável acompanhante $i$
$u$	Deslocamento horizontal global à altura $H$ do edifício
$u_i$	Deslocamento horizontal à altura $H_i$ de um piso
$\gamma_F$	Coefficiente parcial relativo às ações, que também cobre incertezas de modelação e desvio nas dimensões
$\gamma_{G,j}$	Coefficiente parcial relativo à ação permanente $j$
$\gamma_{Gj,inf}$	Coefficiente parcial relativo à ação permanente $j$ a utilizar na determinação dos valores de cálculo inferiores
$\gamma_{Gj,sup}$	Coefficiente parcial relativo à ação permanente $j$ a utilizar na determinação dos valores de cálculo superiores
$\gamma_P$	Coefficiente parcial relativo às ações de pré-esforço
$\gamma_{Q,1}$	Coefficiente parcial relativo a ações variáveis da combinação 1
$\gamma_{Q,i}$	Coefficiente parcial relativo a ações variáveis de uma ação variável $i$
$\Psi_0$	Coefficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável
$\Psi_1$	Coefficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável
$\Psi_2$	Coefficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável
$\delta$	Deslocamento vertical de um elemento estrutural
$\delta_{max}$	Flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;
$\delta_0$	Contra flecha da viga no estado não carregado
$\delta_1$	Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação
$\delta_2$	Variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das restantes ações variáveis

## Capítulo 5

$F_{cr}$	Valor crítico da carga associado 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

$N_{ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante [kN]
$N_{Rk}$	Valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante [kN]
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y [kN.m]
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z [kN.m]
$M_{y,Rk}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y [kN.m]
$M_{z,Rk}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z-z [kN.m]
$h$	Altura da estrutura [m]
$k_{yy}$	Fator de interação
$k_{yz}$	Fator de interação
$k_{zy}$	Fator de interação
$k_{zz}$	Fator de interação
$m$	Número de colunas num alinhamento [un]
$\alpha_{cr}$	Fator pelo qual as ações de cálculo teriam que ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global
$\alpha_h$	Coeficiente de redução para tomar em consideração a altura $h$ do pórtico
$\alpha_m$	Coeficiente de redução para tomar em consideração o número de colunas num alinhamento
$\varepsilon$	Fator que depende de $f_y$
$\gamma_{M0}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
$\gamma_{M1}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento
$\gamma_{M2}$	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação
$\phi_0$	Valor de base da imperfeição inicial global associada à falta de verticalidade
$\chi_{LT}$	Coeficiente de redução para a encurvadura lateral
$\chi_y$	Coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y
$\chi_z$	Coeficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento

O aço é sinónimo de modernidade, pois reúne elevada resistência à tração, elevado módulo de elasticidade e boa ductilidade, possibilitando a inovação e versatilidade de formas extravagantes que tanto atraem arquitetos como engenheiros.

O sucesso do aço é a sua elevada resistência aliada ao seu baixo peso quando comparado com o material betão. O aço permite a construção de estruturas num menor tempo devido à sua pré-fabricação, bem como um menor grau de erro de construção. O uso do aço permite ter um baixo peso estrutural, menor dimensão dos elementos estruturais (em relação ao betão por exemplo), rapidez de construção, uso adaptável e flexível aliado a uma solução sustentável. (SECHALO, 2012).

O aço é, no essencial, constituído por uma liga de ferro e carbono, e as suas propriedades podem ser aperfeiçoadas com a adição de outros elementos no processo de fabricação. Mais de 75% dos aços utilizados hoje em dia ainda não existiam a vinte anos atrás, ([www.worldsteel.org](http://www.worldsteel.org)).

É também um material de fácil reutilização e reciclagem sendo por isso um material sustentável a nível ambiental.

Na Europa, o aço é de longe o material mais usado como base industrial ([www.eurofer.org](http://www.eurofer.org)), sendo a União Europeia o segundo maior produtor de aço do mundo, apenas ultrapassado pela China. (<http://ec.europa.eu>). Em 2012 foram produzidos 170 milhões de toneladas de aço na União Europeia, sendo o sector da construção o que mais o utiliza, com valores de 35% para o ano de 2010 ([www.eurofer.org](http://www.eurofer.org)). Em Portugal foram produzidos 7,5 mil toneladas de aço em 2013 ([www.apf.com.pt](http://www.apf.com.pt)).

Em Portugal, assiste-se a uma crescente expansão do sector metalúrgico e metalomecânico, sendo este impulsionado pela exportação dos próprios sectores bem como pela própria construção metálica em Portugal.

Pelo décimo sexto mês consecutivo, maio de 2015 registou um crescimento de exportações do sector metalúrgico e metalomecânico, registando um valor superior a mil e trezentos milhões de euros ([www.aimmap.pt](http://www.aimmap.pt)).

A diversidade de aplicações do aço faz dele um tema de bastante interesse.

## 1.2 Objetivos

Uma das questões mais pertinentes em todo o mercado de trabalho é como poupar e rentabilizar melhor o tempo. Em gabinete muitas vezes esta economia de tempo é realizada em fase de projeto, sendo imperativo que os gabinetes tenham um método de trabalho bem definido e bem planeado para a escolha de soluções construtivas. Como na maior parte dos gabinetes não existe disponibilidade para a elaboração de estudos que permitam determinar qual a melhor solução a adotar num dado projeto, é comum utilizar-se o método que sempre se utilizou e que se sabe que funciona.

Tentando responder a algumas destas questões e numa colaboração com a Metaloviana - Metalúrgica de Viana S.A., uma empresa consolidada no mercado há 33 anos com sede na Zona Industrial de Neiva na cidade de Viana do Castelo, foram colocadas algumas questões relacionadas com a construção de pavilhões metálicos de pórticos rígidos (*portal frames* e pórticos treliçados) que se gostariam de ver respondidas, nomeadamente:

- Existe um afastamento de pórticos mais económico? É compensatório ter pórticos mais próximos e mais leves ou pórticos mais afastados e mais robustos?
- A partir de que largura é um pavilhão mais económico para construção em pórticos treliçados em vez de *portal frames*?

Para se responder a estas questões, acordou-se com a empresa os seguintes parâmetros de estudo e de variação a considerar no presente estudo:

- Localização dos pavilhões: Concelho de Viana do Castelo:
  - Categoria do terreno: Tipo II;
  - Altitude: 200 metros.
- Condição dos apoios: Articulados;
- Classe de aço: S 275 JR (EN 10025-2);
- Inclinação da cobertura: 7% ( $\approx 4^\circ$ );
- Altura dos pilares: 7 metros;
- Vãos dos pavilhões:
  - 20 metros;
  - 30 metros;
  - 35 metros;
  - 40 metros;
  - 50 metros;
  - 60 metros.

- Afastamento entre pórticos para cada vão pré-definido:
  - 6 metros;
  - 7 metros;
  - 8 metros.
- Comprimento do pavilhão: Aproximadamente três vezes o seu vão, mantendo sempre o afastamento entre pórticos anteriormente referido;
- Ações a considerar:
  - Revestimento (fachada e cobertura):  $0.30 \text{ kN/m}^2$ ;
  - Iluminação (cobertura):  $0.05 \text{ kN/m}^2$ ;
  - Sobrecarga: A calcular por Normas Europeias;
  - Neve: A calcular por Normas Europeias;
  - Vento: A calcular por Normas Europeias.

Foi efetuada uma avaliação para pórticos do tipo *portal frame* para as larguras de 20, 30, 35 e 40 metros, e uma avaliação para pórticos treliçados para as larguras 40, 50 e 60 metros.

Para simplificação do modelo de cálculo não se consideraram platibandas. Não se contabilizou o custo do painel sandwich do revestimento e o transporte dos elementos para obra na análise económica.

Assim sendo, o objetivo principal desta dissertação foi o de responder a estas questões através de um estudo económico e comparativo com base em diferentes construções, *portal frames* e pórticos treliçados, para diferentes tipos de pavilhões industriais metálicos com variação do vão e afastamento entre pórticos.

### 1.2.1 Organização da dissertação

Esta dissertação está dividida em oito capítulos.

No primeiro capítulo é apresentada a introdução, o âmbito, os aspetos gerais e objetivos do trabalho bem como uma curta apresentação da empresa onde se realizou o estágio.

No segundo capítulo faz-se uma breve descrição e apresentação de edifícios metálicos e as suas diversas tipologias seguindo o relatório do projeto europeu SECHALO desenvolvido em colaboração com a empresa *Arcelor Mittal* para a União Europeia.

No terceiro capítulo são apresentadas as ações a considerar no dimensionamento e a respetiva regulamentação europeia que as rege. É feita uma distinção entre os vários tipos

de ações que atuam na estrutura, que são a sobrecarga, neve e vento, fazendo uma sucinta apresentação dos cálculos e parâmetros necessários para o cálculo das mesmas.

No quarto capítulo apresentam-se os princípios elementares para o dimensionamento em relação aos estados limites. Apresentam-se quais os estados limites obrigatórios a ter em conta no dimensionamento e todas as combinações de ações ligadas a cada estado limite. Apresentam-se também os deslocamentos máximos admitidos pela regulamentação em estados limites de serviço.

No quinto capítulo apresentam-se os conceitos fundamentais na análise e dimensionamento de estruturas metálicas, começando-se por fazer a distinção entre análise de primeira e segunda ordem. Faz-se a diferenciação entre as classificações de secções transversais e por fim apresenta-se o método geral para o cálculo da estabilidade de elementos submetidos à flexão composta.

No sexto capítulo é realizada a descrição detalhada dos casos de estudo e os parâmetros para o dimensionamento. Neste capítulo apresentam-se todas as considerações tomadas, bem como é mostrada a geometria genérica dos pavilhões e considerações sobre os travamentos dos banzos inferiores da viga, bem como os tipos de reforços de ligação utilizados e tipos de secções transversais utilizadas para cada caso de estudo. São também apresentados os valores reais das ações que se teve em conta bem como as combinações de ações usadas para cada estado limite e os deslocamentos máximos admitidas para cada caso de estudo.

No sétimo capítulo é feita a apresentação dos resultados obtidos e também uma análise crítica dos mesmos. Neste capítulo também se apresenta o estudo económico realizado, bem como a comparação entre *portal frames* e pórticos treliçados, que é o principal objetivo desta dissertação.

No oitavo e último capítulo, apresentam-se as conclusões dos capítulos antecedentes, incluindo-se comentários aos resultados obtidos e encerra-se com propostas para desenvolvimentos futuros.

## 2 PAVILHÕES INDUSTRIAIS METÁLICOS DE UM PISO

### 2.1 Introdução

Os pavilhões metálicos são usados principalmente para uso industrial, comercial, agrícola e armazenamento e são usualmente de um piso com um, ou múltiplos vãos. Para estes tipos de estrutura, o espaço amplo interior é um requisito obrigatório, pelo que os pilares interiores devem ser reduzidos ao mínimo possível. Para estruturas com o intento de armazenamento e/ou produção, a economia é o fator fundamental a ter em conta, enquanto para estruturas destinadas à exposição ou espaços para desportos, a arquitetura já tem uma influência considerável.

### 2.2 Tipos de estruturas

Numa configuração clássica de pavilhões metálicos, os pilares e vigas suportam as madres de fachada e de cobertura, e estas por sua vez, suportam o revestimento de fachada e de cobertura. Por sua vez, o revestimento transmite às madres as ações que se convertem em forças e são transferidas às vigas e pilares, que estes últimos transmitem às fundações. O contraventamento do pavilhão garante a estabilidade devido às ações horizontais.

A Figura 2.1 apresenta um esquema estrutural 3D típico de um edifício metálico, com a simplificação para elementos mais simples.

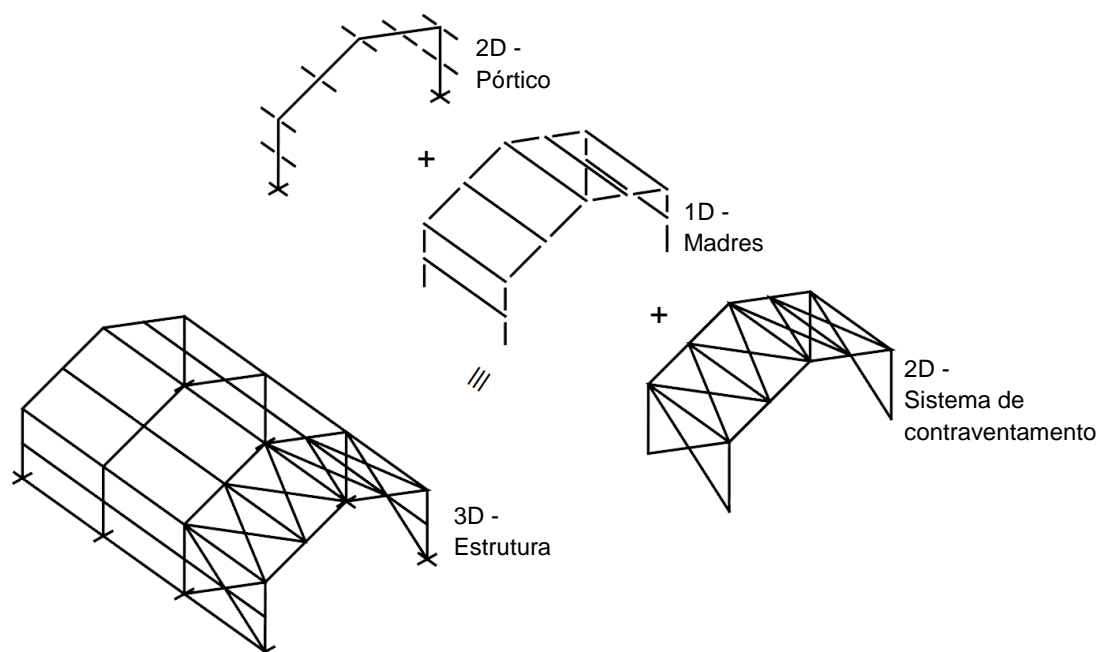


Figura 2.1 – Simplificação de um pavilhão metálico 3D para formas mais simples (adaptado de Trahair *et al.*, 2008)

Segundo o relatório do projeto SECHALO (2012), financiado pela União Europeia, os pavilhões industriais metálicos podem ser divididos em quatro tipos de pórticos:

- Pórticos rígidos:
  - *Portal frames*;
  - Pórticos treliçados.
- Pórticos de vigas simplesmente apoiadas;
- Pórticos de vigas suportados por cabos;
- Pórticos em forma de arco.

### **2.2.1 Pórticos rígidos**

Os pórticos rígidos são compostos por ligações rígidas entre as vigas e pilares ou então entre as treliças e os pilares. Este tipo de ligações rígidas permite a transmissão do momento fletor, o que aumenta a capacidade resistente da estrutura quando comparada com um pórtico com vigas simplesmente apoiadas. Este tipo de estrutura também resiste melhor à ação do vento nas fachadas pelo que o sistema de contraventamento é mais reduzido do que a solução de pórticos de vigas simplesmente apoiadas.

Os pórticos rígidos podem ser divididos em duas categorias:

- *Portal frames*;
- Pórticos treliçados.

É sobre estes dois modelos de pórticos que o estudo apresentado nesta dissertação incidirá.

#### **2.2.1.1 Portal frames**

Os *portal frames* são estruturas compostas por pilares e vigas inclinadas, usando tipicamente perfis laminados a quente de secção tipo I. Este tipo de pórticos são dos mais usados na construção de pavilhões industriais metálicos, sendo as suas principais características:

- Vãos compreendidos entre 15 e 50 metros (sendo os vãos entre os 25 e 35 metros os mais eficientes);
- Altura dos pilares entre 5 e 10 metros (sendo 7,50 metros a altura mais utilizada);
- Inclinação da cobertura entre os 5° e 10° (sendo a inclinação de 6° mais utilizada);
- Espaçamento entre pórticos entre 5 e 8 metros (usando o maior afastamento para os vãos maiores);



- Classe do aço mais usual S235 ou S275;
- Utilização de reforços na ligação pilar-viga para aumentar a resistência à flexão da viga e facilitar uma ligação aparafusada ao pilar;
- Utilização de reforço na cumeeira para resistência da mesma e facilitar uma ligação aparafusada.

A Figura 2.2 apresenta um esquema típico de um *portal frame* de vão simples com as respetivas legendas e a Figura 2.3 apresenta o esquema estrutural deste tipo de pórticos e um pórtico 3D.

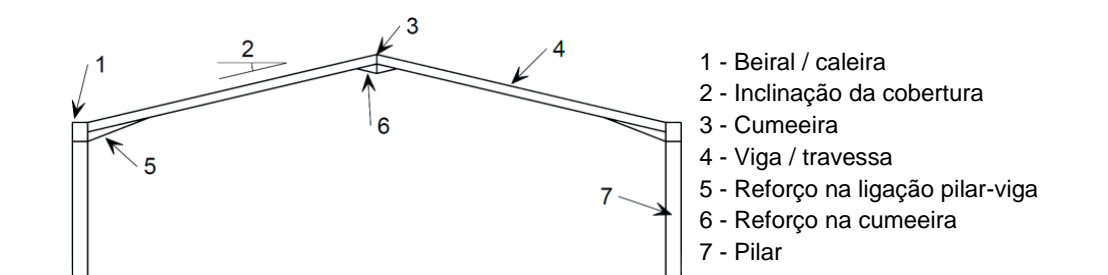


Figura 2.2 – Esquema de um *portal frame* de vão simples (adaptado de SECHALO, 2012)

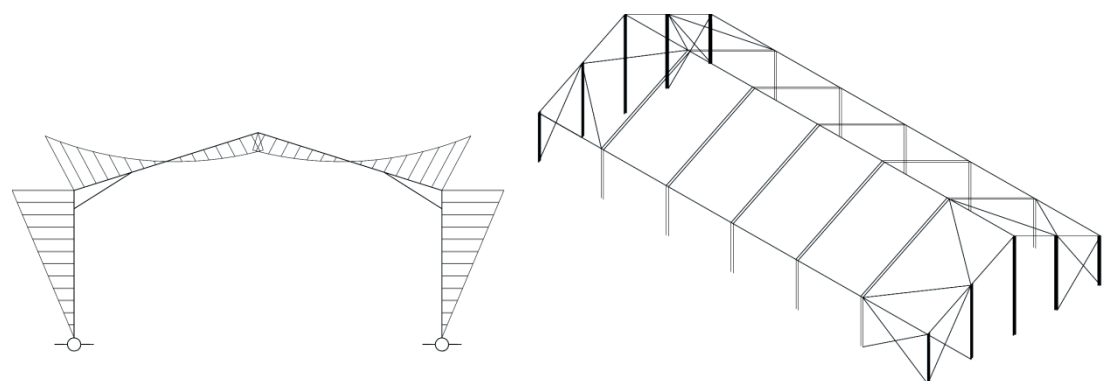
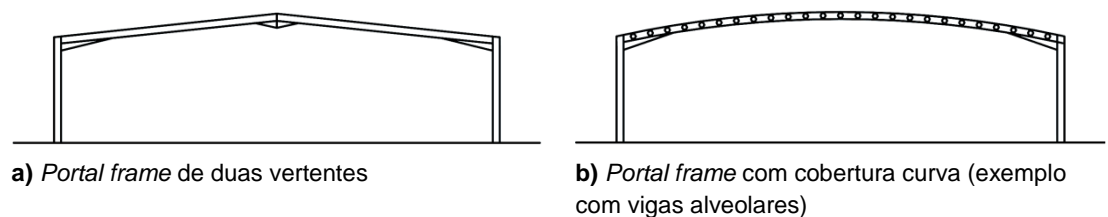


Figura 2.3 – Diagrama de momentos de um pórtico tipo *portal frame* e esquema 3D de um pavilhão característico com este tipo de pórticos (SECHALO, 2012)

Os *portal frames* são bastante utilizados porque combinam eficiência estrutural com uma forma funcional. Há várias configurações de pórticos e todas usam o mesmo conceito estrutural, como apresentado na Figura 2.4.



a) *Portal frame* de duas vertentes

b) *Portal frame* com cobertura curva (exemplo com vigas alveolares)

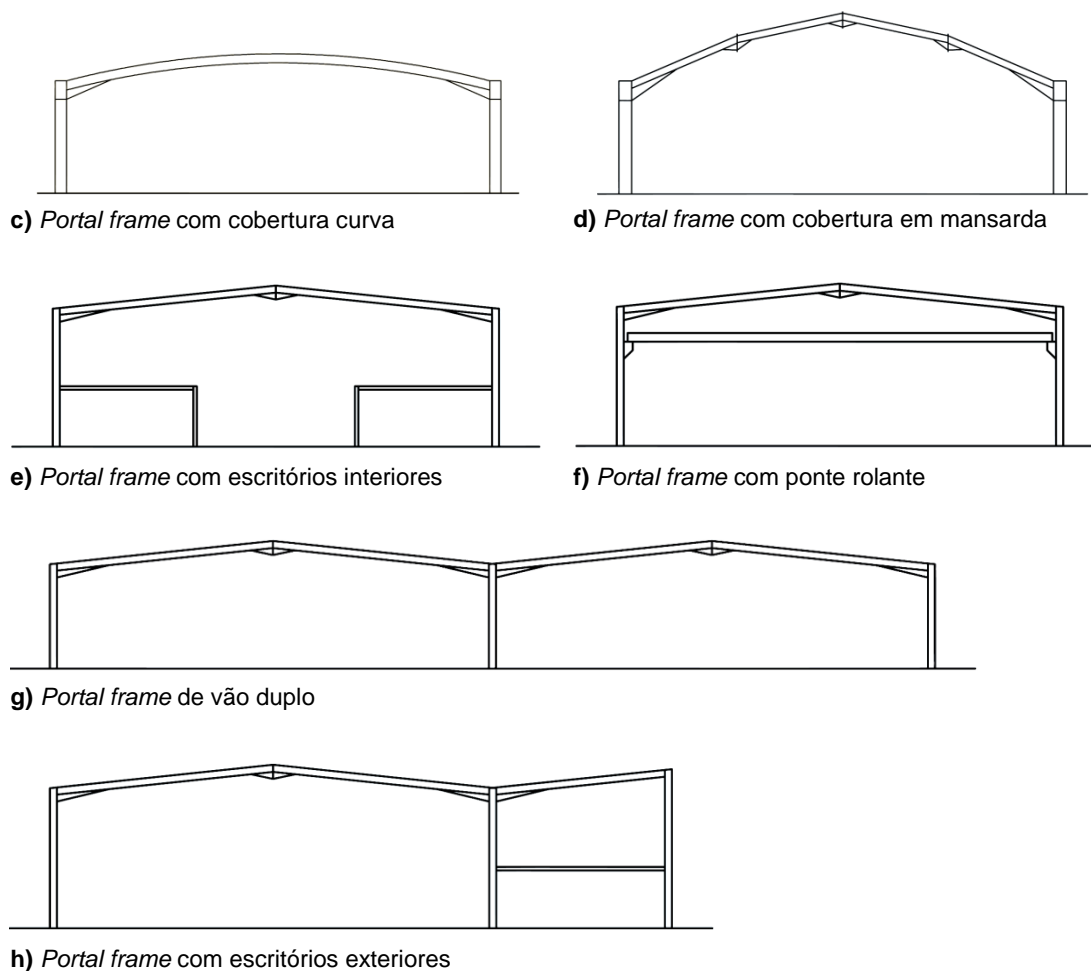


Figura 2.4 – Vários tipos de *portal frame* (adaptado de SECHALO, 2012)

### 2.2.1.2 Pórticos treliçados

Os pórticos treliçados são a solução mais adotada quando se pretende vencer vãos superiores a 50 metros e até aos 100 metros. São também a escolha quando as cargas na cobertura são bastantes significativas.

Na Figura 2.5 apresentam-se os tipos mais comuns de treliças para edifícios de um piso e na Figura 2.6 um esquema 3D de um pavilhão com pórticos treliçados nas vigas e pilares.

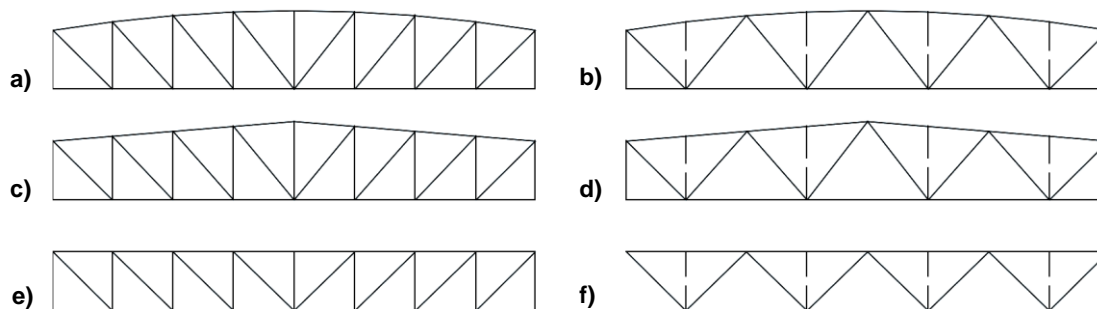


Figura 2.5 – Vários tipos de treliças (SECHALO, 2012)

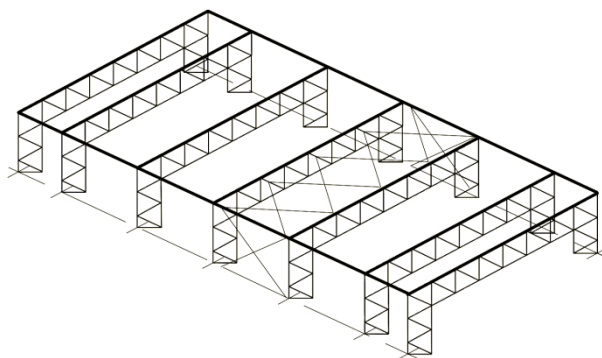


Figura 2.6 – Esquema 3D de um pavilhão com pórticos treliçados (Best practice, 2008)

### 2.2.2 Pórticos de vigas simplesmente apoiadas

Os pórticos de vigas simplesmente apoiadas são pórticos onde as vigas estão apoiadas nos pilares através de apoios fixos ou flexíveis. Estes pórticos necessitam de um sistema de contraventamento na cobertura e fachadas para transferir as forças horizontais provocadas pelo vento para as fachadas e fundações, respetivamente.

A Figura 2.7 apresenta o esquema estrutural deste tipo de pórticos.

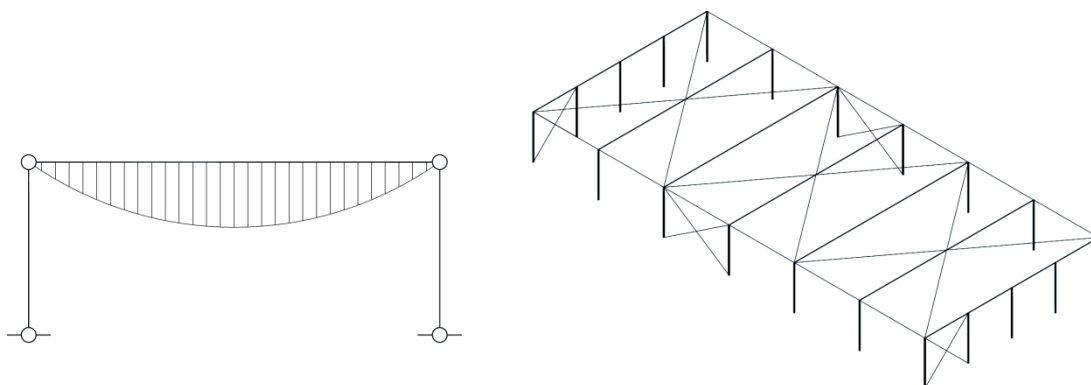


Figura 2.7 – Diagrama de momentos de um pórtico de vigas simplesmente apoiadas e esquema 3D de um pavilhão característico com este tipo de pórticos (SECHALO, 2012)

### 2.2.3 Pórticos de vigas suportados por cabos

Em estruturas atirantadas, os membros à tração (cabos de aço ou bielas) são concebidos para dar suporte aos elementos estruturais tais como vigas, o que permite que esses elementos sejam de dimensão reduzida. Os cabos de aço ou bielas são suportados por pilares ou mastros e estes elementos necessitam de ser ancorados ou sustidos com outros cabos de aço ou bielas. Estas estruturas são mais económicas para vãos entre os 30 e 90 metros.

A Figura 2.8 apresenta vários tipos de pórticos de vigas suportadas por cabos e a Figura 2.9 um esquema 3D de um pavilhão rígido com vigas treliçadas suportadas por cabos.

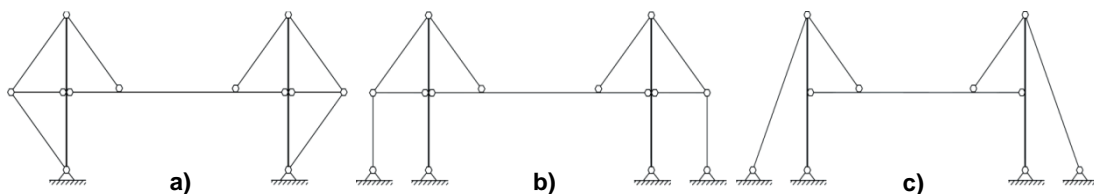


Figura 2.8 – Esquema estrutural de pórticos com vigas suportadas por cabos (SECHALO, 2012)

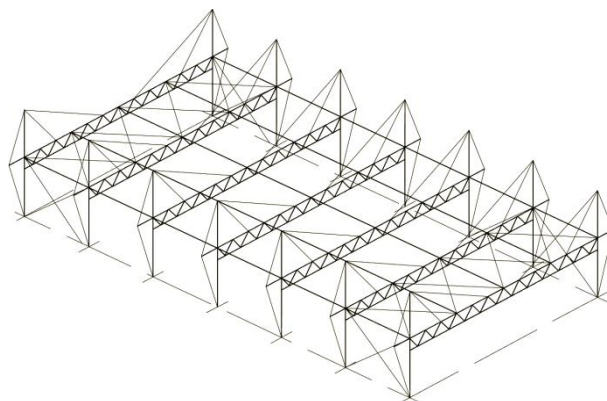


Figura 2.9 – Esquema 3D de um pavilhão com pórticos treliçados (Best practice, 2008)

## 2.2.4 Pórticos em forma de arco

Os pórticos em forma de arco podem ter a forma parabólica ou forma circular. Este tipo de pórticos é principalmente solicitado por esforços de compressão, sendo estes esforços resistido pelas fundações ou pela ligação de tirantes entre as fundações.

Na Figura 2.10 pode-se visualizar estes dois tipos de pórticos e na Figura 2.11 é visível dois esquemas 3D de pavilhões em forma de arco.

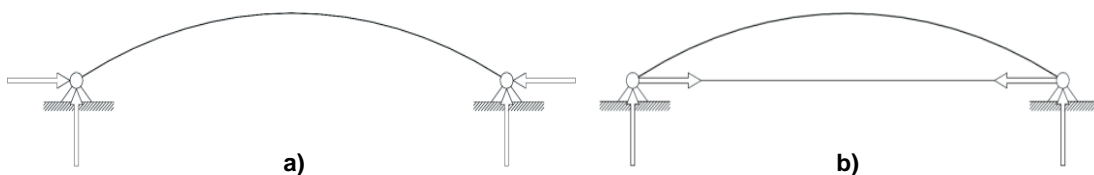


Figura 2.10 – Esquema estrutural de pórticos em forma de arco (SECHALO, 2012)

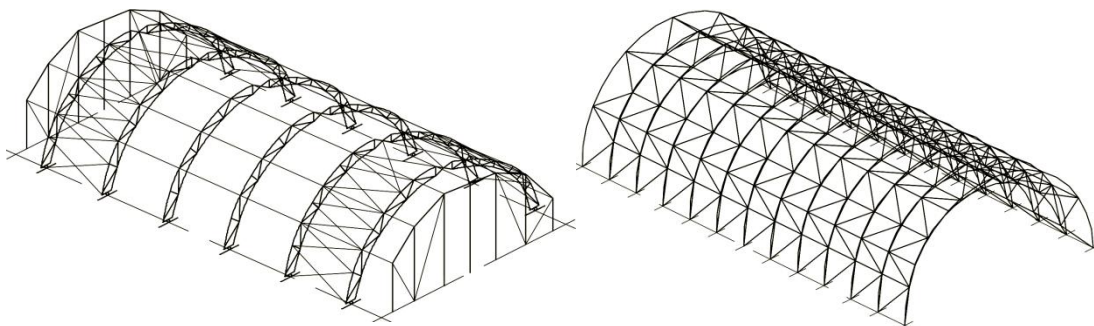


Figura 2.11 – Esquemas 3D de dois tipos de pavilhões em forma de arco (Best practice, 2008)

## **3 AÇÕES A CONSIDERAR NO DIMENSIONAMENTO**

### **3.1 Introdução**

De uma forma geral as ações a considerar no dimensionamento de pavilhões metálicos industriais são as sobrecargas, a ação da neve, a ação do vento e as ações térmicas previstas na Norma NP EN 1991 (CENEN, 2009).

### **3.2 Quantificação de ações**

Neste trabalho a quantificação das ações foi efetuada tendo por base a regulamentação europeia em vigor. Para servirem de base à sua quantificação e às regras de combinações, as ações são classificadas como ações permanentes, ações variáveis e ações de acidente (CENEN, 2009 e RSA, 1983).

#### **3.2.1 Ações permanentes**

As ações permanentes são aquelas que assumem valores constantes, ou com uma pequena variação em torno do seu valor médio, durante toda ou praticamente toda a vida da estrutura (RSA, 1983). Considera-se ações permanentes, o peso próprio:

- Estrutura (elementos estruturais tais como pilares, vigas, etc.);
- Elementos secundários não estruturais, tais como madres de fachada e de cobertura;
- Revestimentos de fachada e cobertura;
- Iluminação;
- AVAC's (aquecimento, ventilação e ar condicionado).

#### **3.2.2 Ações variáveis**

As ações variáveis são aquelas que assumem valores com variação significativa em torno do seu valor médio durante a vida da estrutura (RSA, 1983). Considera-se ações variáveis:

- Sobrecarga de utilização (pavimentos, coberturas, etc.);
- Ação da neve;
- Ação do vento;
- Ação térmica.

### 3.2.2.1 Sobrecarga

A determinação da ação de sobrecarga foi realizada segundo a Norma NP EN 1991-1-1 (CENEN, 2009). Como todos os pavilhões analisados só têm um piso, a única sobrecarga de utilização a determinar será somente a da cobertura. A escolha na categoria da mesma recai na categoria H (coberturas não acessíveis), conforme o Quadro 6.9 da Norma referida, como é visível na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Categorias de coberturas (Quadro 6.9 da NP EN 1991-1-1, 2009)

<b>Categoria</b>	<b>Utilização específica</b>
<i>H</i>	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes.
<i>I</i>	Coberturas acessíveis com utilização definidas nas Categorias A e G.
<i>K</i>	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros.

Os valores adotados serão os que se apresentam na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H (Quadro NA-6.10 da NP EN 1991-1-1, 2009)

<b>Cobertura</b>	<b><math>q_k^*</math> [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b><math>Q_k^*</math> [kN]</b>
<i>Categoria H</i>	0.40	1.00

**NOTA:** A sobrecarga uniformemente distribuída  $q_k$  pode atuar em toda ou em parte da área da cobertura.

\*  $q_k$  e  $Q_k$  não atuam em simultâneo.

### 3.2.2.2 Ação da neve

A determinação da ação da neve foi realizada segundo a Norma NP EN 1991-1-3 (CENEN, 2009).

A ação da neve é classificada como ação variável fixa e ação estática. No entanto as ações da neve associadas a cargas excepcionais poderão ser tratadas como ações de acidente, em função da localização geográfica. No subcapítulo 3.2.3 é abordado as ações acidentais.

As definições de carga estabelecidas na Norma foram determinadas apenas para padrões de assentamento natural da neve. Quando se prevê uma remoção ou redistribuição artificial da neve, a cobertura deverá ser calculada para disposições de carga adequadas.

Em alguns casos, e desde que bem justificados e documentados, poderão utilizar-se ensaios, além dos métodos numéricos comprovados e/ou devidamente validados, para obter as cargas de neve nas estruturas.

### **Disposição de carga - s**

As cargas de neve em coberturas devem ser determinadas para situações de projeto persistentes/transitórias através da expressão 3.1 (expressa em kN/m<sup>2</sup>).

$$s = \mu_1 \times C_e \times C_t \times S_k \quad (3.1)$$

### **Zonamento do território nacional - Z**

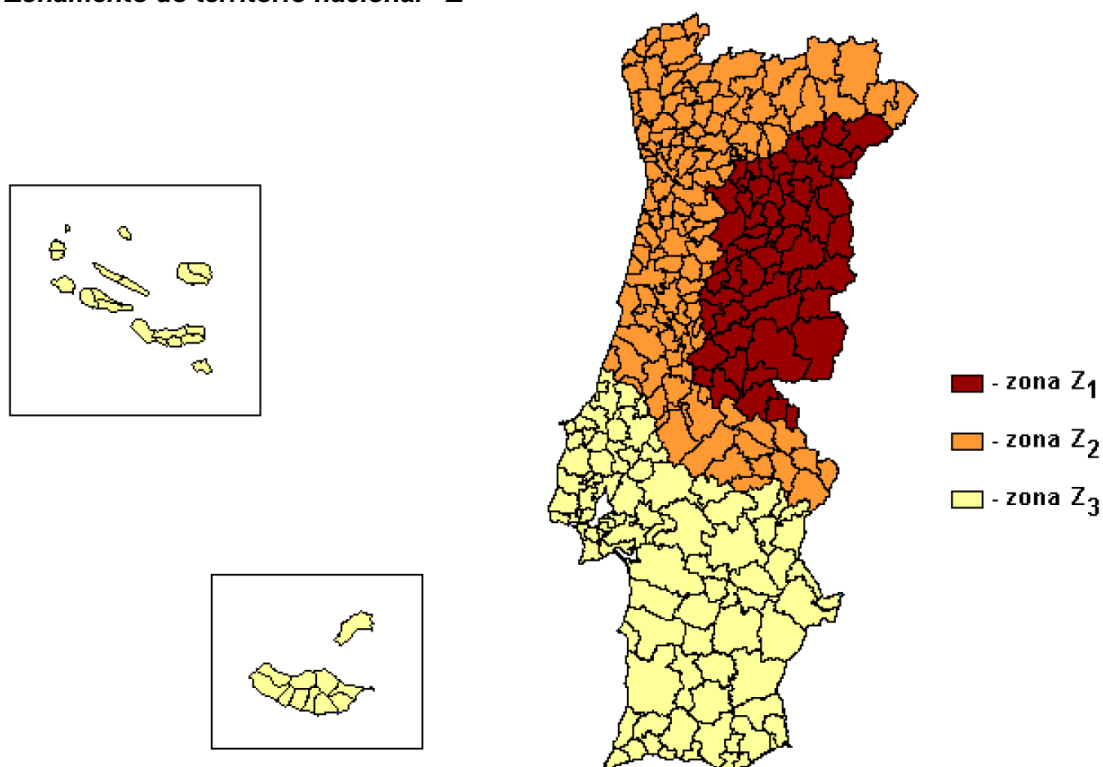


Figura 3.1 – Zonamento da neve do território nacional (adaptado de NP EN 1991-1-3, 2009)

Para efeito da determinação dos valores das cargas devidas à neve, o território nacional é dividido em três zonas de acordo com a Figura 3.1. Em caso de dúvida, a Norma também determina a zona respetiva através da listagem por concelhos.

Como já referido, o local escolhido para a análise dos pavilhões é o Concelho de Viana do Castelo (*zona Z<sub>2</sub>*) com uma altitude  $H$  de 200 metros e a cobertura possui uma inclinação de 7% (aproximadamente 4 graus).

**Coeficiente de zona -  $C_z$** 

O coeficiente de zona  $C_z$  toma o valor de 0.20 para a zona  $Z_2$ .

**Valor característico da carga de neve ao nível do solo -  $s_k$** 

Com o valor determinado para  $C_z$  é possível determinar o valor característico da carga da neve ao nível do solo  $s_k$ , expresso em  $\text{kN/m}^2$ , através da expressão 3.2.

$$s_k = C_z \left[ 1 + \left( \frac{H}{500} \right)^2 \right] \quad (3.2)$$

**Coeficiente térmico -  $C_t$** 

O coeficiente térmico  $C_t$  tem em conta a redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica ( $> 1.00 \text{ W/m}^2\text{.K}$ ), em particular no caso de certas coberturas envidraçadas, devido à fusão da neve provocada pelo fluxo de calor.

Nas situações habituais considera-se valor igual a unidade.

**Coeficiente de exposição -  $C_e$** 

O coeficiente de exposição  $C_e$  deverá ter em conta as futuras alterações da envolvente do local.  $C_e$  deverá ser considerado igual a unidade, salvo especificação diferente em função da topografia. Os valores apresentam-se na Tabela 3.3. Adotou-se valor igual à unidade.

Tabela 3.3 – Valores recomendados de  $C_e$  para diferentes topografias (Quadro 5.1 da NP EN 1991-1-3, 2009)

<b>Topografia</b>	<b><math>C_e</math></b>
Exposta ao vento <sup>a)</sup>	0,80
Normal <sup>b)</sup>	1,00
Abrigada <sup>c)</sup>	1,20

**a) Topografia exposta ao vento:** zonas planas, sem obstáculos e expostas de todos os lados, sem ou pouco abrigo conferido pelo terreno, por construções mais altas ou por árvores.

**b) Topografia normal:** zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento, devido à configuração do terreno, à existência de outras construções ou de árvores.

**c) Topografia abrigada:** zonas tais que a construção em causa fica a um nível consideravelmente mais baixo que o terreno circundante ou que está rodeada por árvores altas e/ou por outras construções mais altas.



**Coefficiente de forma -  $\mu$**

Os coeficientes de forma para a carga da neve que deverão ser utilizados nas coberturas de duas vertentes estão indicados na Tabela 3.4. Os valores indicados aplicam-se quando não há impedimento ao deslizamento da neve na cobertura. Nos casos que existam guarda-neves ou outros obstáculos, ou em que o bordo mais baixo da cobertura tenha uma platibanda, o coeficiente de forma para a carga da neve não deverá ser inferior a 0.80.

Tabela 3.4 – Coeficientes de forma para a carga de neve (Quadro 5.2 da NP EN 1991-1-3, 2009)

Ângulo de inclinação da vertente $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,80	$0,80 (60 - \alpha) / 30$	0,00
$\mu_2$	$0,80 + 0,80\alpha / 30$	1,60	–

O valor do coeficiente de forma adotado é 0,80.

Na Figura 3.2 é apresentada a disposição de carga em coberturas de duas vertentes.

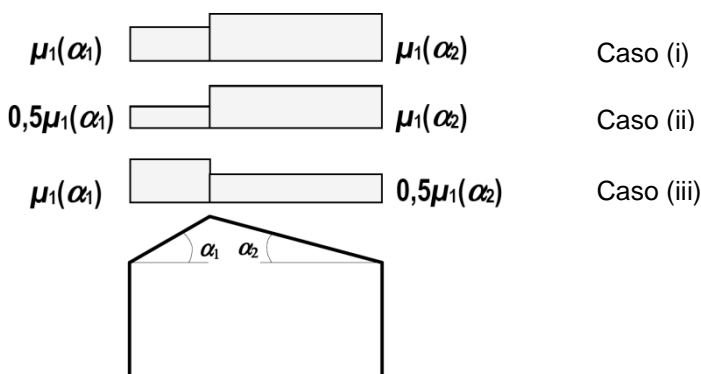


Figura 3.2 – Coeficiente de forma para a carga de neve - coberturas de duas vertentes (adaptado da Figura 5.3 da NP EN 1991-1-3, 2009)

A Figura 3.2 apresenta:

- Caso (i) – disposições de carga não deslocada;
- Caso (ii) – disposição de carga deslocada (para a esquerda);
- Caso (iii) – disposição de carga deslocada (para a direita).

Pelo facto de o pavilhão ter vertentes com ângulos simetricamente iguais ( $\alpha_1$  é igual a  $\alpha_2$ ), o caso (i) apresenta o mesmo valor de carga por toda a cobertura, e o caso (ii) e (iii) têm a disposição de carga simetricamente igual.

### 3.2.2.3 Ação do vento

A determinação da ação do vento foi realizada segundo a Norma NP EN 1991-1-4 (CENEN, 2010).

A ação do vento nos edifícios é exercida sob a forma de pressões, que se admite atuarem perpendicularmente às superfícies. Além destas pressões também se poderão desenvolver forças de atrito bastante significativas, que atuam tangencialmente à superfície.

No entanto, as forças de atrito não serão consideradas no cálculo efetuado para a ação do vento pois, segundo a cláusula 5.3(4), estas forças podem ser ignoradas quando a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento é igual ou inferior a quatro vezes a área total de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento (nos lados de barlavento e sotavento).

Apesar da ação do vento se tratar de uma ação dinâmica, esta pode ser quantificada na maior parte das vezes por meio de forças estáticas equivalentes.

A ação do vento depende fundamentalmente dos seguintes parâmetros:

- Velocidade do vento:
  - Localização da estrutura;
  - Altura da estrutura acima do solo;
  - Rugosidade do terreno.
- Forma da estrutura;
- Característica dinâmica da estrutura.

#### ***Pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores - $w_e$ e interiores - $w_i$***

A pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores  $w_e$  deverá ser obtida através da expressão 3.3, e a interior  $w_i$  pela expressão 3.4.

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad (3.3)$$

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad (3.4)$$

O coeficiente de pressão exterior  $c_{pe}$  e interior  $c_{pi}$ , estão tabelados. O cálculo de  $c_{pe}$  para paredes verticais, depende da relação altura/largura da estrutura e o cálculo para coberturas depende da inclinação desta. Enquanto o coeficiente  $c_{pi}$  toma valores constantes de pressão de +0.20 e valores de sucção de -0.30, devendo-se escolher entre o valor mais gravoso.

**Pressão dinâmica de pico -  $q_p(z)$** 

A pressão dinâmica de pico a uma dada altura  $z$  acima do solo  $q_p(z)$  deverá ser obtida pela expressão 3.5, expressa em  $\text{kN/m}^2$ .

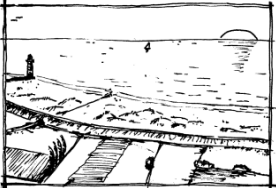
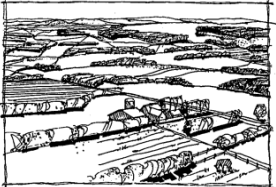
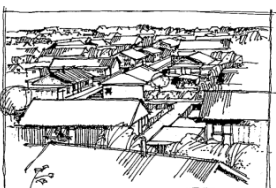
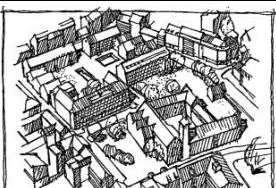
$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_V(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (3.5)$$

A massa volúmica do ar  $\rho$  tem o valor recomendado de  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

**Categorias de terreno e categorias de rugosidade**

A variação da velocidade do vento com a altura depende fortemente da presença de obstáculos que afetam o escoamento do ar. Tendo em conta a influência destes obstáculos, a Norma define quatro categorias de terreno que se apresentam na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Categorias de terreno e respetivos parâmetros (adaptado do Quadro NA-4.1 da NP EN 1991-1-4, 2010 e respetivas imagens retiradas do Anexo A)

<b>Categoria de terreno</b>	<b><math>Z_0</math> [m]</b>	<b><math>Z_{min}</math> [m]</b>
 <p><b>I</b> Zona costeira exposta aos ventos do mar.</p>	0,005	1
 <p><b>II</b> Zona de vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separação entre si de pelo menos, 20 vezes a sua altura.</p>	0,05	3
 <p><b>III</b> Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios ou com obstáculos isolados com separação entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes).</p>	0,30	8
 <p><b>IV</b> Zona na qual pelo menos 15% da superfície esta coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 metros.</p>	1,00	15

A categoria de terreno adotada nesta dissertação, foi a categoria tipo II. Definido este parâmetro é possível obter o comprimento de rugosidade  $Z_0$  e altura mínima  $z_{min}$  abaixo da

qual se admite que a velocidade do vento é constante, ficando definidos os valores de 0.05 e 3 metros, respetivamente.

É também de ter em atenção que a categoria do terreno pode ser diferente conforme a direção do vento atuante. Em caso de dúvida, deve-se consultar a cláusula NA-4.3.2 (2), da referida Norma.

### Altura de referência $z_e$ em função da altura $h$ e largura $b$ da construção

A altura de referência  $z_e$ , difere com a altura dos edifícios e como a pressão do vento atua sobre as fachadas das construções. Quanto mais alta for a construção mais as suas fachadas estão sujeitas à ação do vento. Na Figura 3.3 são apresentados os parâmetros para a determinação da altura de referência.

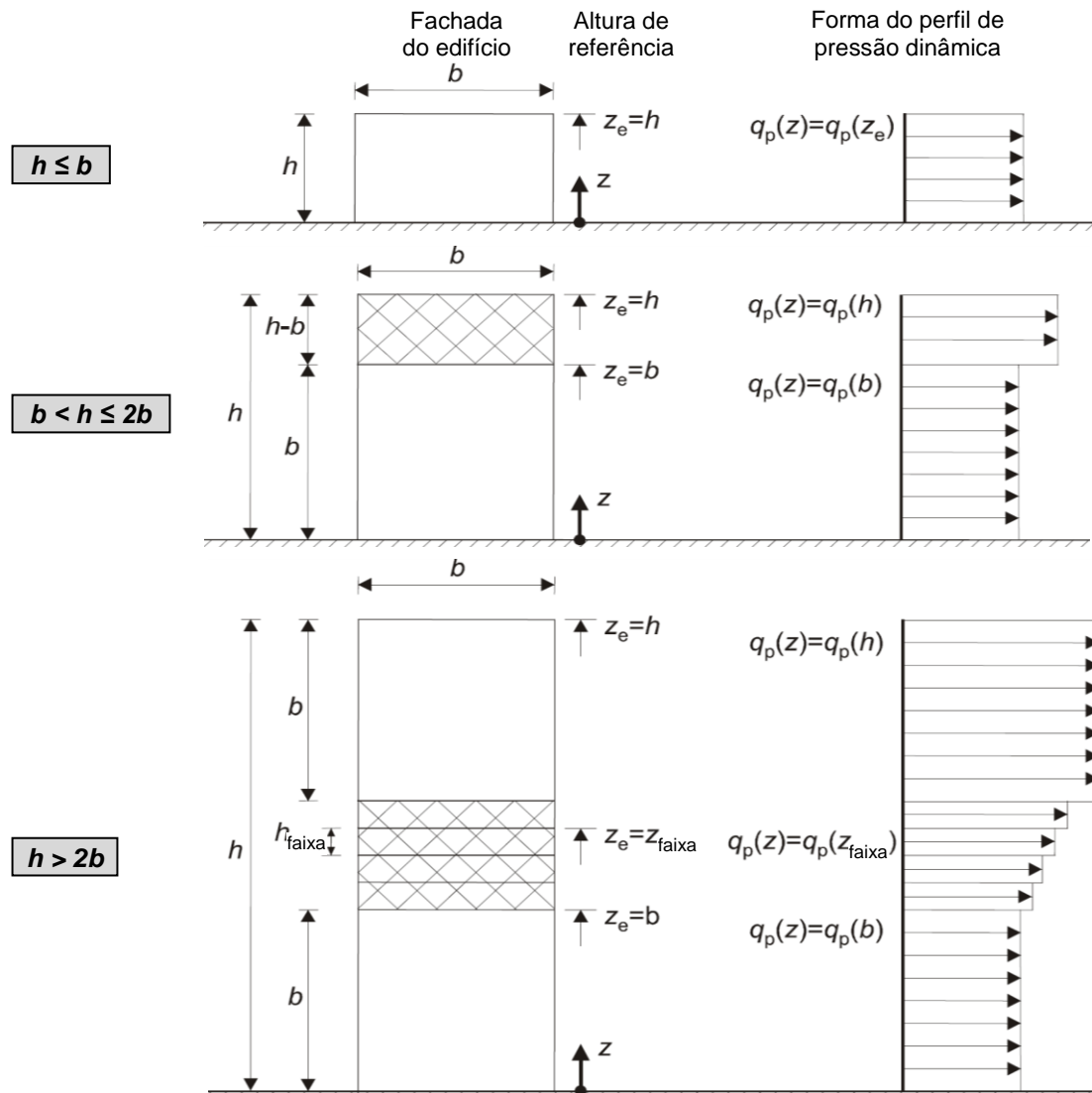


Figura 3.3 – Altura de referência  $z_e$  em função de  $h$  e  $b$  e correspondente perfil de pressão dinâmica (adaptado da Figura 7.4 da NP EN 1991-1-4, 2010)

Como os pavilhões industriais se tratam de construções bastante baixas comparadas com o seu desenvolvimento,  $z_e$  será sempre igual à altura  $h$  (exemplo 1 com  $h \leq b$  da Figura 3.3).

**Valor básico da velocidade de referência do vento -  $v_{b,0}$**

O valor básico da velocidade de referência do vento  $v_{b,0}$ , é o valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 minutos, independente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva e obstáculos isolados com separações entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura (categoria II).

Estes valores correspondem a um período de retorno de 50 anos, onde a probabilidade de uma estrutura ser atingida na sua vida útil por esta velocidade é grande.

Como já foi referido anteriormente, o local escolhido para a análise dos pavilhões é o Concelho de Viana do Castelo, situando-se este na Zona A, como se pode confirmar pela Tabela 3.6, com um valor básico da velocidade de referência do vento,  $v_{b,0}$ , de 27 m/s.

Tabela 3.6 – Valor básico da velocidade de referência do vento (adaptado do Quadro NA.I da NP EN 1991-1-4, 2010)

<b>Zona</b>		<b><math>v_{b,0}</math> [m/s]</b>
<b>A</b>	A generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B.	27 <sup>a)</sup>
<b>B</b>	Os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 quilómetros de largura ou a altitudes superiores a 600 metros.	30 <sup>b)</sup>
<b>a)</b> 27 metros por segundo equivale a 97,2 quilómetros por hora <b>b)</b> 30 metros por segundo equivale a 108,0 quilómetros por hora		

**Valor de referência da velocidade do vento -  $v_b$**

O valor de referência da velocidade do vento  $v_b$ , deve ser obtido através da expressão 3.6. Este valor é definido em função da direção do vento  $c_{dir}$  e da estação do ano  $c_{season}$ , a uma altura de 10 metros acima da superfície de um terreno de categoria II.

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \tag{3.6}$$

Os valores de  $c_{dir}$  e  $c_{season}$  são fornecidos pela Norma e são iguais à unidade.

**Coeficiente de terreno -  $k_r$** 

O coeficiente de terreno  $k_r$  deverá ser obtido pela expressão 3.7.

$$k_r = 0,19 \times \left[ \frac{z_0}{z_{0,II}} \right]^{0,07} \quad (3.7)$$

Sendo  $Z_{0,II}$  o comprimento de rugosidade para a categoria de terreno II.

**Rugosidade do terreno -  $c_r(z)$** 

A rugosidade do terreno  $c_r(z)$  a uma determinada altura  $z$  acima do solo deverá ser obtida pela expressão 3.8.

$$\text{Para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad c_r(z) = k_r \times \ln \left[ \frac{z}{z_0} \right] \quad (3.8)$$

$$\text{Para } z \leq z_{\min} \quad c_r(z) = c_r(z_{\min})$$

Como a altura acima do solo  $z$  corresponde à altura do pavilhão (com um valor mínimo de 7.70 metros), a altura mínima  $z_{\min}$  corresponde a 3.00 metros e a altura máxima  $z_{\max}$  corresponde a 200 metros a equação a ser usada é a primeira apresentada.

**Velocidade média do vento -  $v_m(z)$** 

A velocidade média do vento a uma dada altura  $z$  acima do solo  $v_m(z)$  deverá ser obtida pela expressão 3.9.

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad (3.9)$$

Sendo  $c_o(z)$  o coeficiente de orografia para uma dada altura acima do solo, e que tomará o valor igual à unidade.

**Intensidade de turbulência -  $I_v(z)$** 

A intensidade de turbulência a uma dada altura  $z$  acima do solo  $I_v(z)$  deverá ser obtida pela expressão 3.10.

$$\text{Para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln \left( \frac{z}{z_0} \right)} \quad (3.10)$$

$$\text{Para } z \leq z_{\min} \quad I_v(z) = I_v(z_{\min})$$

Tal como para o cálculo da rugosidade do terreno  $c_r(z)$ , a equação a ser usada é a primeira.

**Determinação dos coeficientes de pressão exterior e interior**

Paredes verticais

Para efeitos da quantificação da ação do vento nas paredes verticais, estas são divididas em cinco zonas: A, B, C, D e E, como é perceptível na Figura 3.4. A figura representa a ação do vento na direção  $\theta=0^\circ$  sendo a direção de  $\theta=90^\circ$  simetricamente igual.

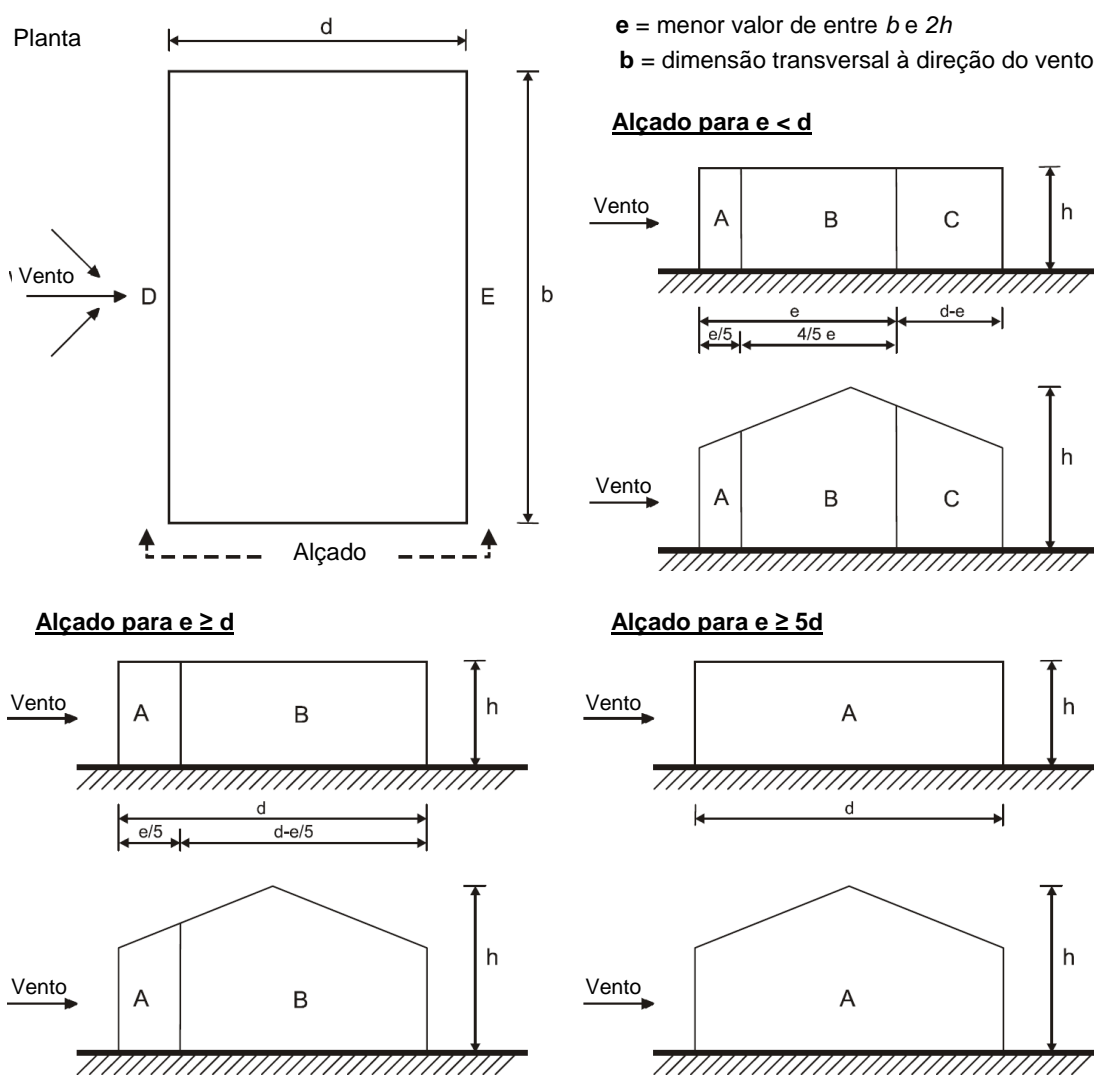


Figura 3.4 – Zonas em paredes verticais (adaptado da Figura 7.5 da NP EN 1991-1-4, 2010)

Como já foi anteriormente referido o cálculo dos coeficientes de pressão exterior  $c_{pe}$  para paredes verticais, depende da relação  $h/d$  da estrutura, os valores tabelados encontram-se na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular (adaptado do Quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4, 2010)

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		+0,80	+1,00	-0,70	
1	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		+0,80	+1,00	-0,50	
$\leq 0,25$	-1,20	-1,40	-0,80	-1,10	-0,50		+0,70	+1,00	-0,30	

\* Caso a relação h/d não esteja tabelado, aconselha-se fazer interpolação linear do valor tabelado.

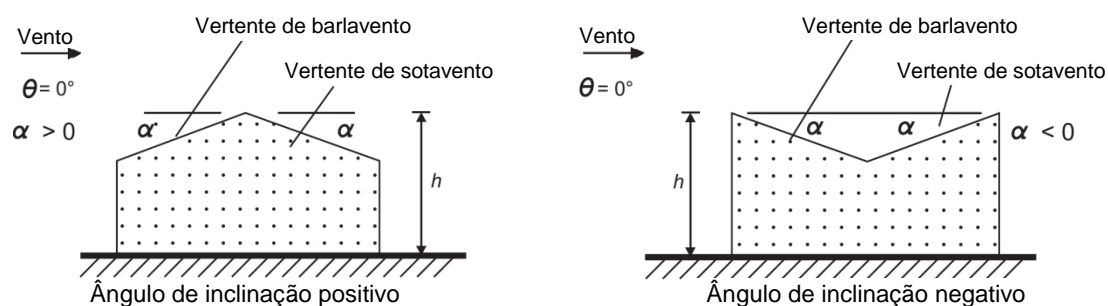
Os coeficientes de pressão exterior são fornecidos para superfícies carregadas A de 1 m<sup>2</sup> e de 10 m<sup>2</sup>, sendo representados, respetivamente por  $c_{pe,1}$  (coeficientes locais) e  $c_{pe,10}$  (coeficientes globais).

Os valores de  $c_{pe,1}$  destinam-se ao cálculo de elementos de pequena dimensão e/ou de ligações com uma área igual ou inferior a 1 m<sup>2</sup>, tais como elementos de revestimento e elementos de cobertura, os valores de  $c_{pe,10}$  poderão ser utilizados para o cálculo da estrutura resistente global de edifícios.

### Coberturas de duas vertentes

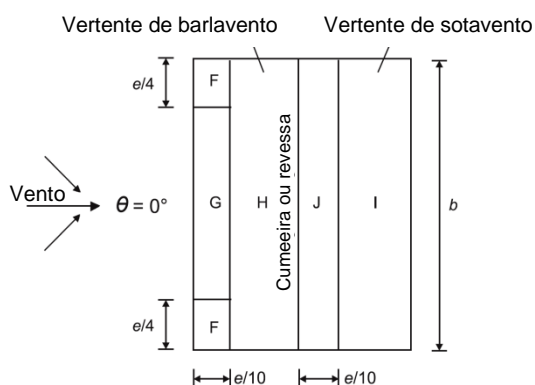
Para efeitos da quantificação da ação do vento nas coberturas de duas vertentes, as coberturas são divididas em cinco zonas: F, G, H, I e J quando a direção do vento é  $\Theta=0^\circ$  e em quatro zonas: F, G, H e I quando a direção do vento é  $\Theta=90^\circ$ . Enquanto a figura representativa da delimitação de zonas da ação do vento em paredes verticais é apenas uma (sendo outras direções simétricas), a delimitação das coberturas já apresenta duas delimitações diferentes, dependendo da direção do vento, como se observa na Figura 3.5.

#### **a) Geral**





**b) Direção do vento  $\theta=0^\circ$**



**c) Direção do vento  $\theta=90^\circ$**

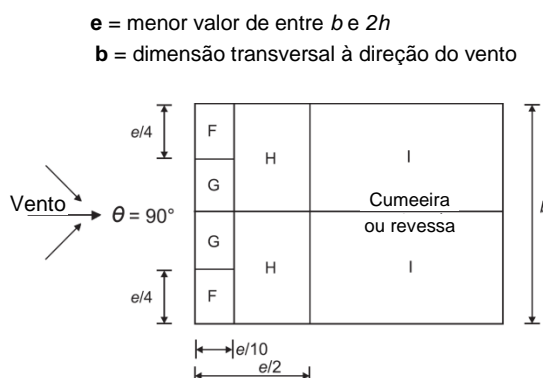


Figura 3.5 – Zonas em coberturas de 2 vertentes (adaptado da Figura 7.8 da NP EN 1991-1-4, 2010)

Como já foi referido os coeficientes de pressão exterior  $c_{pe}$  para coberturas, dependem do ângulo de inclinação  $\alpha$  da cobertura. Os valores tabelados estão na Tabela 3.8 e Tabela 3.9.

Tabela 3.8 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de 2 vertentes (adaptado do Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4, 2010)

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direção do vento $\theta=0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
⋮	⋮									
-5°	-2,30	-2,50	-1,20	-2,00	-0,80	-1,20	+0,20		+0,20	
							-0,60		-0,60	
5°	-1,70	-2,50	-1,20	-2,00	-0,60	-1,20	-0,60		+0,20	
	+0,00		+0,00		+0,00				-0,60	
15°	-0,90	-2,00	-0,80	-1,50	-0,30		-0,40		-1,00	-1,50
	+0,20		+0,20		+0,20		+0,00		+0,00	+0,00
⋮	⋮									

**NOTA 1:** Com  $\theta=0^\circ$  e para inclinações entre  $\alpha=-5^\circ$  e  $\alpha=+45^\circ$ , a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente virada a barlavento, razão pela qual são fornecidos valores positivos e negativos. Para estas coberturas deverão ser considerados quatro casos, em que os valores maiores ou menores em todas as áreas F, G e H são combinados com os valores maiores ou menores nas áreas I e J. Não é permitida a mistura, numa mesma vertente, de valores positivos com valores negativos.

**NOTA 2:** Para ângulos de inclinação intermédios entre ângulos com o mesmo sinal, poderá ser efetuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. (Não efetuar interpolação entre  $\alpha=-5^\circ$  e  $\alpha=+5^\circ$ , mas antes utilizar os valores relativos às coberturas em terraço indicadas em 7.2.3). Os valores iguais a 0.0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

Tabela 3.9 – Coeficientes de pressão exterior para coberturas de 2 vertentes (adaptado do Quadro 7.4b da NP EN 1991-1-4, 2010)

Ângulo de inclinação $\alpha$	Zona; Direção do vento $\theta=90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
⋮	⋮							
-5°	-1,80	-2,50	-1,20	-2,00	-0,70	-1,20	-0,60	-1,20
5°	-1,60	-2,20	-1,30	-2,00	-0,70	-1,20	-0,60	
15°	-1,30	-2,00	-1,30	-2,00	-0,60	-1,20	-0,50	
⋮	⋮							

Os ângulos da inclinação da cobertura tabelados variam entre os  $-45^\circ$  e  $+75^\circ$ , estando aqui só representados alguns desses ângulos.

### 3.2.3 Ações acidentais

As ações acidentais são normalmente de curta duração mas com intensidade significativa, com pequena probabilidade de ocorrência numa dada estrutura durante o tempo de vida útil da estrutura (CENEN, 2009). Consideram-se ações acidentais:

- Explosões;
- Choques de veículos;
- Incêndios;
- A ação da neve, ação do vento e ação sísmica também podem ser consideradas ações de acidente, em função das informações disponíveis sobre as respetivas distribuições estatísticas;
- Nos casos em que, no projeto, se admite que as janelas e as portas estarão fechadas em situação de tempestade, o efeito da sua abertura deverá ser tratado como uma situação de projeto acidental.

No entanto, as ações acidentais não foram consideradas no cálculo efetuado para os pavilhões, não sendo portanto aqui descrito o procedimento necessário para a sua quantificação.

## 4 PRINCÍPIOS PARA O DIMENSIONAMENTO EM RELAÇÃO AOS ESTADOS LIMITES

### 4.1 Introdução

A verificação do desempenho das estruturas em relação aos requisitos de segurança e utilização/serviço é realizada recorrendo ao método dos estados limites previsto na Norma NP EN 1990 (CENEN, 2009) e NP EN 1993-1-1 (CENEN, 2010).

Os estados limites estão classificados em dois grupos.

### 4.2 Estados limites últimos

O estado limite último corresponde a um estado que está diretamente associado ao colapso ou a outras formas de ruína estrutural. Este coloca em perigo a segurança de pessoas e o recheio das construções sendo, por norma, estes limites considerados estados limites de resistência e de perda de equilíbrio.

A verificação de segurança de uma estrutura metálica depende dos seguintes fatores:

- Resistência das secções transversais:
  - Tração;
  - Compressão;
  - Momento fletor;
  - Esforço transversal;
  - Torção;
  - Flexão com esforço transversal;
  - Flexão composta;
  - Flexão composta com esforço transversal.
- Resistência dos elementos a fenómenos de encurvadura;
- Resistência à rotura de secções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação;
- Resistência das ligações.

É possível distinguir a gravidade dos danos no estado limite último. Estes podem ser antecedidos de aviso, por exemplo no caso de uma rotura dúctil, ou podem ocorrer subitamente e sem aviso, por exemplo no caso de uma rotura frágil, sendo estes últimos claramente os mais gravosos.

#### 4.2.1 Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinação fundamental)

O formato geral dos efeitos das ações é apresentado na seguinte expressão:

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

Em que:

- $E_d$  Valor de cálculo do efeito das ações;
- $\gamma_{G,j}$  Coeficiente parcial relativo à ação permanente  $j$ ;
- $G_{k,j}$  Valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\gamma_{Q,1}$  Coeficiente parcial relativo a ações variáveis da combinação 1;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $\gamma_{Q,i}$  Coeficiente parcial relativo a ações variáveis de uma ação variável  $i$ ;
- $\Psi_{0,i}$  Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável  $i$ ;
- $Q_{k,i}$  Valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

Os valores recomendados para os coeficientes  $\Psi$  estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Valores recomendados para os coeficientes  $\Psi$  para edifícios (adaptado do Quadro A1.1 da NP EN 1990, 2009)

Ação	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga em edifícios – Categoria H: Coberturas	0,00	0,00	0,00
Ação da neve em edifícios – Para construções localizadas à altitude $H \leq 1000$ metros acima do nível do mar	0,50	0,20	0,00
Ação do vento em edifícios	0,60	0,20	0,00
Temperaturas (exceto incêndios) em edifícios	0,60	0,50	0,00

É de salientar que o coeficiente  $\Psi_0$ , é utilizado para os estados limites últimos, enquanto o coeficiente  $\Psi_1$  e  $\Psi_2$  são usados para os estados limites de utilização/serviço que serão abordados no subcapítulo 4.3, servindo esta tabela como referência futura no mesmo subcapítulo.

Tabela 4.2 – Valores de cálculo das ações (adaptado do Quadro NA-A1.2(B) da NP EN 1990, 2009)

Situções de projeto persistentes e transitórias	Ações persistentes		Pré-esforço	Ação variável de base da combinação *	Ações variáveis acompanhantes *
	Desfavoráveis	Favoráveis			
Expressão 4.1	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>* As ações variáveis são as consideradas no Quadro A1.1. (Tabela 4.1 desta dissertação).</p> <p><b>NOTA 1:</b> Os valores de <math>\gamma_F</math> que devem ser adotados são os seguintes:  <math>\gamma_{Gj,sup} = 1,35</math>  <math>\gamma_{Gj,inf} = 1,00</math>  <math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)  <math>\gamma_{Q,i} = 1,50</math> nos casos desfavoráveis (0 nos casos favoráveis)  <math>\gamma_p</math> = os valores deste coeficiente constam para dos eurocódigos aplicáveis.                  Para os valores de <math>\gamma</math> a utilizar para as deformadas impostas, ver os eurocódigos aplicáveis.</p> <p><b>NOTA 2:</b> Os valores característicos de todas as ações permanentes com a mesma origem são multiplicados por <math>\gamma_{Gj,sup}</math>, caso o efeito total das ações resultante seja desfavorável, e por <math>\gamma_{Gj,inf}</math>, caso o efeito total das ações resultantes seja favorável. Por exemplo, todas as ações devidas ao peso próprio da estrutura podem ser consideradas como sendo da mesma origem; tal também se aplica se estiverem envolvidos diferentes materiais.</p>					

É importante ainda referir que segundo a cláusula 3.3.2 da Norma NP EN1991-1-1 (CENEN, 2009), nas coberturas (em particular em coberturas da categoria H), não é necessário aplicar as sobrecargas simultaneamente com a ação da neve e/ou com a ação do vento.

### 4.3 Estados limites de utilização/serviço

O estado limite de utilização/serviço equivale a um estado para além do qual as condições próprias de utilização deixam de ser verificadas. No caso das estruturas metálicas são considerados geralmente estados limites de deformação e de vibração.

A verificação dos estados limites de utilização deverá basear-se em critérios relacionados com os seguintes aspetos:

- Deformações que afetem:
  - O aspeto;
  - O conforto dos utilizadores;
  - O funcionamento da estrutura, (funcionamento de máquinas ou de outras instalações) ou que danifiquem revestimentos ou elementos não estruturais.
- Vibrações:
  - Que causem desconforto às pessoas;
  - Que limitem a eficiência funcional da estrutura.
- Danos que possam afetar negativamente:
  - O aspeto;
  - A durabilidade;
  - O funcionamento da estrutura.

É possível distinguir a gravidade dos danos no estado limite de utilização. Estes podem ser reversíveis ou irreversíveis, sendo estes últimos claramente os mais gravosos.

Os estados limites de utilização reversíveis são aqueles em que nenhuma das consequências das ações que excedem os requisitos de utilização especificados se mantêm quando as ações são retiradas, enquanto os estados limites de utilização irreversíveis são aqueles em que alguma das consequências das ações que excedem os requisitos de utilização especificados se mantêm quando as ações são retiradas.

Para verificação da segurança aos estados limites de utilização a norma NP EN 1990 (CENEN, 2009) considera três combinações de ações a considerar, que dependem da duração do estado limite em causa.

#### 4.3.1 Combinação característica

Estas combinações correspondem a estados limites de muita curta duração/rara. São combinações de ações que solicitarão a estrutura durante apenas algumas horas do seu tempo de vida útil. A expressão 4.2 traduz esta combinação.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (4.2)$$

Em que:

- $E_d$  Valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  Valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $\Psi_{0,i}$  Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável  $i$ ;
- $Q_{k,i}$  Valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

#### 4.3.2 Combinação frequente

Estas combinações correspondem a estados limites de curta duração. São combinações de ações com duração de cerca de 5% do tempo de duração do tempo de vida útil esperado da estrutura. A expressão 4.3 traduz esta combinação.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.3)$$

Em que:

- $E_d$  Valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  Valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\Psi_{1,1}$  Coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável 1;
- $Q_{k,1}$  Valor característico da ação variável de base da combinação 1;
- $\Psi_{2,i}$  Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável  $i$ ;
- $Q_{k,i}$  Valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

### 4.3.3 Combinação quase-permanente

Estas combinações correspondem a estados limites de longa duração. São combinações de ações que poderão atuar na estrutura durante metade do seu esperado tempo de vida útil. A expressão 4.4 traduz esta combinação.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

Em que:

- $E_d$  Valor de cálculo do efeito das ações;
- $G_{k,j}$  Valor característico da ação permanente  $j$ ;
- $\Psi_{2,i}$  Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável  $i$ ;
- $Q_{k,i}$  Valor característico da ação variável acompanhante  $i$ .

## 4.4 Limites de deslocamentos

Os limites de deslocamentos para cálculo do estado limite de utilização/serviço dividem-se em deslocamentos verticais e deslocamentos horizontais, sendo estes para coberturas e/ou pavimentos (elementos horizontais) e para pilares (elementos verticais), respetivamente.

#### 4.4.1 Deslocamento vertical

Os valores limites recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios (caso não sejam acordados outros valores com o dono de obra) são os indicados na Tabela 4.3 e ilustrados na Figura 4.1 (para o caso de uma viga simplesmente apoiada), sendo:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad (4.5)$$

Em que:

- $\delta_{max}$  Flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios;
- $\delta_0$  Contra flecha da viga no estado não carregado – estado (0);
- $\delta_1$  Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação – estado (1);
- $\delta_2$  Variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinações das restantes ações variáveis – estado (2).

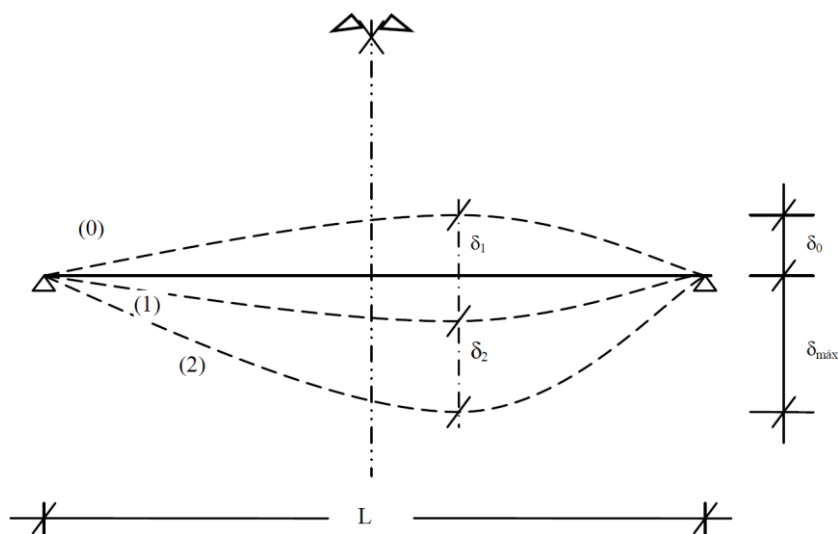


Figura 4.1 – Deslocamentos verticais a considerar (Figura NA-I da NP EN 1993-1-1, 2010)



Tabela 4.3 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais (Quadro NA-I da NP EN 1993-1-1, 2010)

Condições	Limites	
	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite ultimo)	L/400	L/500
Quando $\delta_{max}$ possa afetar o aspeto do edifício	L/250	–

**NOTA:** No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola.

#### 4.4.2 Deslocamento horizontal

Os valores limites recomendados para os deslocamentos horizontais em edifícios (caso não sejam acordados outros valores com o dono de obra) são os indicados na Tabela 4.4 e ilustrados na Figura 4.2.

Em que:

$H$  Altura da estrutura;

$H_i$  Altura da coluna ou do piso;

$u$  Deslocamento horizontal global à altura  $H$  do edifício;

$u_i$  Deslocamento horizontal à altura  $H_i$  de um piso.

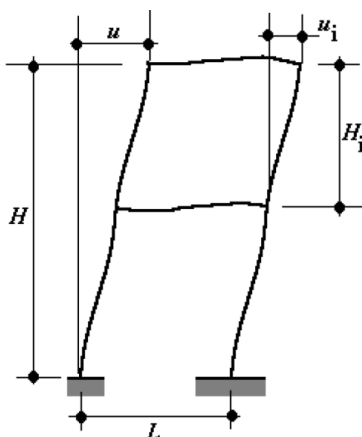


Figura 4.2 – Definição dos deslocamentos horizontais (Figura A1.2 da NP EN 1990, 2009)

Tabela 4.4 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos horizontais (adaptado da NP EN 1993-1-1, 2010)

<b>Condições</b>		<b>Limites</b>
<i>Pórticos sem aparelhos de elevação</i>		H <sub>i</sub> /150
<i>Outros edifícios de um só piso</i>		H <sub>i</sub> /300
<i>Em edifícios de vários pisos</i>	<i>Em cada piso</i>	H <sub>i</sub> /300
	<i>Na estrutura globalmente</i>	H/500

É ainda de destacar que a cláusula NA-7.2.2(1)B da Norma NP EN 1993-1-1 (CENEN, 2009), recomenda o uso destes limites para uso nas combinações características (caso não sejam acordados outros deslocamentos com o dono de obra).

## 5 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS METÁLICOS SEGUNDO A NP EN 1993-1-1

### 5.1 Análise global

Segundo Simões (2007), numa estrutura não é muito relevante determinar rigorosamente a capacidade resistente dos seus elementos, se os esforços de cálculo não forem adequadamente avaliados. A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura, e em particular numa estrutura metálica, depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global e da estabilidade dos seus elementos, do comportamento das secções transversais, do comportamento das ligações, das imperfeições e da deformabilidade dos apoios.

Os esforços numa estrutura isostática devem ser determinados através de regras de equilíbrio estático, recorrendo a uma análise global de equilíbrio. Os esforços numa estrutura hiperestática podem ser determinados através de uma:

- Análise global elástica;
- Análise global plástica.

A análise global elástica assenta no princípio de que a relação tensão-deformação do material é linear, qualquer que seja o nível de tensão atuante e em qualquer zona da estrutura. A análise global plástica admite a plastificação de algumas secções da estrutura, através da formação de rótulas plásticas (plastificação por flexão), e a redistribuição de esforços para áreas menos esforçadas.

A análise de esforços e deslocamentos pode ainda ser realizada por uma:

- Análise de primeira ordem (considerando a geometria inicial da estrutura);
- Análise de segunda ordem (tomando em consideração a influência da configuração deformada da estrutura).

#### 5.1.1 Análise de primeira ordem

Na análise de primeira ordem os esforços internos e os deslocamentos são obtidos a partir da geometria inicial da estrutura.

### 5.1.1.1 Imperfeições geométricas

Apesar do fabrico do aço ser de muito rigor, é inevitável que haja imperfeições nos seus elementos, quer estas sejam adquiridas no processo de fabrico quer no processo de montagem. Estas imperfeições podem ser:

- Tensões residuais (tensões instaladas na estrutura antes da aplicação de qualquer carregamento);
- Imperfeições geométricas dos elementos (falta de verticalidade, de rectilinearidade, de planura ou de ajustamento dos elementos);
- Excentricidades existentes nas ligações da estrutura antes da aplicação do carregamento.

A amplitude das imperfeições globais pode ser determinada pela expressão 5.1, tal como apresentado na Figura 5.1.

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (5.1)$$

Em que:

- $\phi_0$  Valor de base:  $\phi_0 = \frac{1}{200}$ ;
- $\alpha_h$  Coeficiente de redução, calculado em função de h através  $\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$  mas  $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$ ;
- $h$  Altura da estrutura, em metros;
- $\alpha_m$  Coeficiente de redução, ligado ao número de colunas num piso:  $\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$ ;
- $m$  Número de colunas num piso, incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial  $N_{ed} \geq 50\%$  do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

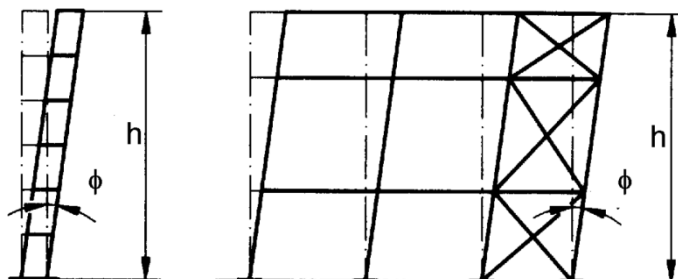


Figura 5.1 – Imperfeições globais equivalentes - Inclinação inicial das colunas (Figura 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010)

### 5.1.2 Análise de segunda ordem

Numa análise de segunda ordem os esforços internos são influenciados pela configuração deformada da estrutura. Numa estrutura porticada, Figura 5.2, com elementos submetidos a esforços axiais, os efeitos de segunda ordem são vulgarmente denominados por:

- $P-\Delta$  – efeitos globais;
- $P-\delta$  – efeitos locais ao nível do elemento.

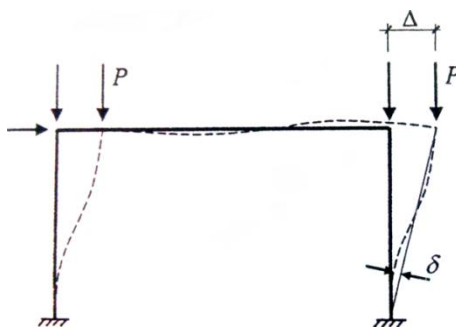


Figura 5.2 – Efeitos de segunda ordem em estruturas porticadas (Figura 2.2 de Simões, 2007)

Segundo Simões (2007), estes efeitos são devidos aos deslocamentos do pórtico e geram esforços adicionais, os quais alteram os valores dos próprios deslocamentos. Esta dependência entre esforços e deslocamentos implica que, para se efetuar uma análise de segunda ordem, se tenha de recorrer a processo iterativos, só possível com o auxílio de ferramentas computacionais adequadas.

No caso dos efeitos de segunda ordem serem significativos para o comportamento estrutural, estes devem ser considerados, caso contrário podem ser desprezados em estruturas de um piso, sendo necessário apenas uma análise de primeira ordem onde se considere a geometria inicial da estrutura. Os efeitos de segunda ordem são desprezáveis caso se cumpra a expressão 5.2:

$$\begin{aligned} \text{Em análise elástica} \quad \alpha_{cr} &= \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \\ \text{Em análise plástica} \quad \alpha_{cr} &= \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \end{aligned} \tag{5.2}$$

Em que:

$\alpha_{cr}$  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 associado 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.

Caso os efeitos de segunda ordem sejam significativos, a Norma NP EN 1993-1-1 define dois métodos possíveis para a análise de segunda ordem:

- Análise de segunda ordem simplificada:

Esta análise consiste em amplificar os efeitos de primeira ordem devidos às ações horizontais, como por exemplo devidas ao vento, incluindo as devidas imperfeições. Este método só é aplicável quando  $\alpha_{cr} > 3.0$ , sendo o fator de amplificação apresentado na expressão 5.3:

$$\left( \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \right) \quad (5.3)$$

- Análise de segunda ordem avançada:

Esta análise baseia-se numa análise não linear geométrica, que implica um procedimento iterativo, e que envolve um maior esforço computacional.

## 5.2 Estabilidade estrutural

Numa estrutura porticada, a verificação da estabilidade deve ser efetuada tendo em conta as imperfeições e os efeitos de segunda ordem (se necessário), bem como a estabilidade elástica dos seus elementos.

Dependendo do tipo de estrutura e do tipo de análise elástica ou plástica, os efeitos de segunda ordem e as imperfeições podem ser tidos em conta na verificação da estabilidade da estrutura, por um dos seguintes procedimentos:

- Procedimento 1 – Análise global de esforços, que inclui diretamente todas as imperfeições geométricas e do material e todos os efeitos de segunda ordem (efeitos globais  $P-\Delta$  e efeitos locais ao nível do elemento  $P-\delta$ ).

Neste processo não é necessário ter em conta o fenómeno de encurvadura (em vigas, pilares, etc.) pois os efeitos de segunda ordem e as imperfeições já estão incluídos na análise global de esforços dos elementos.

- Procedimento 2 – Análise global de esforços considerando as imperfeições globais da estrutura e os efeitos de segunda ordem globais ( $P-\Delta$ ), sendo as imperfeições dos elementos e os efeitos de segunda ordem locais ( $P-\delta$ ) incluídos nas expressões de verificação de segurança à encurvadura, de acordo com a cláusula 6.3 da Norma NP EN 1993-1-1. Os comprimentos de encurvadura são iguais aos reais, os esforços de cálculos são obtidos através da análise global da estrutura, que deve ter em conta as imperfeições globais e os efeitos de segunda ordem (se necessários).

Este método é geralmente o mais utilizado.

## 5.3 Dimensionamento de vigas e pilares

### 5.3.1 Classificação de secções

Os fenómenos de encurvadura local influenciam a resistência e a capacidade de rotação de uma secção e estes, por sua vez, traduzem como a classificação das secções transversais dos elementos estruturais é efetuada. Enquanto numa secção compacta (classe 1 ou 2) as zonas comprimidas podem plastificar totalmente, numa secção esbelta devido aos fenómenos de encurvadura local, isso pode já não ocorrer.

Segundo a Norma NP EN 1993-1-1, e conforme a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica, as secções transversais classificam-se em:

- Classe 1 – São secções em que se pode formar uma rótula plástica, com uma capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2 – São secções que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3 – São secções em que a tensão na fibra extrema mais comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4 – São secções em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

O comportamento à flexão das secções mencionadas é ilustrado na Figura 5.3. Na figura  $M_{pl}$ ,  $M_{el}$  e  $\phi_s$  representam respetivamente o momento plástico, o momento elástico e a rotação da secção transversal de um elemento.

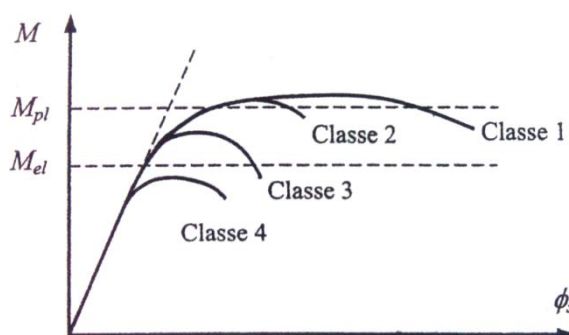


Figura 5.3 – Comportamento de secções à flexão (Figura 2.10 de Simões, 2007)

A classificação de uma secção é realizada com base na relação entre o comprimento e a espessura ( $c/t$ ) dos elementos, total ou parcialmente comprimidos (alma e banzo), nos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e na respetiva classe do aço. A classe atribuída às secções é apresentada na Tabela 5.1.

Os diversos componentes comprimidos de uma secção transversal (banzo ou alma) podem, em geral ser de classe diferentes, sendo a secção classificada de acordo com a classe mais elevada (menos favorável).

Tabela 5.1 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1, 2010)

Componentes internos comprimidos						
						Eixo de flexão
						Eixo de flexão
Classe	Componente solicitado à flexão	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1^*)$ : $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

<sup>\*)</sup>  $\psi \leq -1$  aplica-se quando a tensão de compressão  $\sigma \leq f_y$ , ou quando a extensão de tracção  $\epsilon_s > f_y/E$ .



Banzos em consola							
Secções laminadas			Secções soldadas				
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão					
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada			
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)							
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$				
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$				
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)							
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para $k_\sigma$ ver a EN 1993-1-5					
Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<p>Cantoneiras</p>		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes			
Classe	Secção comprimida						
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)							
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$						
Secções tubulares							
Classe	Secção em flexão e/ou compressão						
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$						
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$						
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$						
<i>NOTA: Para <math>d/t &gt; 90\epsilon^2</math> ver a EN 1993-1-6.</i>							
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460	
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51	

### 5.3.2 Estabilidade de elementos submetidos a flexão composta

Tanto nomeadamente os pilares como as vigas podem estar sujeitos à atuação simultânea de dois tipos de esforços, o esforço axial e o momento fletor, o que se traduz num dimensionamento realizado para flexão composta. Adotado o procedimento 2 referido no subcapítulo 5.2, é necessário contabilizar os efeitos de segunda ordem no cálculo da resistência da secção, sendo essa consideração realizada através de fatores redutores da resistência da secção calculada sem efeitos de encurvadura. A metodologia adotada é a que está descrita na cláusula 6.3.3 da Norma NP EN 1993-1-1.

Um elemento submetido a flexão composta com compressão, pode-se tornar instável através da encurvadura por flexão ou encurvadura lateral. Podem-se distinguir dois tipos de elementos:

- Elementos não suscetíveis de sofrerem deformações de torção:  
São elementos onde a encurvadura por flexão é o modo de instabilidade condicionante e são elementos constituídos por secções fechadas ocas ou por secções abertas se estiverem restringidas lateralmente;
- Elementos suscetíveis de sofrerem deformações de torção:  
São elementos onde a encurvadura lateral tende a ser o modo de instabilidade condicionante e são elementos constituídos por secções abertas (secção em I ou H) não restringidas lateralmente.

A verificação da segurança em relação à encurvadura por flexão e a encurvadura lateral, num elemento com secção transversal duplamente simétrica, submetido a flexão composta com compressão, é realizada através das condições expressas em 5.4. e 5.5.

$$\frac{N_{ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.4)$$

$$\frac{N_{ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Em que:

- $N_{ed}$  Valor de cálculo do esforço normal atuante;
- $N_{Rk}$  Valor característico do esforço normal resistente da secção transversal condicionante;
- $M_{y,Ed}$  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;

---

$M_{y,Rk}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo y-y;
$M_{z,Rk}$	Valor característico da resistência à flexão em torno do eixo z-z;
$\chi_{LT}$	Coefficiente de redução para a encurvadura lateral;
$\chi_y$	Coefficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo y-y;
$\chi_z$	Coefficiente de redução associado à encurvadura por flexão em torno do eixo z-z;
$k_{yy}$	Fator de interação;
$k_{yz}$	Fator de interação;
$k_{zy}$	Fator de interação;
$k_{zz}$	Fator de interação;
$\gamma_{M1}$	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento.

A Norma NP EN 1993-1-1 apresenta dois métodos possíveis para o cálculo dos fatores de interação  $k_{yy}$ ,  $k_{yz}$ ,  $k_{zy}$  e  $k_{zz}$ :

- Método 1 – Método desenvolvido por uma equipa de investigadores Franco-Belga;
- Método 2 – Método desenvolvido por uma equipa de investigadores Austro-Alemão.



## 6 DESCRIÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO E PARÂMETROS PARA O DIMENSIONAMENTO

### 6.1 Introdução

Esta dissertação tem como objeto de estudo o dimensionamento de vinte e um pavilhões, doze pavilhões constituídos por pórticos tipo *portal frame* e nove constituídos por pórticos treliçados.

Apresenta-se na Tabela 6.1 a definição dos parâmetros estudados.

Tabela 6.1 – Parâmetros definidos para os casos de estudo

<b>Localização</b>	<b>Apoios</b>	<b>Classe de aço</b>	<b>Inclinação cobertura [%]</b>	<b>Altura pilares [m]</b>	<b>Altura cumeeira [m]</b>	<b>Largura do vão [m]</b>	<b>Afastamento dos pórticos [m]</b>
Viana do Castelo  Categoria de Terreno tipo II  200 metros de altitude	Duplos	S275JR EN 10025-2	7% ( $\approx 4^\circ$ )	7	7,70	20	6
							7
							8
					8,05	30	6
							7
							8
					8,23	35	6
							7
							8
					8,40	40	6
							7
							8
					8,75	50	6
							7
							8
9,10	60	6					
		7					
		8					

Na Tabela 6.2 é apresentada a definição de cada um dos casos de estudo efetivamente estudados.

Tabela 6.2 – Definição dos casos de estudo

Caso de estudo		Tipo de pórtico	Largura do vão [m]	Afastamento dos pórticos [m]	Comprimento do pavilhão * [m]	Número de pórticos [un]
PF20	6	Portal frame	20	6	60	11
	7			7	56	9
	8			8	64	9
PF30	6		30	6	90	16
	7			7	91	14
	8			8	88	12
PF35	6		35	6	102	18
	7			7	105	16
	8			8	104	14
PF40	6		40	6	120	21
	7			7	119	18
	8			8	120	16
T40	6	Pórtico treliçado	40	6	120	21
	7			7	119	18
	8			8	120	16
T50	6		50	6	150	26
	7			7	147	22
	8			8	152	20
T60	6		60	6	180	31
	7			7	182	27
	8			8	176	23

\* O comprimento é aproximadamente igual a três vezes a largura do pavilhão.

## 6.2 Estrutura principal

### 6.2.1 Portal frames (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40)

Para a análise dos pavilhões com pórticos *portal frame*, foram analisados os casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40, totalizando doze pavilhões para dimensionamento e análise. Na Figura 6.1 é apresentada a geometria genérica para os *portal frames*.

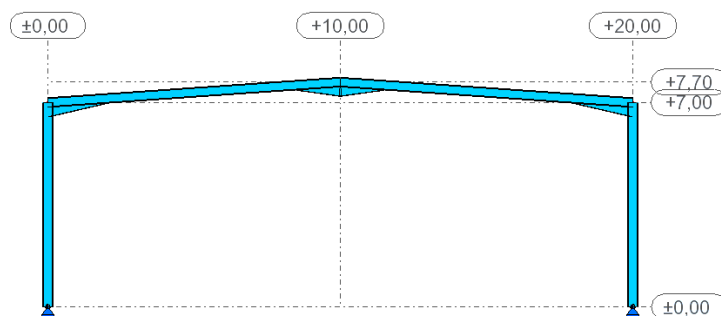


Figura 6.1 – Exemplo da geometria genérica para os pórticos *portal frames* (caso de estudo PF20)

Os pórticos das empenas possuem pilares a cada 5 metros para todas as soluções anteriormente apresentadas, exceto a solução com o vão de 35 metros, tendo essa solução os pilares distanciados a 5.83 metros. Os pilares das empenas como são menos solicitados que os pilares "principais" dos pórticos, podem ter secção transversal inferior a estes.

### 6.2.1.1 Perfis utilizados

Os perfis a utilizar nos pilares e vigas são perfis laminados a quente, de formato IPE, (sempre que possível), alterando só quando necessário para perfis HEA. Os perfis utilizados para o sistema de contraventamento são perfis ocos circulares CHS (circular hollow sections), tomando a designação de "TRON" nos Anexo 2. A Figura 6.2 apresenta exemplos de perfis IPE, HEA e CHS, utilizados.



Figura 6.2 – Perfis laminados a quente de forma IPE, HEA e CHS, respetivamente (imagens adaptadas do site da Polsteel)

### 6.2.1.2 Reforços de ligações

Todos os pórticos *portal frames* possuem reforços na ligação pilar-viga e de cumeeira (estes reforços são conhecidos na industria como "bacalhaus"), exceto os pórticos das empenas.

Os reforços pilar-viga têm um comprimento fixo de 20% do comprimento da viga (equivalente a 10% do vão do pavilhão), enquanto os reforços da cumeeira serão analisados para 10%, 15% e 20% do comprimento da viga (equivalente a 5%, 7.5% e 10% do vão do pavilhão), analisando posteriormente qual das opções é mais vantajosa.

Os reforços são do mesmo tipo de perfil utilizado nas vigas, sendo depois cortados em duas peças triangulares como é visível na Figura 6.3. A Figura 6.4 apresenta o típico reforço utilizado na ligação pilar-viga e na cumeeira.

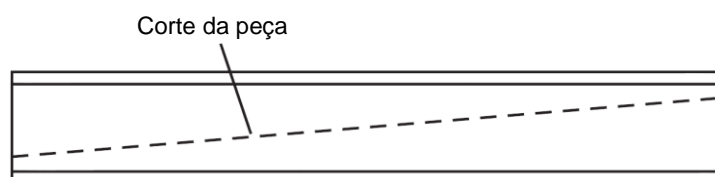


Figura 6.3 – Corte de perfis para reforços (adaptado de Structural Design of Steelwork, 2008)

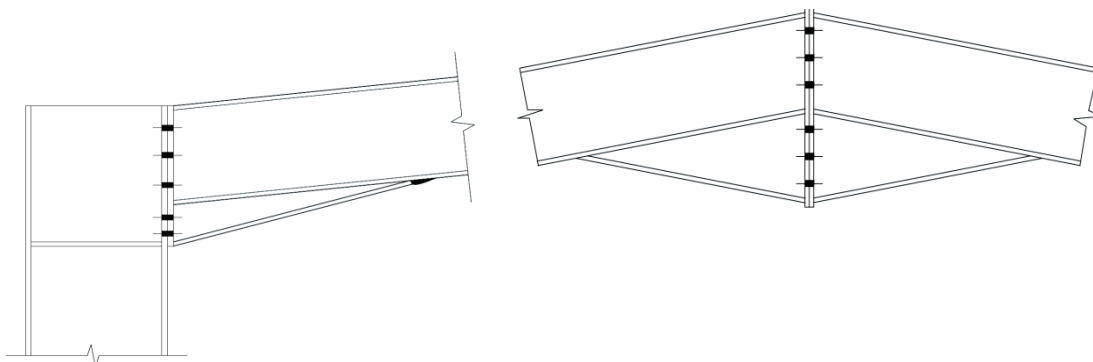


Figura 6.4 – Exemplo de reforço na ligação pilar-viga e cumeeira, respetivamente (SECHALO, 2012)

### 6.2.1.3 Travamento do banzo inferior

Assume-se que as madres de cobertura e de fachada travam os banzos superiores das vigas e pilares, respetivamente. Para travar os banzos inferiores é necessário aplicar em quantidade necessária, travamentos laterais e torsionais para impedir a encurvadura do banzo inferior (estes travamentos são conhecidos na indústria como "asas de anjo" ou "mãos de amigo").

O travamento é realizado através da ligação do banzo inferior da viga ou pilar às madres de cobertura ou fachada, respetivamente. Esta solução é mais usada em vigas do que em pilares, por questões estéticas e porque usualmente os pilares são de reduzido comprimento (em relação às vigas) e mais robustos do que estas, não sendo necessário aplicar este travamento para resistir à encurvadura, mas é uma solução aplicável caso seja estritamente necessário. A Figura 6.5 apresenta um exemplo deste tipo de travamento.

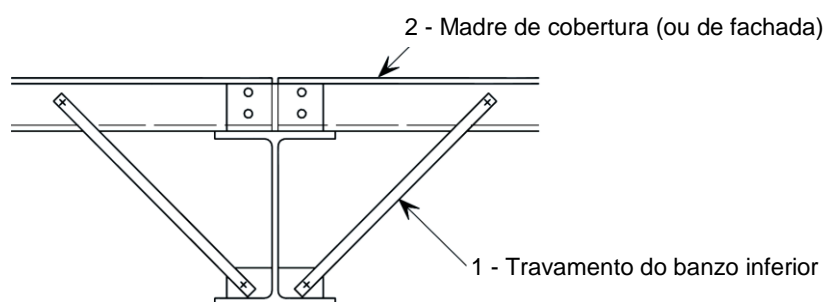


Figura 6.5 – Travamento lateral e torsional da viga (adaptado de SECHALO, 2012)

### 6.2.1.4 Contraventamento

O contraventamento escolhido foi um processo de tentativa e erro, até se conseguir alcançar um contraventamento funcional e com a menor número de barras possível.

O contraventamento utilizado é apresentado na Figura 6.6 e Figura 6.7. O exemplo apresentado na Figura 6.6 é o caso de estudo PF20-6 (20 metros de vão), e na Figura 6.7 é apresentado o caso de estudo PF30-6 (30 metros de vão).



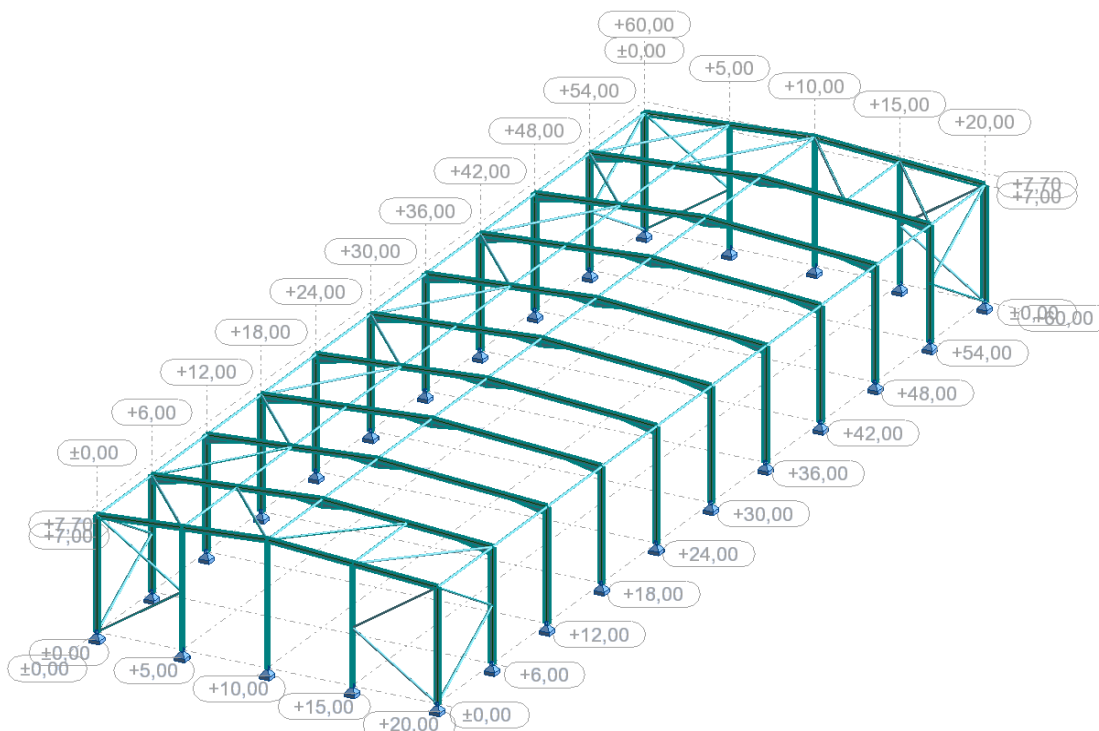


Figura 6.6 – Exemplo do contraventamento aplicado - vista 3D (caso de estudo PF20-6)

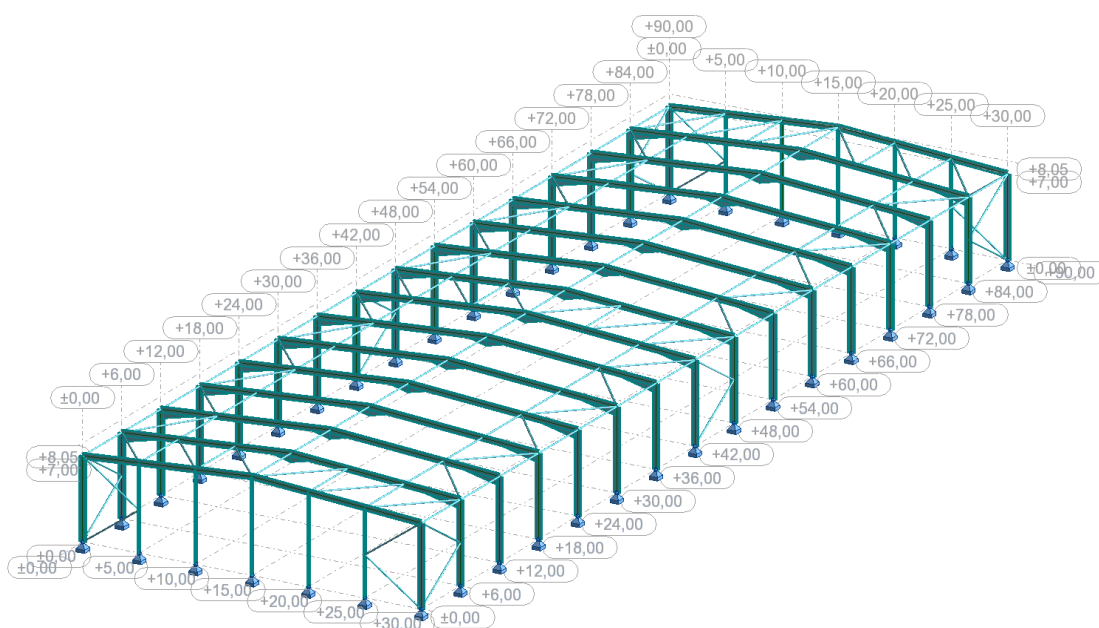


Figura 6.7 – Exemplo do contraventamento aplicado - vista 3D (caso de estudo PF30-6)

O caso de estudo PF20 (Figura 6.6), só possui contraventamento numa vertente da cobertura, pois este é suficiente para assegurar o cumprimento das deformadas horizontais impostas. Os restantes casos (exemplo na Figura 6.7) já possuem um contraventamento a meio do pavilhão, pois segundo Davison (2012), são necessários para desenvolvimentos superiores a 75 metros. Na análise efetuada foi possível constatar que este contraventamento é indispensável para cumprir as deformadas laterais e mesmo com a sua utilização as deformadas horizontais são muitíssimo condicionantes no dimensionamento.

Como é previsível, haverá algumas barras no contraventamento mais solicitadas que outras (em especial perto das empenas), não havendo necessidade de dimensionar todas as barras de contraventamento para o caso mais desfavorável, devendo agrupar-se estas barras mais solicitadas, até ao máximo de três tipos de secção transversal por pavilhão (para não dificultar o processo de montagem em obra). Aconselha-se a manter o diâmetro e alterar só a espessura do perfil para as barras mais solicitadas.

A Figura 6.8 e Figura 6.9 mostram um exemplo desta diferença de perfis no contraventamento. Na Figura 6.8, as barras a vermelho são de um diâmetro inferior às restantes barras, pois estas barras não são muito solicitadas. As barras a cor lilás são do mesmo diâmetro das barras a cor verde mais escuro, mas com maior espessura pois são as barras mais solicitadas no contraventamento. Na Figura 6.9, as barras a vermelho também são de um diâmetro inferior às restantes barras. As barras a cor verde são do mesmo diâmetro das barras a cor lilás, mas com maior espessura pois são as barras mais solicitadas no contraventamento.

É ainda de referir que as barras vermelhas que estão perpendiculares aos pórticos, não só funcionam como contraventamento e travamento das vigas, como ainda servirão de ajuda para montagem dos pórticos em obra.

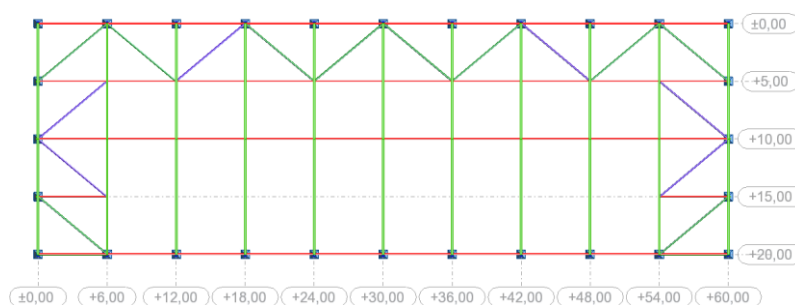


Figura 6.8 – Exemplo da diferença de perfis aplicados no contraventamento em *portal frames* - vista em planta (caso de estudo PF20-6)

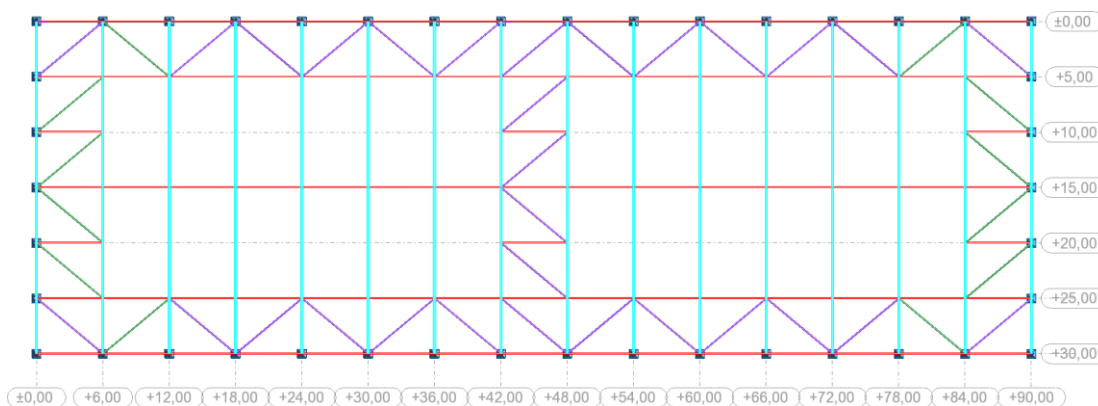


Figura 6.9 – Exemplo da diferença de perfis aplicados no contraventamento em *portal frames* - vista em planta (caso de estudo PF30-6)

## 6.2.2 Pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60)

Para a análise dos pavilhões com pórticos treliçados, foram analisados os casos de estudo T40, T50 e T60, totalizando nove pavilhões para análise. Na Figura 6.10 é apresentada a geometria genérica para os pórticos treliçados.

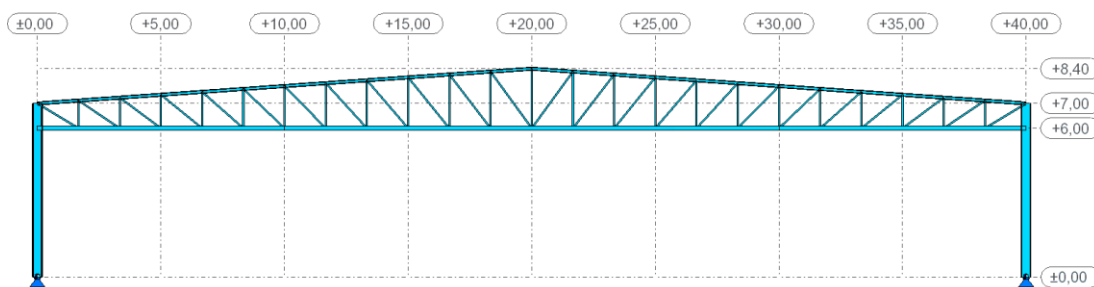


Figura 6.10 – Geometria genérica para pórticos treliçados (caso de estudo T40)

### 6.2.2.1 Perfis utilizados

Os perfis a utilizar nos pilares e banzo superior e inferior da treliça são perfis laminados a quente, de formato IPE nos pilares (exceto nos casos de estudo T60, onde se utilizará perfis HEA) e HEA nos banzo superior e inferior da treliça principal, as diagonais e montantes serão em perfis ocros quadrados SHS (square hollow sections), tomando a designação de "TCAR" nos Anexo 2. Os perfis utilizados para a treliça secundária são perfis IPE (montantes, banzo superior e inferior) e SHS (diagonais). Os perfis utilizados para o contraventamento são perfis ocros circulares CHS (circular hollow sections), tomando a designação de "TRON" nos Anexo 2. A Figura 6.11 apresenta respetivamente exemplos de perfis IPE, HEA, SHS e CHS.

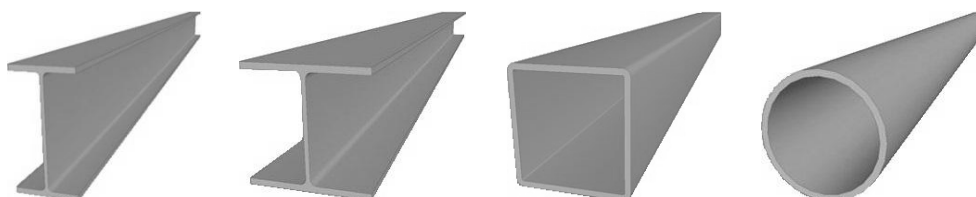


Figura 6.11 – Perfis laminados a quente de forma IPE, HEA, SHS e CHS, respetivamente (imagens adaptadas do site da Polsteel)

### 6.2.2.2 Treliça principal

Segundo o relatório SECHALO (2012), para que as treliças tenham uma eficiente disposição e transmissão de cargas, as suas diagonais devem ter inclinações compreendidas entre os 35° e 55° e a aplicação das cargas deve ser feita diretamente nos nós.

Tendo em conta estes parâmetros, a disposição dos pilares dos pórticos das empenas (distanciados de 5 metros) e a distribuição das madres de cobertura (entre 1,50 e 1,70 metros), considerou-se que em cada 5 metros deverão existir 3 montantes e respetivas

diagonais e que a treliça teria 1 metro de "altura" na zona dos pilares (como é perceptível na Figura 6.10). Deste modo a distância entre montantes obtida é de 1,67 metros, valor este que também se adequa aos limites impostos para colocação das madres de cobertura. No subcapítulo 6.3 será aprofundado a descrição da estrutura secundária.

Estes parâmetros são inalteráveis para todos os casos de estudo (T40, T50 e T60), pelo que a geometria da treliça para o caso de estudo T60, não é mais do que um "aumento" de 5 metros da treliça para o caso de estudo T50, e esta do caso de estudo T40. Pelo que a inclinação das diagonais é sempre igual até aos 20 metros (metade do vão do caso de estudo T40).

As inclinações das diagonais estão compreendidas entre os valores  $31.0^\circ$  a  $53.8^\circ$  para o caso de estudo T40,  $31.0^\circ$  a  $57.6^\circ$  para o caso de estudo T50 e  $31.0^\circ$  a  $60.8^\circ$  para o caso de estudo T60.

A disposição da treliça principal é vista no alçado da Figura 6.10 e em 3D na Figura 6.12.

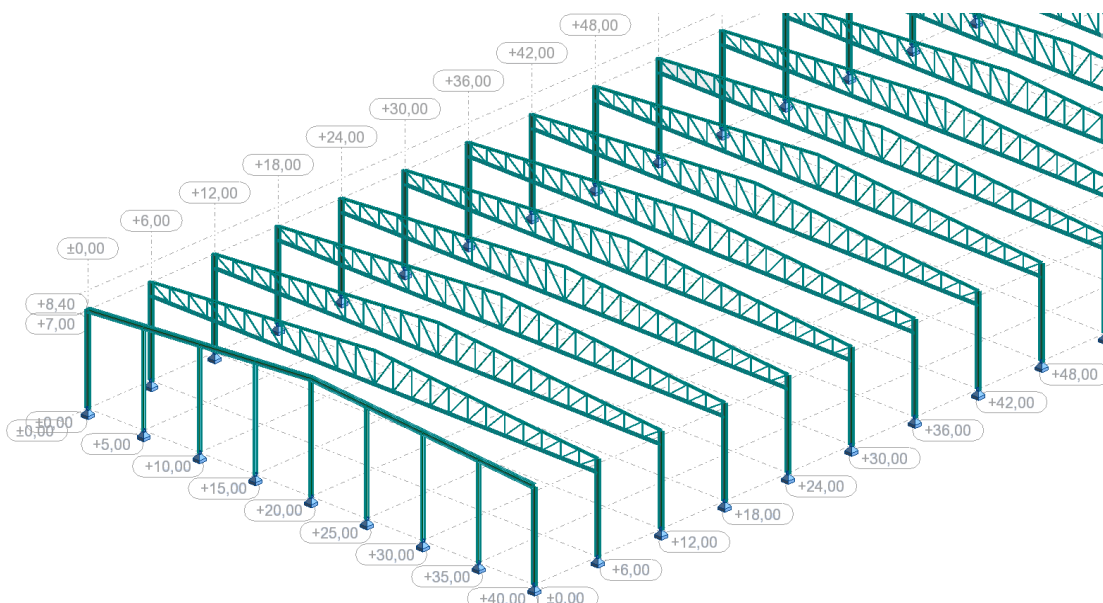


Figura 6.12 – Exemplo da geometria da treliça principal (caso de estudo T40-6)

Como já foi referido no subcapítulo 6.2.1.4, é possível adotar diferentes tipos de perfis, sendo que no caso da treliça principal esta tem dois tipos de perfis nos montantes e dois nas diagonais, para as barras mais solicitadas, as que estão mais próximas aos pilares, adotou-se para estas, perfis de igual diâmetro às restantes mas de espessura superior.

É ainda de referir que o banzo inferior da treliça será dividido em três ou quatro partes (devido aos seus grandes vãos), mas com ligações que garantem a continuidade do banzo. Esta divisão permite reduzir os perfis centrais, pois como já referido as barras mais solicitadas são as junto aos pilares. A Figura 6.13 mostra um exemplo da diferença de perfis aplicados nos montantes e diagonais bem como a divisão do banzo inferior em três partes.

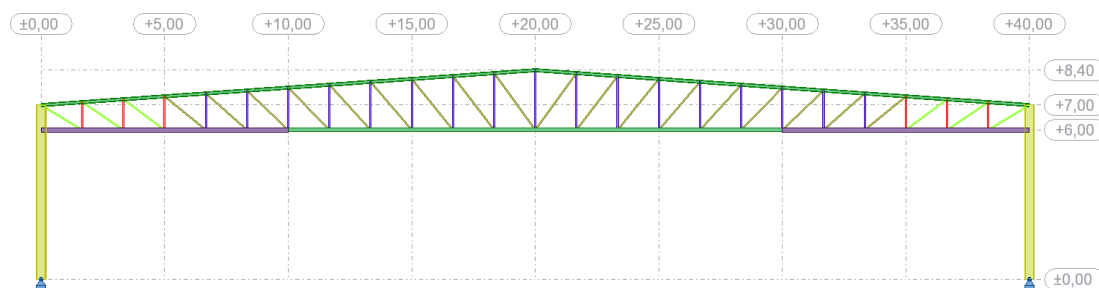


Figura 6.13 – Exemplo da diferença de perfis aplicados na treliça principal (caso de estudo T40)

### 6.2.2.3 Travamento do banzo inferior - treliça secundária

Como já referido no subcapítulo 6.2.1.3, o travamento do banzo inferior da treliça poderá fazer-se através da sua ligação às madres. Como a meio vão da treliça a altura alterna entre 2.40, 2.75 e 3.10 metros (casos de estudo T40, T50 e T60, respetivamente), e apesar de serem utilizados travamentos com esta altura, decidiu-se colocar uma treliça secundária a meio vão do pavilhão e apenas colocar travamentos do banzo inferior como os mostrados na Figura 6.5. no restante desenvolvimento da treliça (quantos quando necessário).

A Figura 6.14 apresenta a geometria da treliça secundária utilizada para travamento do banzo inferior da treliça principal.

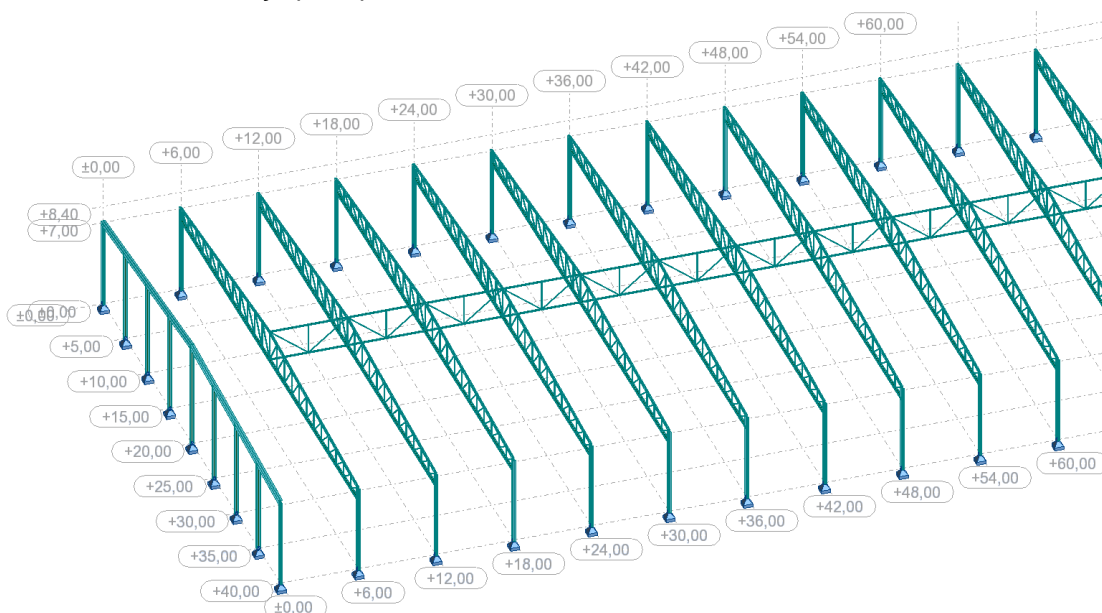


Figura 6.14 – Exemplo da geometria da treliça secundária (caso de estudo T40-6)

### 6.2.2.4 Contraventamento

O contraventamento utilizado é em tudo similar à solução apresentada no subcapítulo 6.2.1.4, exceto na aplicação de um contraventamento a meio do seu desenvolvimento. Na Figura 6.15 é apresentado um exemplo do sistema de contraventamento aplicado.

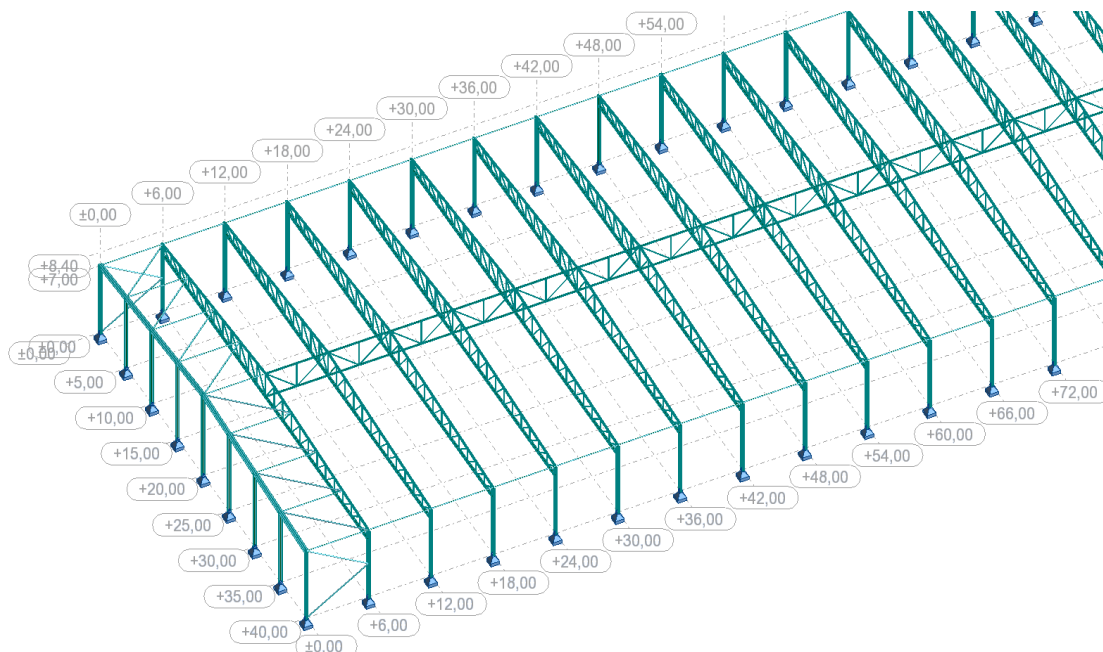


Figura 6.15 – Exemplo do contraventamento aplicado - vista 3D (caso de estudo T40-6)

Como já foi referido anteriormente no subcapítulo 6.2.1.4, é possível ter até três diferentes tipos de perfis no contraventamento. Nos casos de estudo dos pórticos treliçados só foi necessário ter dois tipos de perfis, sendo as barras a vermelho na Figura 6.16 as menos solicitadas e portanto com um perfil inferior às outras que estão a cor azul.

Tal como nos *portal frames*, também nos pórticos treliçados as barras a vermelho que estão perpendiculares aos pórticos, não só funcionam como contraventamento e travamento das vigas como ainda servirão de ajuda para montagem dos pórticos em obra.

A Figura 6.16 mostra um exemplo desta diferença de perfis no contraventamento.

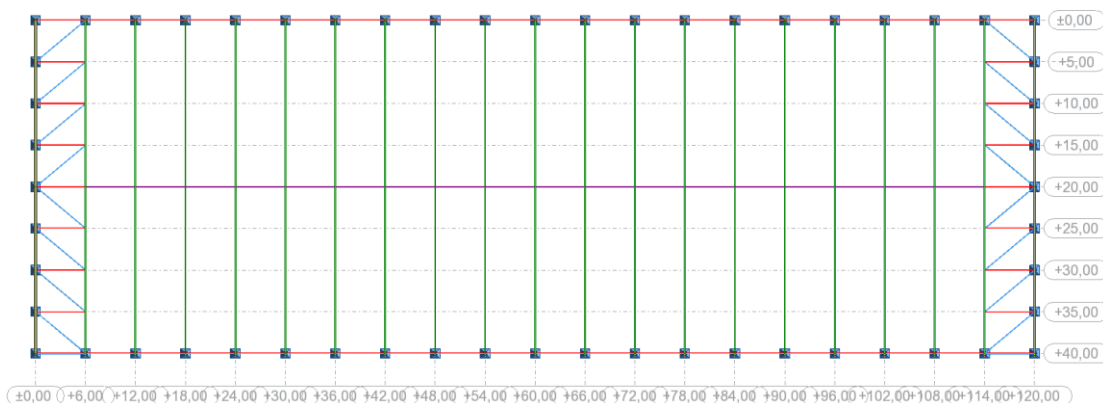


Figura 6.16 – Exemplo da diferença de perfis aplicados no contraventamento em pórticos treliçados - vista em planta (caso de estudo T40-6)

### 6.3 Estrutura secundária

As madres de fachada e cobertura serão em perfis enformados a frio de forma C e Z, respetivamente. Na Figura 6.17 é apresentado um exemplo deste tipo de perfis.



Figura 6.17 – Perfis enformados a frio de forma C e Z (imagens retiradas do site da Perfilnorte)

As madres de fachada e cobertura serão colocadas a 0,25 metros de cada extremidade e as restantes terão entre elas distâncias de 1,00 a 1,50 e 1,50 a 1,70 respetivamente. Estas distâncias podem ser menores, o que aumenta a quantidade de perfis e diminui a secção transversal destes, ou pode-se aumentar a distância entre madres o que diminui a quantidade de perfis mas aumentam o tamanho da sua secção transversal.

Como a altura dos pilares se mantém inalterada, a distância entre madres de fachada é constante, com 1.30 metros em todos os casos de estudo. O comprimento das vigas altera-se conforme o caso de estudo analisado, o que resulta em distâncias diferentes de caso para caso. Na Figura 6.18 é apresentado um exemplo da disposição das madres no pórtico.

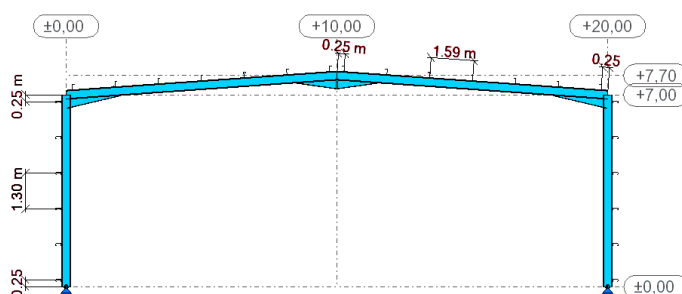


Figura 6.18 – Exemplo da disposição das madres (caso de estudo PF20)

É importante salientar que a posição de todos os perfis foi efetuada tendo em conta as boas práticas para a duração da construção, sendo de 50 anos para estruturas correntes segundo a Norma NP EN 1990. A Figura 6.19 mostra exemplos de boas práticas.

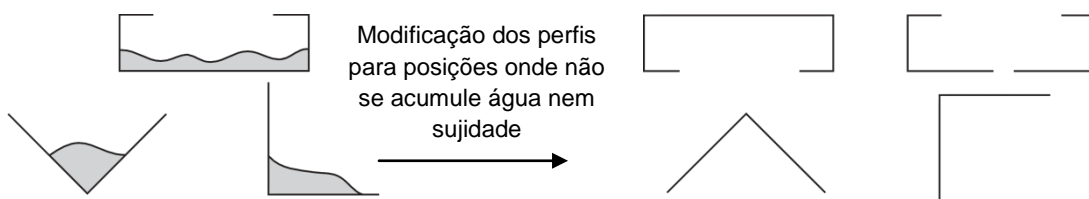


Figura 6.19 – Exemplo de boas práticas em construção (Designers Guide to Eurocode 3, 2011)

## 6.4 Ações consideradas

As ações consideradas, para a análise e dimensionamento dos casos de estudo, foram definidas segundo as metodologias apresentadas no Capítulo 3 e as suas respetivas combinações e verificações aos estados limites segundo o Capítulo 4.

### 6.4.1 Ação permanente

Nas ações permanentes considerou-se o peso próprio de todos os elementos resistentes da estrutura (pilares, vigas, madres e contraventamento) através da introdução automática dos mesmos no programa de cálculo automático utilizado.

O peso próprio do revestimento e ligações foi introduzido através da aplicação de uma carga uniformemente distribuída nas fachadas e cobertura de  $0.30 \text{ kN/m}^2$ .

Foi também considerada uma carga uniformemente distribuída de  $0.05 \text{ kN/m}^2$ , na cobertura para a iluminação.

### 6.4.2 Ação variável - Sobrecarga

O cálculo da ação de sobrecarga na cobertura foi apresentado no subcapítulo 3.2.2.1, sendo a cobertura dos casos de estudo pertencente à categoria H, o que se traduz numa carga uniformemente distribuída na cobertura de  $0.40 \text{ kN/m}^2$  (Tabela 3.1 e Tabela 3.2 desta dissertação).

### 6.4.3 Ação variável - Neve

O cálculo da ação da neve na cobertura foi apresentado no subcapítulo 3.2.2.2. Existem três tipos de casos para a disposição da neve em coberturas de duas vertentes, tal como apresentado na Figura 3.2. Na Tabela 6.3 apresentam-se os respetivos valores obtidos.

Tabela 6.3 – Ação da neve

Caso	Ação da neve em coberturas de duas vertentes [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Vertente esquerda	Vertente direita
I	0,186	0,186
II	0,093	0,186
III	0,186	0,093



#### 6.4.4 Ação variável - Vento

O cálculo da ação do vento foi apresentado no subcapítulo 3.2.2.3. A delimitação das zonas nas paredes verticais e coberturas podem ser visualizadas na Figura 3.4 e Figura 3.5. O cálculo da ação do vento teve em conta as pressões interiores negativas e positivas definidas na Norma NP EN 1991-1-4.

Na convenção de sinais, uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva, ao passo que uma sucção, atuando com um sentido que se afasta da superfície, é considerada negativa. Na Tabela 6.4 apresentam-se os valores considerados para a ação do vento na direção  $\Theta=0^\circ$  e na Tabela 6.5 os valores para a direção  $\Theta=90^\circ$ .

Em anexo é apresentada a ação do vento em detalhe e com as devidas áreas de influência nos pavilhões para cada caso de estudo.

Tabela 6.4 – Ação do vento - direção  $\Theta=0^\circ$

Caso de estudo	Pressão interior	Ação do vento - direção do vento $\Theta=0^\circ$ [kN/m <sup>2</sup> ]									
		Paredes					Coberturas				
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
PF20	-	-0,90	-0,50	-0,20	+1,02	-0,04	-1,40	-0,90	-0,30	-	-0,30
							+0,30	+0,30	+0,30	-0,30	-0,30
	+	-1,40	-1,00	-0,70	+0,52	-0,53	-1,89	-1,40	-0,80	-	-0,80
							-0,20	-0,20	-0,20	-0,80	-0,80
PF30	-	-0,91	-0,50	-0,20	+1,01	-	-1,41	-0,91	-0,30	-	-0,30
							+0,30	+0,30	+0,30	-0,30	-0,30
	+	-1,41	-1,01	-0,71	+0,51	-0,51	-1,92	-1,41	-0,81	-	-0,81
							-0,20	-0,20	-0,20	-0,81	-0,81
PF35	-	-0,91	-0,51	-0,20	+1,02	-	-1,42	-0,91	-0,30	-	-0,30
							+0,30	+0,30	+0,30	-0,30	-0,30
	+	-1,42	-1,02	-0,71	+0,51	-0,51	-1,93	-1,42	-0,81	-	-0,81
							-0,20	-0,20	-0,20	-0,81	-0,81
PF40 T40	-	-0,92	-0,51	-0,20	+1,02	-	-1,43	-0,92	-0,31	-	-0,31
							+0,31	+0,31	+0,31	-0,31	-0,31
	+	-1,43	-1,02	-0,72	+0,51	-0,51	-1,94	-1,43	-0,82	-	-0,82
							-0,20	-0,20	-0,20	-0,82	-0,82
T50	-	-0,93	-0,52	-0,21	+1,03	-	-1,45	-0,93	-0,31	-	-0,31
							+0,31	+0,31	+0,31	-0,31	-0,31
	+	-1,45	-1,03	-0,72	+0,52	-0,52	-1,96	-1,45	-0,83	-	-0,83
							-0,21	-0,21	-0,21	-0,83	-0,83
T60	-	-0,94	-0,52	-0,21	+1,04	-	-1,46	-0,94	-0,31	-	-0,31
							+0,31	+0,31	+0,31	-0,31	-0,31
	+	-1,46	-1,04	-0,73	+0,52	-0,52	-1,98	-1,46	-0,84	-	-0,84
							-0,21	-0,21	-0,21	-0,84	-0,84

Tabela 6.5 – Ação do vento - direção  $\Theta=90^\circ$ 

Caso de estudo	Pressão interior	Ação do vento - direção do vento $\Theta=90^\circ$ [kN/m <sup>2</sup> ]								
		Paredes					Coberturas			
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
PF20	-	-0,90	-0,50	-0,20	+1,00	-	-1,30	-1,00	-0,40	-0,30
	+	-1,40	-1,00	-0,70	+0,50	-0,50	-1,80	-1,50	-0,90	-0,80
PF30	-	-0,91	-0,51	-0,20	+1,01	-	-1,31	-1,01	-0,40	-0,30
	+	-1,41	-1,01	-0,70	+0,51	-0,50	-1,82	-1,51	-0,91	-0,81
PF35	-	-0,92	-0,51	-0,21	+1,01	-	-1,32	-1,02	-0,41	-0,30
	+	-1,42	-1,01	-0,71	+0,51	-0,50	-1,83	-1,52	-0,91	-0,81
PF40 T40	-	-0,93	-0,52	-0,21	+1,02	-0,01	-1,33	-1,02	-0,41	-0,31
	+	-1,43	-1,02	-0,71	+0,52	-0,51	-1,84	-1,53	-0,92	-0,82
T50	-	-0,94	-0,53	-0,22	+1,02	-0,01	-1,34	-1,03	-0,41	-0,31
	+	-1,44	-1,03	-0,72	+0,52	-0,51	-1,86	-1,55	-0,93	-0,83
T60	-	-0,95	-0,54	-0,22	+1,03	-0,01	-1,36	-1,04	-0,42	-0,31
	+	-1,45	-1,04	-0,72	+0,53	-0,51	-1,88	-1,57	-0,94	-0,84

## 6.5 Combinações de ações

### 6.5.1 Estado limite último

Para o cálculo dos esforços para efeitos de dimensionamento, foram determinadas combinações de ações para o Estado limite último já apresentadas no subcapítulo 4.2. As combinações adotadas são as apresentadas na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Combinações de ações para o Estado limite último

Combinação de ações	Peso próprio	RCP *	Sobrecarga	Neve	Vento $\Theta=0^\circ$	Vento $\Theta=90^\circ$
Ação variável base de sobrecarga	1,35	1,35	1,50	-	-	-
Ação variável base de neve	1,35	1,35	-	1,50	-	-
Ação variável base de vento $\Theta=0^\circ$	1,35	1,35	-	-	1,50	-
	1,00	1,00	-	-	1,50	-
Ação variável base de vento $\Theta=90^\circ$	1,35	1,35	-	-	-	1,50
	1,00	1,00	-	-	-	1,50
Ação variável base de neve combinada com o vento $\Theta=0^\circ$	1,35	1,35	-	1,50	1,50x0,60	-
Ação variável base de neve combinada com o vento $\Theta=90^\circ$	1,35	1,35	-	1,50	-	1,50x0,60
Ação variável base de vento $\Theta=0^\circ$ combinada com a neve	1,35	1,35	-	1,50x0,50	1,50	-
Ação variável base de vento $\Theta=90^\circ$ combinada com a neve	1,35	1,35	-	1,50x0,50	-	1,50

\* RCP = Restantes cargas permanentes (consideradas o revestimento e iluminação)

### 6.5.2 Estado limite de utilização/serviço

Para o cálculo das deformadas, foram determinadas combinações de ações (combinações características) para o Estado limite utilização/serviço já apresentadas no subcapítulo 4.3. As combinações adotadas são as apresentadas na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Combinações (características) de ações para o Estado limite de utilização/serviço

<b>Combinação de ações</b>	<b>Peso próprio</b>	<b>RCP *</b>	<b>Sobrecarga</b>	<b>Neve</b>	<b>Vento <math>\theta=0^\circ</math></b>	<b>Vento <math>\theta=90^\circ</math></b>
<i>Ação variável base de sobrecarga</i>	1,00	1,00	1,00	–	–	–
<i>Ação variável base de neve</i>	1,00	1,00	–	1,00	–	–
<i>Ação variável base de vento <math>\theta=0^\circ</math></i>	1,00	1,00	–	–	1,00	–
<i>Ação variável base de vento <math>\theta=90^\circ</math></i>	1,00	1,00	–	–	–	1,00
<i>Ação variável base de neve combinada com o vento <math>\theta=0^\circ</math></i>	1,00	1,00	–	1,00	0,60	–
<i>Ação variável base de neve combinada com o vento <math>\theta=90^\circ</math></i>	1,00	1,00	–	1,00	–	0,60
<i>Ação variável base de vento <math>\theta=0^\circ</math> combinada com a neve</i>	1,00	1,00	–	0,50	1,00	–
<i>Ação variável base de vento <math>\theta=90^\circ</math> combinada com a neve</i>	1,00	1,00	–	0,50	–	1,00

\* RCP = Restantes cargas permanentes (consideradas o revestimento e iluminação)

#### 6.5.2.1 Deformadas máximas admissíveis

As deformadas máximas admissíveis para o cálculo das combinações para o Estado limite de utilização/ serviço foram definidas de acordo com os parâmetros definidos nos subcapítulos 4.4.1 e 4.4.2, e apresentam-se na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Deformadas máximas admissíveis para o Estado limite de utilização/serviço

<b>Caso de estudo</b>	<b>Deslocamento máximo admissível [mm]</b>	
	<b>Vertical</b> <i>Coberturas em geral</i> $\delta_{max} = L/200$	<b>Horizontal</b> <i>Pórticos sem aparelhos de elevação</i> $\Delta_{max} = H/150$
<b>PF20</b>	100,0	46,7
<b>PF30</b>	150,0	46,7
<b>PF35</b>	175,0	46,7
<b>PF40; T40</b>	200,0	46,7
<b>T50</b>	250,0	46,7
<b>T60</b>	300,0	46,7

## 6.6 Análises efetuadas

O dimensionamento dos casos de estudo foi realizado através do programa de cálculo automático da *Autodesk – Robot Structural Analysis Professional 2013* (versão estudante) e a verificação de segurança dos elementos através do módulo *Steel / Aluminum Design*. No caso do cálculo das madres fez-se a verificação através do parâmetro *Thin-walled sections*.

Foi realizada uma análise global elástica para o cálculo, tendo sido também realizada uma análise para a verificação da influência ou não dos efeitos de segunda ordem. Esta análise realizada através do programa *Robot*, permitiu verificar que os mesmos têm reduzida influência na dimensão dos pavilhões, pois a expressão 5.2 apresentada nesta dissertação foi satisfeita. O mesmo resultado foi sugerido por Oliveira, F. (2013).

### 6.6.1 Imperfeições geométricas

Foi feita uma avaliação da influência da introdução das imperfeições geométricas no dimensionamento dos pavilhões, tendo para o efeito sido realizado o dimensionamento com e sem a introdução das imperfeições geométricas em alguns casos de estudo. Esta análise permitiu verificar que este acréscimo era diminuto e não significativo, o que levou a que a introdução das imperfeições geométricas fosse ignorada no dimensionamento.

## 7 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

### 7.1 Introdução

De seguida apresentam-se os resultados obtidos para os casos de estudo através dos parâmetros e das análises referidas nos capítulos anteriores.

### 7.2 Apresentação de resultados

#### 7.2.1 Madres

O resultado do dimensionamento das madres, foi realizado através do programa *Robot* (*Thin-walled sections*). Os resultados obtidos foram os apresentados na Tabela 7.1, sendo de referir que estes pouco interferem no estudo económico, sendo iguais entre os casos de estudo com o mesmo afastamento entre pórticos.

Tabela 7.1 – Dimensionamento das secções das madres

Caso de estudo		Madres		
		Fachada lateral	Fachada das empenas	Cobertura
PF20 PF30 PF40 T40 T50 T60	6	C 200x2,0	C 150x2,5	Z 200x1,5
	7	C 200x2,5		Z 200x2,0
	8	C 250x3,0		Z 200x2,5
PF35	6	C 200x2,0	C 200x2,0	Z 200x1,5
	7	C 200x2,5		Z 200x2,0
	8	C 250x3,0		Z 200x2,5

É importante destacar que a única diferença entre casos de estudo com o mesmo afastamento entre pórticos, reside no caso de estudo PF35 na fachada das empenas. Este caso de estudo tem 35 metros de vão e portanto a distância dos pilares das empenas é de 5.83 metros e não 5 metros como em todos os outros casos de estudo (referido no subcapítulo 6.2.1), o que resulta numa secção diferente de perfil somente neste caso.

### 7.2.2 Portal frames (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40)

Apresentam-se na Tabela 7.2 os resultados obtidos para os elementos estruturais das análises efetuadas para os *portal frames* (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40), e na Tabela 7.3 os valores máximos obtidos dos deslocamentos das deformadas. Por não ser relevante o dimensionamento do sistema de contraventamento, este é apresentado em anexo, em conjunto com o detalhe da estimativa orçamental efetuada para os vários casos de estudo.

Tabela 7.2 – Dimensionamento dos *portal frames* - elementos estruturais

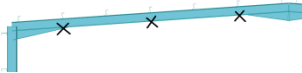


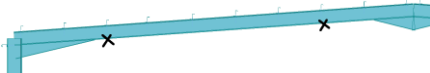

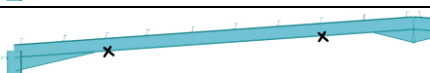
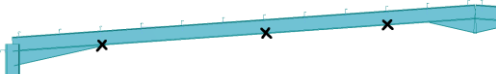
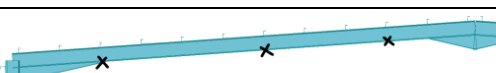




Casos de estudo		Elementos estruturais			Travamento lateral da viga	
		Pilares pórtico	Pilares empena	Vigas		
PF20	6	IPE 360	IPE 300	IPE 330	3	
	7	IPE 400		IPE 330	4	
	8	IPE 400		IPE 360	3	
PF30	6	IPE 550	IPE 300	IPE 500	2	
	7	IPE 600		IPE 500	3	
	8	IPE 600		IPE 550	2	
PF35	6	HEA 550	IPE 300	IPE 550	3	
	7	HEA 600		IPE 600	3	
	8	HEA 600		IPE 600	3	
PF40	6	HEA 600	IPE 300	HEA 550	2	
	7	HEA 700		HEA 600	2	
	8	HEA 700		HEA 600	2	

Tabela 7.3 – Dimensionamento dos *portal frames* - deslocamento máximo obtido

Casos de estudo		Deslocamento máximo admissível [mm]		Deslocamento máximo obtido [mm]	
		Vertical $\delta_{max}$	Horizontal $\Delta_{max}$	Vertical $\delta$	Horizontal $\Delta$
PF20	6	100,0	46,7	99,3	40,7
	7			95,6	32,5
	8			95,8	40,2
PF30	6	150,0	46,7	109,4	45,9
	7			113,2	46,3
	8			106,2	39,1
PF35	6	175,0	46,7	128,8	46,7
	7			113,5	41,3
	8			129,0	43,7
PF40	6	200,0	46,7	149,1	45,0
	7			127,5	39,9
	8			142,7	44,8

### 7.2.2.1 Reforços de ligação

Os reforços de ligação da cumeeira, como já referido no subcapítulo 6.2.1.2, foram analisados para percentagens do comprimento da viga de 10, 15 e 20%, enquanto os reforços de ligação pilar-viga se mantiveram inalterados com 20% do comprimento da viga em todos os casos de estudo dos *portal frames*. Na Tabela 7.4 são apresentados os resultados da análise realizada.

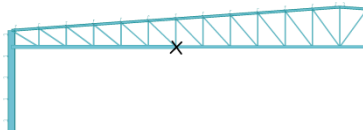
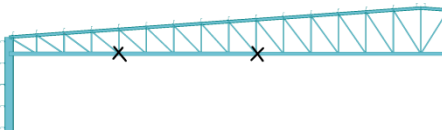
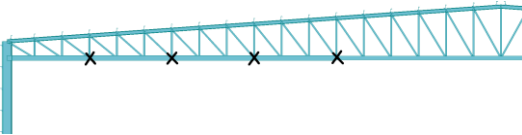
Tabela 7.4 – Dimensionamento dos *portal frames* - reforços de ligação

Casos de estudo		Reforços de ligação [% comprimento da viga]	
		Cumeeira	Pilar-viga
PF20	6	15%	20%
	7	20%	
	8	15%	
PF30 PF35 PF40	6	10%	20%
7			
8			

### 7.2.3 Pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60)

Apresentam-se na Tabela 7.5 os resultados obtidos para os elementos estruturais das análises efetuadas para os pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60), e na Tabela 7.6 os respetivos deslocamentos máximos obtidos. Tal como para o caso dos *portal frames*, o restante dimensionamento da treliça principal, treliça secundária e contraventamento, é apresentado em anexo em conjunto com a estimativa orçamental.

Tabela 7.5 – Dimensionamento dos pórticos treliçados - elementos estruturais

Casos de estudo	Elementos estruturais				Travamento lateral do banzo inferior	
	Pilares pórtico	Pilares empena	Banzo <sup>1</sup> superior	Banzo <sup>2</sup> inferior		
T40	6	IPE 400	IPE 300	HEA 340	HEA 180	1 
				HEA 140	HEA 180	
	7	IPE 450		HEA 360	HEA 200	
				HEA 160	HEA 180	
	8	IPE 450		HEA 400	HEA 220	
				HEA 160	HEA 180	
T50	6	IPE 450	IPE 300	HEA 400	HEA 180	2 
				HEA 200	HEA 180	
	7	IPE 500		HEA 450	HEA 180	
				HEA 220	HEA 200	
	8	IPE 550		HEA 450	HEA 200	
				HEA 240	HEA 200	
T60	6	HEA 450	IPE 300	HEA 550	HEA 220	4 
				HEA 260	HEA 200	
	7	HEA 500		HEA 600	HEA 220	
				HEA 280	HEA 200	
	8	HEA 600		HEA 600	HEA 240	
				HEA 300	HEA 220	

1 - Viga das empenas e respetivamente abaixo o banzo superior da treliça;

2 - Banzo inferior das extremidades e respetivamente abaixo o banzo inferior central.

Tabela 7.6 – Dimensionamento dos pórticos treliçados - deslocamento máximo obtido

Caso de estudo		Deslocamento máximo permitido [mm]		Deslocamento máximo obtido [mm]	
		Vertical $\delta_{max}$	Horizontal $\Delta_{max}$	Vertical $\delta$	Horizontal $\Delta$
T40	6	200,0	46,7	110,6	43,7
	7			109,9	37,9
	8			121,7	42,4
T50	6	250,0	46,7	165,5	38,7
	7			167,6	35,0
	8			164,6	31,7
T60	6	300,0	46,7	197,6	29,2
	7			209,2	28,4
	8			190,5	23,9



### 7.3 Estudo económico

O estudo económico foi efetuado tendo por base valores de referência recolhidos na indústria metalomecânica e que se apresentam na Tabela 7.7. Os revestimentos e transportes (internos e externos) não foram contabilizados.

Tabela 7.7 – Custos adotados

<b>Custo do material</b>	<b>€/kg</b>
Perfis I, H, cantoneiras e chapas <sup>1</sup>	0,70
Perfis tubulares (quadrados e/ou redondos) <sup>1</sup>	0,80
Perfis enformados a frio <sup>1</sup>	0,80
Percentagem de chapas (do peso total) <sup>2</sup>	10%

<b>Fabrico</b>	<b>€/kg</b>
Estrutura metálica de um pavilhão – Portal frames <sup>3</sup>	0,30
Estrutura metálica de um pavilhão – Pórticos treliçados <sup>3</sup>	0,60
Galvanização (zincagem) – Portal frames <sup>4</sup>	0,25
Galvanização (zincagem) – Pórticos treliçados <sup>4</sup>	0,40
Chumbadouros <sup>5</sup>	0,10

<b>Montagem em obra</b>	<b>€/kg</b>
Mão-de-obra – Portal frames	0,25
Mão-de-obra – Pórticos treliçados	0,35
Meios de montagem (gruas/máquinas)	0,17

<b>Aluguer de máquinas</b>	<b>€/dia</b>
Multifunções	50
Articulada	50
Grua até 20 toneladas (muito raramente usada)	300

<b>Rendimento das equipas em obra <sup>6</sup></b>	<b>Quantidade/dia</b>
Montagem de pórticos – Portal frames	5
Montagem de pórticos – Pórticos treliçados	4
Montagem de madres (10 minutos necessários para cada madre)	54

1 - Já contempla desperdícios (o custo apresentado já tem um acréscimo de  $\pm 2\%$  do custo real do material) e já incluiu a venda do material excedente a sucatas a  $\pm 0,20\text{€/kg}$ ;

2 - Já se incluem chapas de ligações, travamentos (asas de anjo), cutelos, reforços, etc.;

3 - Corte (normalmente a laser ou plasma) e furacão dos perfis e chapas, quinagem de chapas, "pingagem" (junção de peças e armação dos conjuntos) e soldadura das peças;

4 - Imersão das peças em zinco para proteção contra a corrosão. O custo dos pórticos treliçados é maior pois são compostos por tubos que têm o acréscimo da superfície interior;

5 - Inseridos na betonagem da sapata para arranque e amarração do pilar;

6 - Em obra são sempre utilizadas equipas de três homens, trabalhando nove horas por dia.

A estimativa do custo total de cada caso de estudo realizado, com base nos custos adotados anteriormente, é apresentada na Tabela 7.8 e no Gráfico 7.1 para os *portal frames* e na Tabela 7.9 e no Gráfico 7.2 para os pórticos treliçados.

As estimativas orçamentais devidamente elaboradas encontram-se em anexo.

Tabela 7.8 – Estimativa do custo total - *portal frames*

Caso de estudo		Área do pavilhão [m <sup>2</sup> ]	Peso total [kg]	Custo total [€]	kg/m <sup>2</sup>	€/m <sup>2</sup>	€/kg
PF20	6	1200	43347	74 939,58 €	36,12	62,45 €	1,73 €
	7	1120	42576	73 738,42 €	38,01	65,84 €	1,73 €
	8	1280	51032	88 504,78 €	39,87	69,14 €	1,73 €
PF30	6	2700	114643	195 962,13 €	42,46	72,58 €	1,71 €
	7	2730	115972	198 696,79 €	42,48	72,78 €	1,71 €
	8	2640	118430	203 300,49 €	44,86	77,01 €	1,72 €
PF35	6	3570	170414	290 173,36 €	47,74	81,28 €	1,70 €
	7	3675	178014	303 359,79 €	48,44	82,55 €	1,70 €
	8	3640	173477	296 644,99 €	47,66	81,50 €	1,71 €
PF40	6	4800	280875	475 868,79 €	58,52	99,14 €	1,69 €
	7	4760	272721	462 616,95 €	57,29	97,19 €	1,70 €
	8	4800	260792	443 591,05 €	54,33	92,41 €	1,70 €

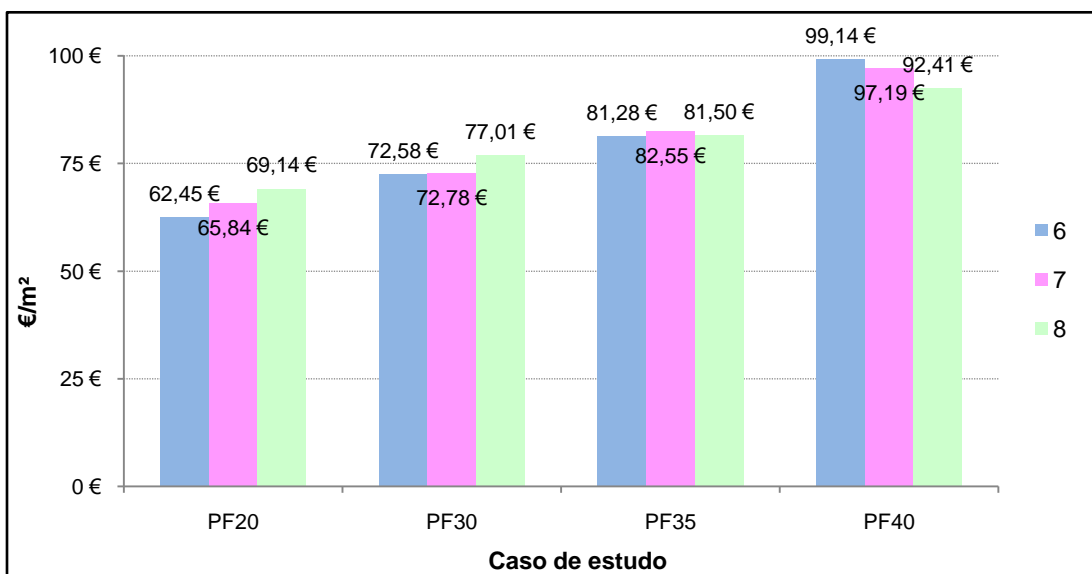


Gráfico 7.1 – Variação do preço por metro quadrado - *portal frames*

Tabela 7.9 – Estimativa do custo total - pórticos treliçados

Caso de estudo		Área do pavilhão [m <sup>2</sup> ]	Peso total [kg]	Custo total [€]	kg/m <sup>2</sup>	€/m <sup>2</sup>	€/kg
T40	6	4800	133075	295 341,36 €	27,72	61,53 €	2,22 €
	7	4760	140850	312 672,76 €	29,59	65,69 €	2,22 €
	8	4800	148584	330 366,89 €	30,96	68,83 €	2,22 €
T50	6	7500	227788	504 597,60 €	30,37	67,28 €	2,22 €
	7	7350	233402	493 544,44 €	31,76	67,15 €	2,11 €
	8	7600	256867	538 395,31 €	33,80	70,84 €	2,10 €
T60	6	10800	425963	939 699,23 €	39,44	87,01 €	2,21 €
	7	10920	425201	904 571,04 €	38,94	82,84 €	2,13 €
	8	10560	444328	939 647,91 €	42,08	88,98 €	2,11 €

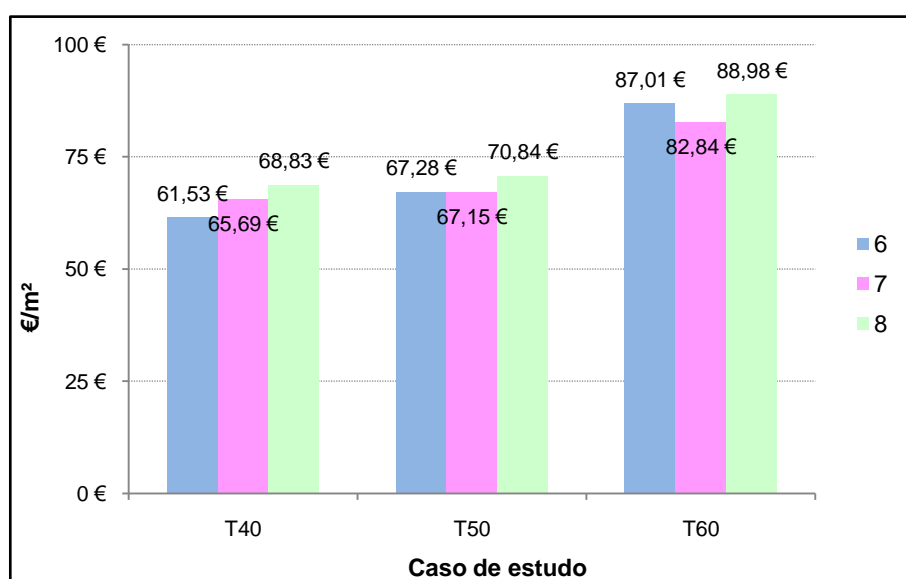


Gráfico 7.2 – Variação do preço por metro quadrado - pórticos treliçados

Foi também realizada uma ponderação do peso de cada elemento em relação ao peso total da estrutura. Com o aumento dos vãos pretendeu-se saber qual a importância de cada elemento na estrutura.

Na Tabela 7.10 e no Gráfico 7.3 é apresentada a ponderação de cada elemento em relação ao peso total da estrutura nos *portal frames* e na Tabela 7.11 e no Gráfico 7.4 é apresentada a dos pórticos treliçados.

Tabela 7.10 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total - portal frames

Caso de estudo		Ponderação de cada elemento em relação ao peso total da estrutura			
		Vigas	Pilares	Contraventamento	Madres
PF20	6	31,47%	27,12%	17,24%	24,17%
	7	26,50%	26,48%	17,94%	29,08%
	8	25,25%	22,10%	17,37%	35,29%
PF30	6	47,39%	25,78%	10,79%	16,03%
	7	40,90%	25,83%	13,00%	20,27%
	8	39,81%	22,11%	13,30%	24,78%
PF35	6	48,78%	29,16%	8,46%	13,59%
	7	48,09%	26,64%	8,34%	16,94%
	8	43,07%	24,17%	10,64%	22,11%
PF40	6	62,28%	22,28%	5,44%	9,99%
	7	58,68%	22,65%	5,66%	13,01%
	8	54,44%	21,27%	6,66%	17,62%

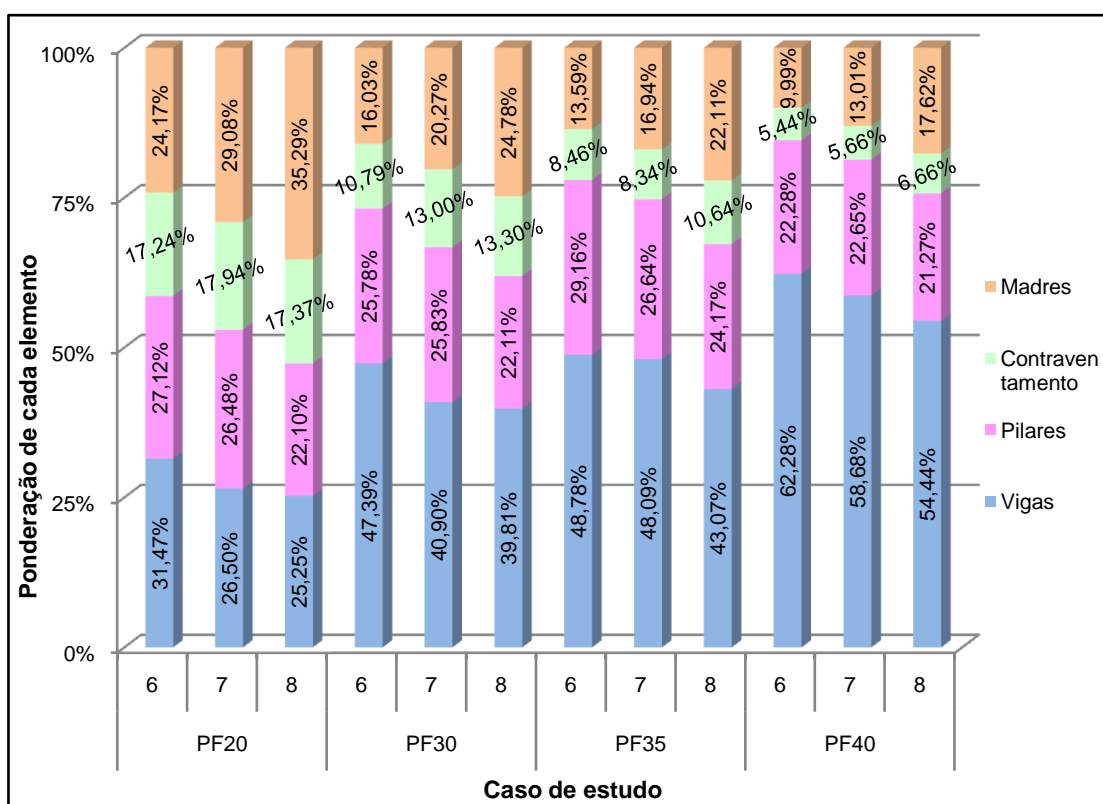


Gráfico 7.3 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total - portal frames

Tabela 7.11 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total - pórticos treliçados

Caso de estudo		Ponderação de cada elemento em relação ao peso total da estrutura				
		Treliça principal	Pilares	Treliça secundária	Contraventamento	Madres
T40	6	53,52%	19,93%	2,56%	2,90%	21,09%
	7	48,80%	18,88%	2,75%	4,38%	25,19%
	8	45,01%	16,28%	3,02%	4,75%	30,93%
T50	6	60,54%	16,57%	2,41%	2,43%	18,06%
	7	56,02%	16,03%	2,59%	3,20%	22,15%
	8	52,02%	15,25%	2,72%	3,37%	26,64%
T60	6	65,86%	17,62%	1,63%	2,02%	12,86%
	7	61,59%	17,13%	1,83%	2,72%	16,73%
	8	59,14%	16,05%	1,98%	2,95%	19,87%

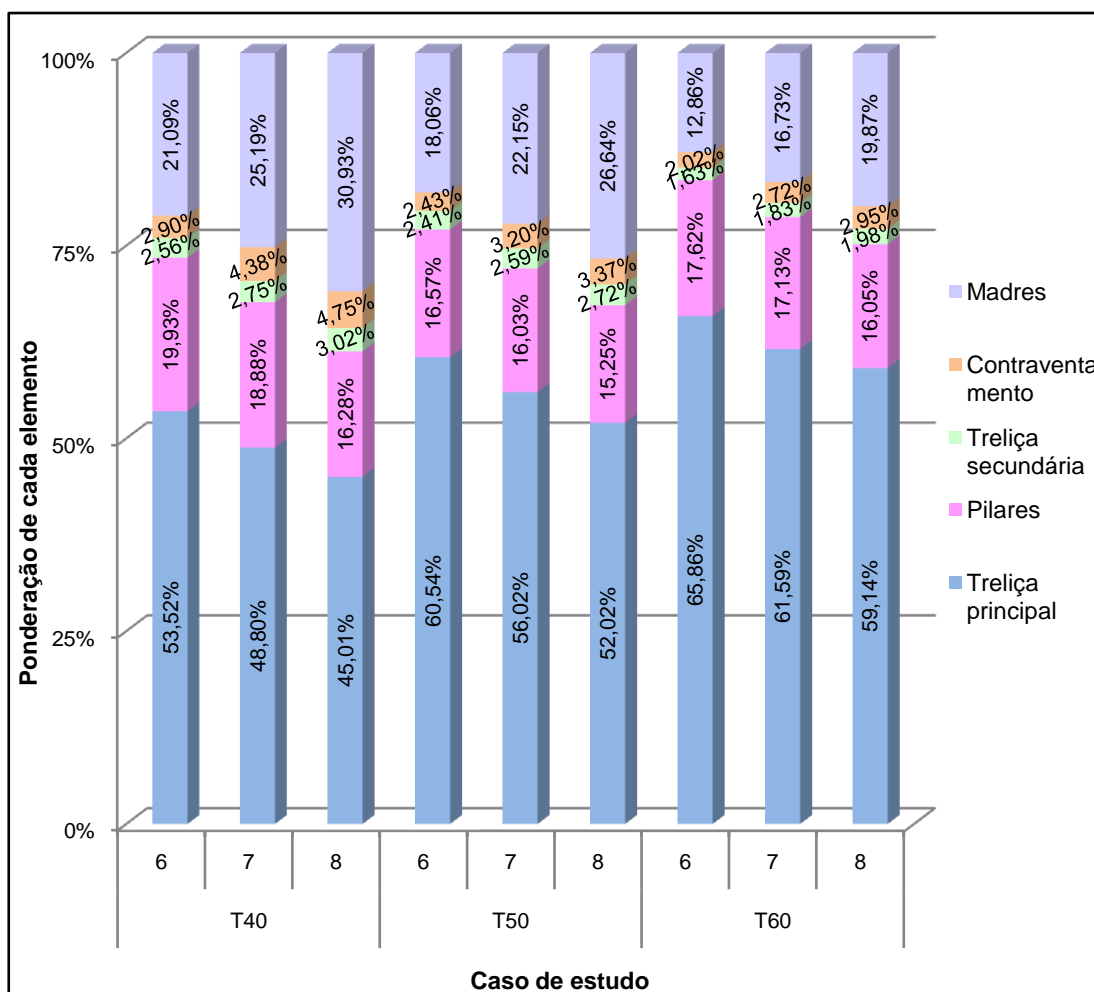


Gráfico 7.4 – Ponderação de cada elemento em relação ao peso total - pórticos treliçados

## 7.4 Discussão de resultados

Após a análise dos resultados obtidos com os dimensionamentos efetuados, chegou-se às seguintes conclusões:

### 7.4.1 Madres

As madres dimensionadas correspondem a secções transversais habitualmente utilizadas na indústria para aqueles tipos de comprimentos, e como era de esperar, não tiveram grande influência no estudo económico.

### 7.4.2 Portal frames (casos de estudo PF20, PF30, PF35 e PF40)

Tendo por base o preço por metro quadrado (Tabela 7.8), o afastamento mais económico identificado para cada caso de estudo dos *portal frames* é apresentado na Tabela 7.12.

Tabela 7.12 – Afastamento mais económico entre *portal frames*

Caso de estudo		Opção/afastamento entre pórticos mais económica	€/m <sup>2</sup>
PF20	6	6 metros	62,42 €
PF30	6	6 metros	72,58 €
	7	7 metros	72,78 €
PF35	6	6 metros	81,28 €
	7	7 metros	82,55 €
	8	8 metros	81,50 €
PF40	8	8 metros	92,41 €

- No caso de estudo PF20, os resultados obtidos foram bastante claros sobre qual a opção mais económica, havendo um aumento progressivo do custo por metro quadrado conforme se aumenta o afastamento entre pórticos;
- No caso de estudo PF30, há dois afastamentos com valores bastante próximos entre si, apenas com uma diferença de poucos centimos, sendo a opção do afastamento de 8 metros ligeiramente mais cara que as outras opções;
- No caso particular do caso de estudo PF35, os resultados são bastante inconclusivos, pois todas as opções estudadas apresentam resultados bastante próximos;
- No caso de estudo PF40, os resultados obtidos foram bastante claros sobre qual a opção mais económica, havendo uma diminuição progressiva do custo por metro quadrado conforme se aumenta o afastamento entre pórticos.

No Gráfico 7.5 é apresentado o menor custo alcançado de cada caso de estudo.

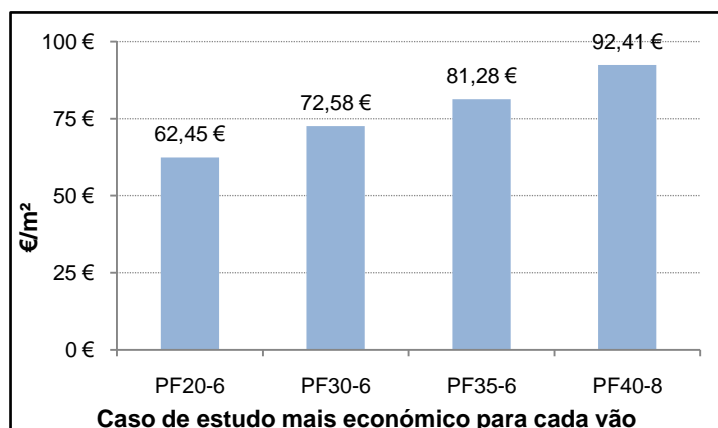


Gráfico 7.5 – Afastamento mais económico entre *portal frames*

De referir que na Tabela 7.2 se apresenta o dimensionamento dos elementos estruturais dos *portal frames*, e que os casos de estudo PF35-7 e PF35-8, PF40-7 e PF40-8 têm a mesma secção transversal nos pilares e nas vigas, apesar de estes possuírem afastamento entre pórticos diferentes. A diferença entre estas soluções surge na Tabela 7.3, que apresenta as deformadas de cada caso referido e, como é perceptível, a opção de 8 metros de afastamento entre pórticos é a que apresenta valores de deformadas maiores, daí a opção de 8 metros no caso de estudo PF35 ser mais económica que a opção de 7 metros, e no caso de estudo PF40 a opção de 8 metros é a mais económica das três analisadas.

E ainda importante realçar que a ponderação de cada elemento em relação ao peso total da estrutura (Tabela 7.10), diminui nas vigas e pilares e aumenta no contraventamento e madres consoante se aumenta o afastamento entre pórticos para cada caso de estudo. Quando se analisa os seus valores globalmente para os vários vãos estudados, é visível que o peso das vigas aumenta com o vão enquanto os outros elementos diminuem.

#### 7.4.2.1 Reforços de ligação

Os reforços de ligação da cumeeira (apresentados na Tabela 7.4), apenas são significativos no caso de estudo PF20, como é perceptível pelas deformadas apresentadas na Tabela 7.3. Só neste caso de estudo é que as deformadas verticais estão bastante próximas das deformadas máximas admitidas pelo regulamento. Em casos deste tipo faz sentido aumentar estes reforços, de modo a não ser necessário o aumento da secção transversal da viga para cumprimento da deformada vertical. Nos restantes casos de estudo, a deformada condicionante é a deformada horizontal, podendo o reforço de cumeeira ser mínimo (10% do comprimento da viga), para facilitar uma ligação aparafusada.

### 7.4.3 Pórticos treliçados (casos de estudo T40, T50 e T60)

O afastamento mais económico identificado para cada caso de estudo dos pórticos treliçados é apresentado na Tabela 7.13.

Tabela 7.13 – Afastamento mais económico entre pórticos treliçados

Caso de estudo		Opção/afastamento entre pórticos mais económica	€/m <sup>2</sup>
T40	6	6 metros	61,53 €
T50	6	6 metros	67,28 €
	7	7 metros	67,15 €
T60	7	7 metros	82,84 €

- No caso de estudo T40, os resultados obtidos foram bastante claros sobre qual a opção mais económica, havendo um aumento progressivo do custo por metro quadrado conforme se aumenta o afastamento entre pórticos;
- No caso de estudo T50, há dois afastamentos com valores bastante próximos entre si, apenas com uma diferença de poucos centimos, sendo a opção do afastamento de 8 metros ligeiramente mais cara que as outras opções;
- No caso de estudo T60, os resultados obtidos foram claros sobre qual a opção mais económica, sendo o afastamento de 7 metros claramente o mais económico.

No Gráfico 7.6 é apresentado o menor custo alcançado para cada caso de estudo.

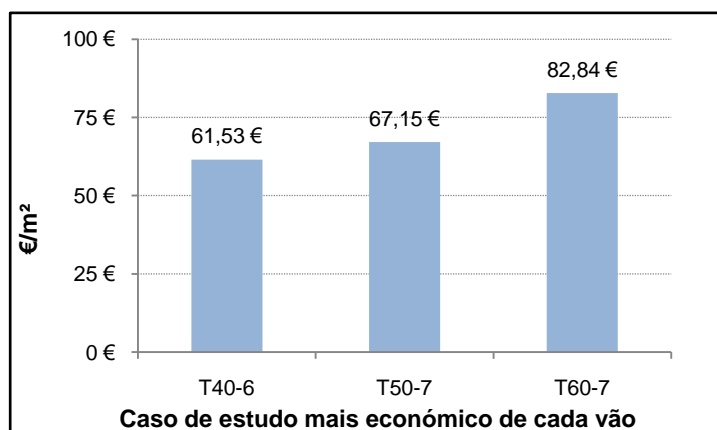


Gráfico 7.6 – Afastamento mais económico entre pórticos treliçados

Refira-se ainda que, no que diz respeito à ponderação de cada elemento em relação ao peso total da estrutura (Tabela 7.11), esta diminui na treliça principal e pilares e aumenta na treliça secundária, contraventamento e madres, consoante se aumenta o afastamento entre pórticos para cada caso de estudo. Quando se analisa os seus valores globalmente para os vários vãos estudados, é visível que o peso da treliça principal aumenta com o vão enquanto os outros elementos tendem a diminuir.



#### 7.4.4 Portal frames vs pórticos treliçados

Comparando os casos de estudo PF40 e T40 (ambos com 40 metros de vão), e analisadas as opções mais económicas de cada caso de estudo, foi realizada uma comparação tendo em vista determinar qual a solução mais económica, se *portal frames* ou pórticos treliçados.

Na Tabela 7.14 é apresentada essa comparação, podendo verificar-se que a solução em treliça revela-se 33.4% mais económica em €/m<sup>2</sup> em relação à solução em *portal frame*.

Tabela 7.14 – Comparação entre os resultados dos *portal frames* e pórticos treliçados (40 metros)

Caso de estudo		Tipo de pórtico	Área do pavilhão [m <sup>2</sup> ]	Peso total [kg]	Custo total [€]	kg/m <sup>2</sup>	€/m <sup>2</sup>	€/kg
PF40	8	Portal frame	4800	260792	443 591,05 €	54,33	92,41 €	1,70 €
T40	6	Pórtico treliçado	4800	133075	295 341,36 €	27,72	61,53 €	2,22 €

Dado que a constatação desta economia é bastante superior ao inicialmente esperado, e apesar de na literatura da especialidade os pórticos treliçados serem só usualmente usados para vãos superiores a 40 metros, foi imperativo realizar-se três análises complementares, que visaram procurar determinar a partir de que vão é que a construção em pórticos treliçados é mais vantajosa economicamente do que a construção nos usuais *portal frames*.

Foram assim analisados e dimensionados mais três cenários (todos com afastamentos de pórticos de 6 metros) em pórticos treliçados. Estes novos cenários são apresentados na Tabela 7.15.

Tabela 7.15 – Acréscimo de três cenários para os casos de estudo

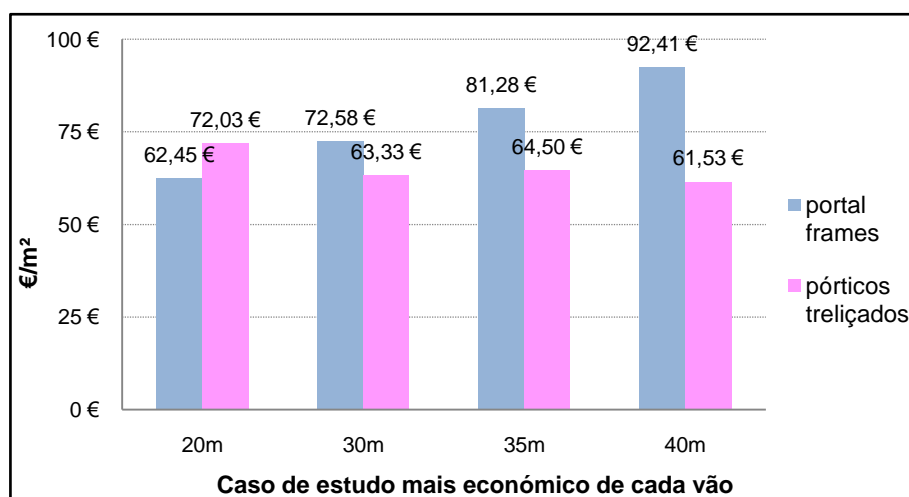
Caso de estudo		Tipo de pórtico	Largura do vão [m]	Afastamento dos pórticos [m]	Comprimento do pavilhão * [m]	Número de pórticos [un]
T20	6	Pórtico treliçado	20	6	60	11
T30	6		30	6	90	16
T35	6		35	6	102	18

\* O comprimento é aproximadamente igual a três vezes a largura do pavilhão.

Dimensionados os novos cenários de pórticos treliçados, são apresentados na Tabela 7.16 e no Gráfico 7.7 a comparação entre os novos pórticos treliçados e a opção mais económica em *portal frame*, para os vãos de 20, 30, 35 e 40 metros.

Tabela 7.16 – Comparação entre os resultados dos *portal frames* e pórticos treliçados

<b>Caso de estudo</b>	<b>Tipo de pórtico</b>	<b>Área do pavilhão [m<sup>2</sup>]</b>	<b>Peso total [kg]</b>	<b>Custo total [€]</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>€/m<sup>2</sup></b>	<b>€/kg</b>	
PF20	6	Portal frame	1200	43347	74 939,58 €	36,12	62,45 €	1,73 €
T20	6	Pórtico treliçado	1200	38761	86 430,81 €	32,30	72,03 €	2,23 €
PF30	6	Portal frame	2700	114643	195 962,13 €	42,46	72,58 €	1,71 €
T30	6	Pórtico treliçado	2700	76895	171 004,06 €	28,48	63,33 €	2,22 €
PF35	6	Portal frame	3570	170414	290 173,36 €	47,74	81,28 €	1,70 €
T35	6	Pórtico treliçado	3570	103692	230 271,59 €	29,05	64,50 €	2,22 €
PF40	8	Portal frame	4800	260792	443 591,05 €	54,33	92,41 €	1,70 €
T40	6	Pórtico treliçado	4800	133075	295 341,36 €	27,72	61,53 €	2,22 €

Gráfico 7.7 – Comparação entre os resultados dos *portal frames* e pórticos treliçados

Os resultados sugerem, que a partir de vãos de 30 metros, já existe uma economia em escolher pórticos treliçados em alternativa aos *portal frames*.

- Para vãos de 20 metros há uma economia de 13.3% em €/m<sup>2</sup> em eleger *portal frames*.
- Para vãos de 30 metros há uma economia de 12.7% em €/m<sup>2</sup>, em escolher pórticos treliçados em vez dos *portal frames*.
- Para vãos de 35 metros já compensa 20.6% em €/m<sup>2</sup>, em escolher pórticos treliçados em vez dos *portal frames*.
- Para vãos de 40 metros, como já referido anteriormente, há uma economia de 33.4% em €/m<sup>2</sup>, em escolher pórticos treliçados em vez dos *portal frames*.

## 8 CONCLUSÕES

### 8.1 Conclusões

A presente dissertação visou tentar responder a algumas questões propostas por uma empresa do ramo metalúrgico, relativas à otimização de soluções de pavilhões industriais:

1. Existe um afastamento de pórticos mais económico? É preferível ter pórticos mais próximos e mais leves ou pórticos mais afastados e mais robustos?
2. A partir de que largura é um pavilhão mais económico para construção em pórticos treliçados em vez de *portal frames*?

O trabalho realizado permitiu, pode de uma forma geral, apresentar uma resposta para as questões colocadas.

Relativamente ao afastamento dos *portal frames*, os resultados sugerem que para vãos de 20 metros, é mais económico optar por afastamentos menores (6 metros). Para vãos de 30 metros, os resultados apontam que vãos de 6 e 7 metros são mais económicos. Para vãos de 40 metros é mais económico optar por afastamentos maiores (8 metros). Para o vão intermédio de 35 metros, os resultados sugerem que todos os afastamentos analisados estão na mesma ordem de grandeza, não havendo nenhum afastamento que seja visivelmente mais económico.

Em relação ao afastamento dos pórticos treliçados, os resultados sugerem que para vãos de 40 metros, é mais económico optar por afastamentos menores (6 metros), para vãos de 50 metros, os resultados apontam que vãos de 6 e 7 metros são mais económicos e para os vãos de 60 metros é mais económico optar por afastamentos de 7 metros. Nesta análise dos pórticos treliçados nenhum dos casos de estudo revelou economia em optar por afastamento de 8 metros.

Quanto à escolha de pórticos treliçados em vez de *portal frames*, os resultados sugerem que a partir de vãos de 30 metros, estes já são mais económicos 12.7% em €/m<sup>2</sup> que os *portal frames*. Estes resultados vão contra a prática corrente na indústria, pois normalmente os pórticos treliçados só começam a ser utilizados quando os vãos são iguais ou superiores a 40 metros, pois acredita-se (na indústria) que os custos da mão-de-obra inflacionam bastante a estimativa orçamental final dos pórticos treliçados.

Dados os limites máximos dos deslocamentos impostos pelas normas, e uma vez que a ação do vento, como se esperava, foi de uma forma geral condicionante (com a exceção do dimensionamento das vigas onde a ação condicionante foi a sobrecarga), na generalidade dos casos de estudo o dimensionamento dos pilares foi condicionado pelo limite máximo do deslocamento horizontal e não propriamente pela resistência da secção transversal. Esta conclusão pode ser retirada dos resultados apresentados na Tabela 7.3 e Tabela 7.6, onde se pode verificar que os pilares foram fortemente condicionados pelo seu deslocamento horizontal e conseqüentemente a resistência da sua secção esta "largamente" assegurada.

Nestes mesmos casos e em certa medida como consequência da necessidade de adotar pilares mais robustos para o controlo das deformadas horizontais, verifica-se que os deslocamentos verticais das vigas estão muito aquém do máximo admissível, o que se traduz em dimensionamentos das secções com resistência máxima bastante próxima dos esforços atuantes máximos. É ainda de registar que as observações até agora efetuadas excetam o caso de estudo de 20 metros. Neste caso as necessidades de aumento da rigidez dos pilares para limitar a deformabilidade horizontal foram menores, sendo por isso possível encontrar valores de resistência dos pilares próximos dos esforços máximos atuantes. Esta situação conduziu a um agravamento da deformação vertical das vigas tendo sido necessário recorrer a um reforço de ligação da cumeeira para controlar esta deformação e limitá-la aos valores regulamentarmente exigidos.

Refira-se ainda que os resultados das estimativas orçamentais foram algo superiores aos valores esperados como prática corrente (através da informação recolhidas na indústria). Na origem desta discrepância poderá estar alguma imprecisão nos valores unitários de custo utilizados, assim como a obtenção de estruturas mais robustas resultantes de um escrupuloso cumprimento dos estados limite de utilização (deformação). Como já referido a limitação de deslocamentos, em especial os horizontais, foi bastante condicionante, admitindo-se que na prática corrente se concentre a preocupação nas verificações aos estados limite últimos, reduzindo a exigência aos limites de deformação nos casos em que a mesma não afeta a funcionalidade da estrutura, o que a ser assim conduzirá a estruturas um pouco mais esbeltas e conseqüentemente com menor custo associado.

## 8.2 Proposta para desenvolvimentos futuros

Nesta dissertação já se analisou a influência de alguns parâmetros importantes na construção de pavilhões metálicos e na otimização dos custos de construção. Um estudo complementar poderia também ser feito com a introdução dos seguintes parâmetros:

- Análise de pórticos de vãos duplos;
- Acréscimo da opção de 5 metros de afastamento entre pórticos para o caso de estudo PF20 e T40 (qual o mais económico se com 5 ou 6 metros de afastamento);
- Análise e dimensionamento de vãos intermédios (25, 45 e 55 metros) para comparação com os resultados já obtidos;
- Pilares encastrados na base vs apoios duplos (encastramentos diminuem a secção transversal dos perfis mas aumentam as fundações, pelo que é usualmente pedido pelo dono de obra apoios duplos - como realizado neste trabalho);
- Variação da inclinação da cobertura;
- Alteração da classe de aço (aço S355 JR mais caro 10% que o usual S275 JR);
- Mudança de zona de construção para zona com menos incidência da ação do vento;
- Mudança de zona de construção para zona com mais incidência da ação da neve;
- Introdução da ação térmica no dimensionamento;
- Introdução do custo dos transportes e da sua influência na estimativa orçamental;
- Caracterização e introdução do custo real das ligações e a sua influência na estimativa orçamental;
- Análise do custo associado à conservação e manutenção da estrutura ao longo da sua vida útil;
- Análise de casos de estudo em que existem alternativas, como por exemplo a introdução de cabos, para a limitação dos deslocamentos horizontais, e assim fazer um dimensionamento dos *portal frames* à sua resistência da secção transversal.



## REFERÊNCIAS

CENEN1990 (2009). *Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

CENEN 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.

CENEN 1991-1-3 (2009). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-3: Ações Gerais: Ações da Neve*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

CENEN 1991-1-4 (2010). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-4: Ações Gerais: Ações do Vento*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

CENEN 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.

Davison, B., Owens, G. (2012). *Steel designers manual*. Wiley-Blackwell, West Sussex.

European Commission (2012). *Facilitating market development for sections in industrial halls and low-rise buildings (SECHALO)*. European Commission, Luxembourg.

European Commission (2008). *Best practice in steel construction – Guidance for architects, designers & constructors*. SCI - Steel Construction Institute. Europa.

Gardner, L., Nethercot, D. (2011). *Designer's guide to Eurocode 3: Design of steel buildings - EN 1993-1-1, -1-3 and -1-8*. ICE publishing, London.

Martin, L., Purkiss, J. (2008). *Structural design of steelwork to EN 1993 and EN 1994*. Butterworth-Heinemann, Grã-Bretanha.

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

Simões, R. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas*. António Lamas, Mem Martins.

Trahair, N., Bradford, M., Nethercot, D., Gardner, L. (2008). *The behaviour and design of steel structures to EC3*. Taylor & Francis, Abingdon.

<http://sections.arcelormittal.com/library/design-manuals-steel-building-in-europe.html>.  
Novembro de 2014.

<http://www.eurofer.org/About%20Steel/Growing%20with%20Steel.fhtml>. Junho de 2015.

[http://ec.europa.eu/growth/sectors/raw-materials/industries/metals/steel/index\\_en.htm](http://ec.europa.eu/growth/sectors/raw-materials/industries/metals/steel/index_en.htm).  
Junho de 2015.

<https://www.worldsteel.org/Steel-facts.html>. Junho de 2015.

<http://www.apf.com.pt/bi2014/MAI/0002.html>. Julho de 2015.

<http://www.aimmap.pt/noticias/detalhes.php?id=458>. Agosto de 2015.

<http://polsteel.co.uk/steel-guide/steel-sections/>. Setembro de 2015.

<http://www.perfilnorte.com/produtos-perfilnorte/perfis-de-aco-enformado-a-frio>. Setembro de 2015.



## BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

Almeida, P. (2012). *Dimensionamento de estruturas metálicas segundo o Eurocódigo 3 - Análise comparativa entre diversas conceções estruturais para edifícios industriais*. Dissertação de mestrado, Universidade Fernando Pessoa.

Autodesk Robot Structural Analysis (2013). *Robot User's Guide*. Autodesk, USA.

BCSAP55/13 (2013). *Handbook of structural steelwork - Eurocode edition*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

CENEN 1991-1-5 (2009). *Eurocódigo 1 - Ações em estruturas – Parte 1-5: Ações Gerais: Ações Térmicas*. Comité Europeu de Normalização, Bruxelas.

ECCS Advisory Committee 5 – Application of Eurocode 3 (1993). *Examples to Eurocode 3*. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, Europa.

European Commission (2002). *Life-cycle assessment (LCA) for steel construction*. European Commission. Europa.

França, I. (2012). *Sistematização da abordagem ao projeto de estruturas de pavilhões industriais*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Gorenc, B., Tinyou, R., Syam, A. (2005). *Steel designer's handbook*. UNSW Press, Sydney.

Oliveira, L. (2011). *Projecto de pavilhões e estruturas industriais: Desenvolvimento de uma aplicação informática*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

SCIP252 (2004). *Design of single-span steel portal frames to BS 5950-1:2000*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP292 (2001). *In-plane stability of portal frames to BS 5950-1:2000*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP347 (2006). *Single storey buildings - Best practice guidance for developers, owners, designers & constructors*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP358 (2014). *The green book. Joints in steel construction - Simple joints to Eurocode 3*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP360 (2011). *Stability of steel beams and columns - In accordance with Eurocodes and the UK national annexes*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP362 (2009). *Steel building design: Concise Eurocodes - In accordance with Eurocodes and the UK national annexes*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP387 (2009). *Steel building design: Worked examples for students*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

SCIP397 (2012). *Elastic design of single-span steel portal frame buildings to Eurocode 3*. SCI - Steel Construction Institute, Ascot.

Silva, L., Gervásio, H. (2007). *Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: Métodos avançados*. António Lamas, Mem Martins.

Silva, L., Simões, R., Gervásio, H. (2010). *Design of steel structures*. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork, Mem Martins.

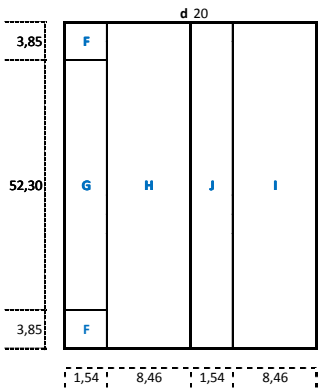
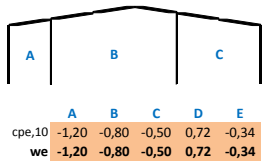
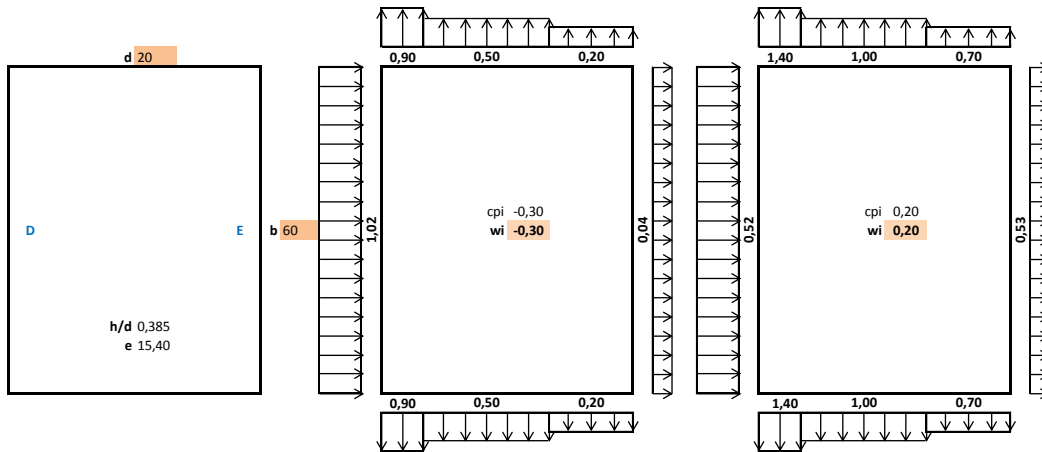
## **ANEXOS**

1. Cálculo da ação do vento
2. Estimativa orçamental

## **ANEXO 1 – CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO**

Ação do vento - caso de estudo PF20-6 e T20-6

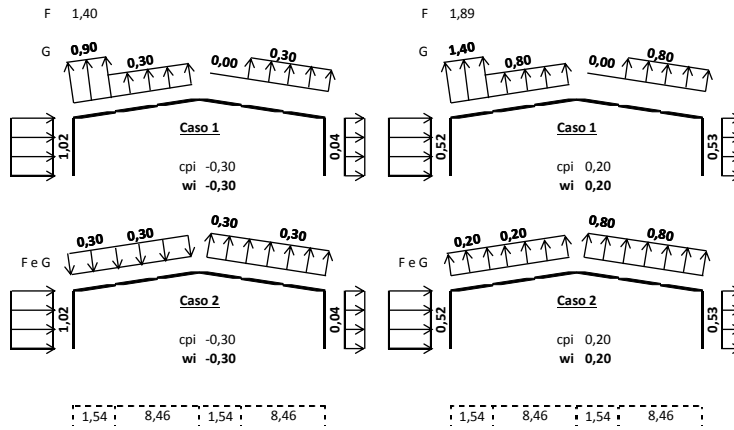
$\theta=0^\circ$



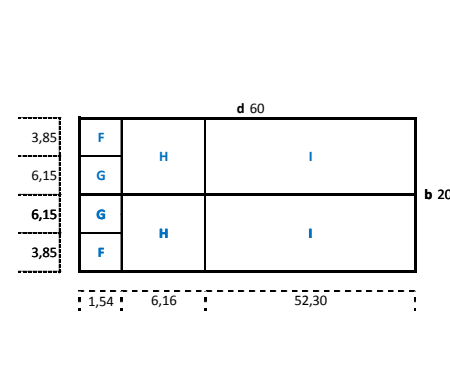
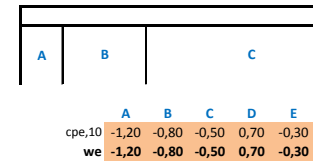
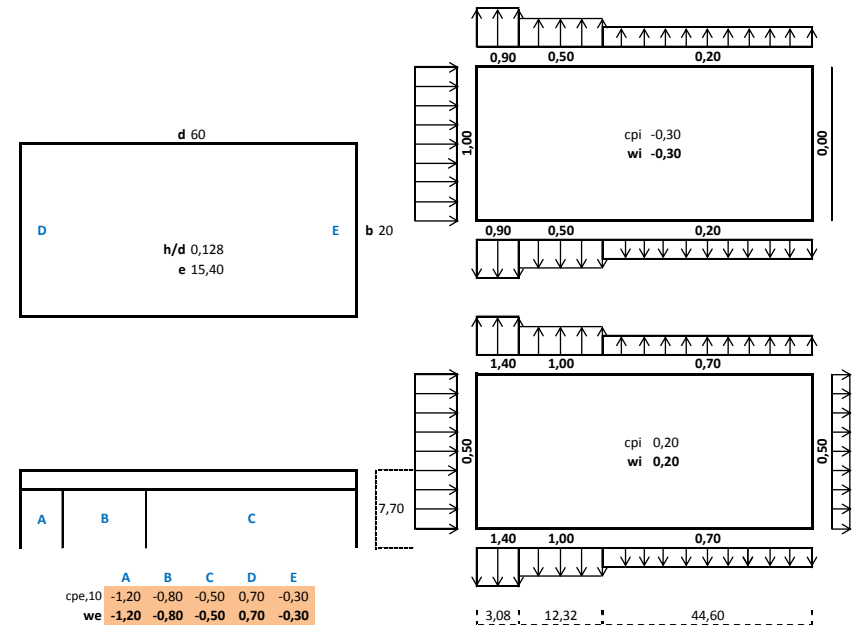
caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20

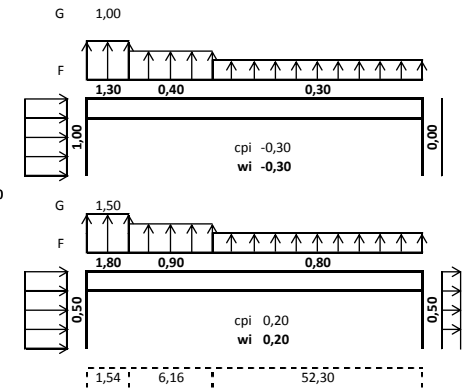
caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60



$\theta=90^\circ$

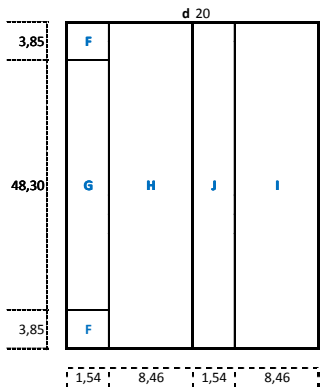
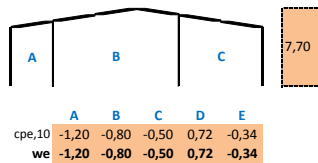
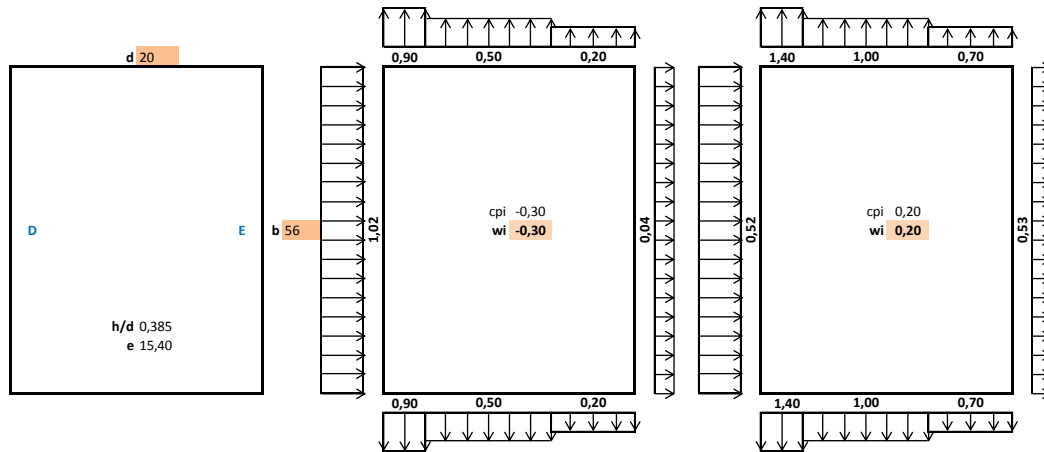


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60

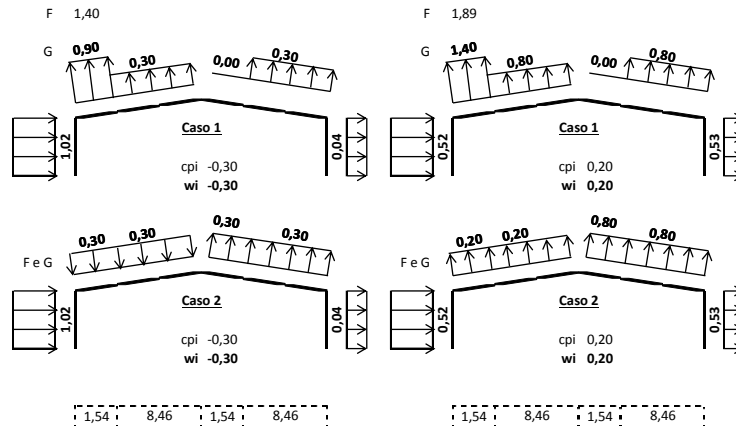


Ação do vento - caso de estudo PF20-7

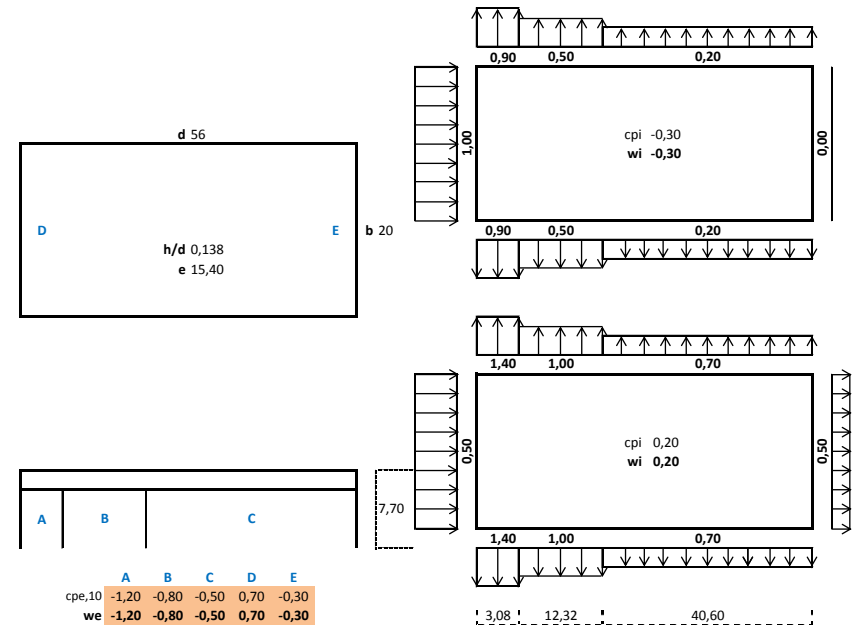
$\theta=0^\circ$



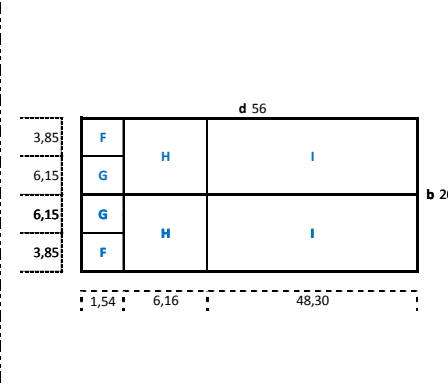
	F	G	H	I	J
caso 1					
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
caso 2					
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60



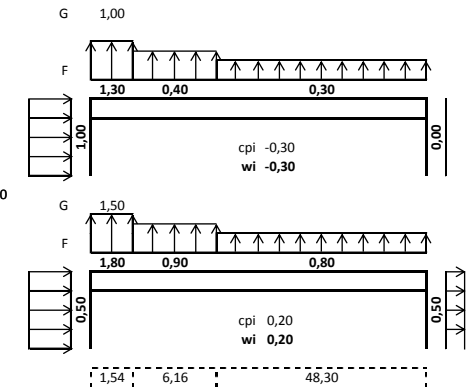
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30

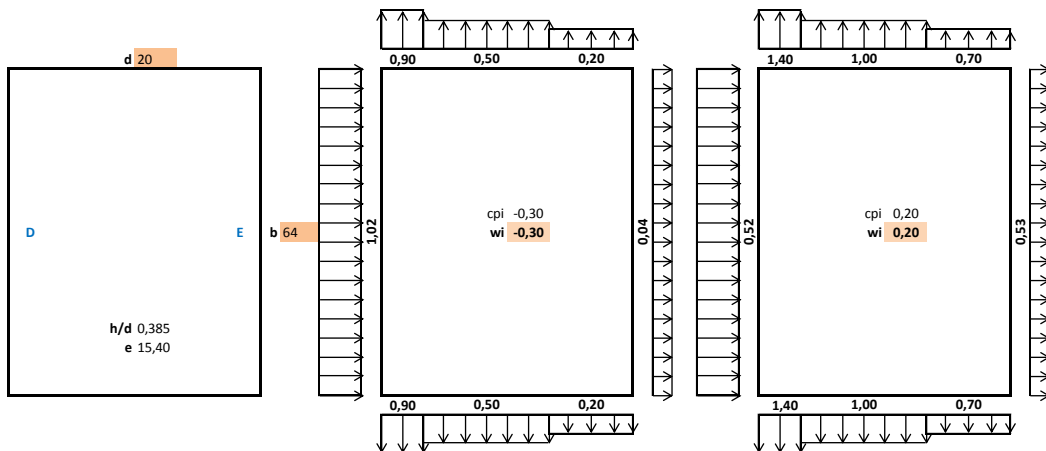


	F	G	H	I
caso 1				
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60



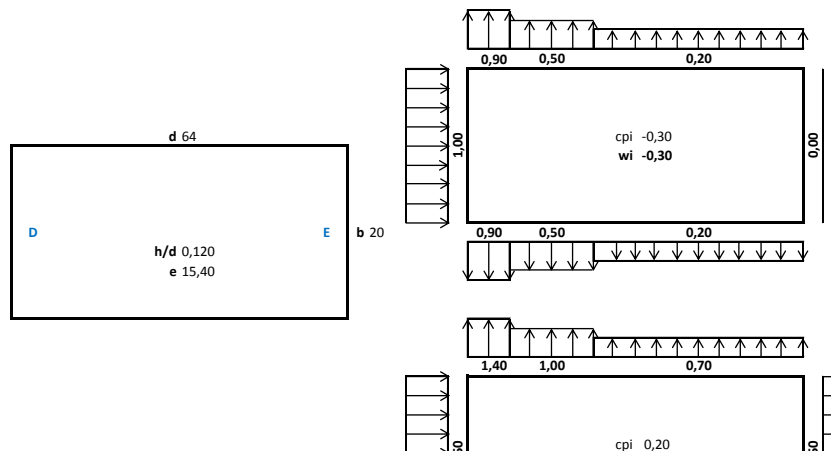
Ação do vento - caso de estudo PF20-8

$\theta=0^\circ$

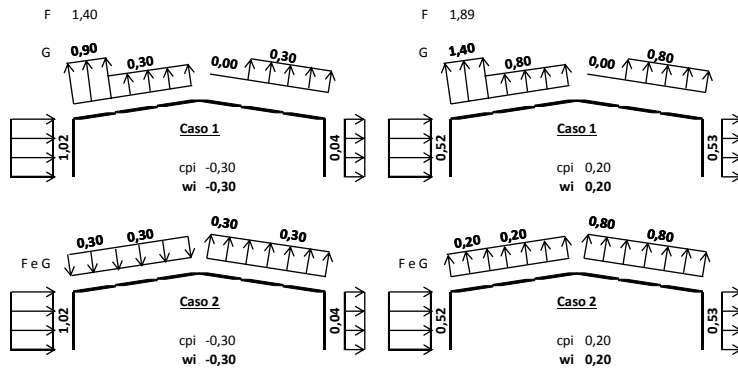
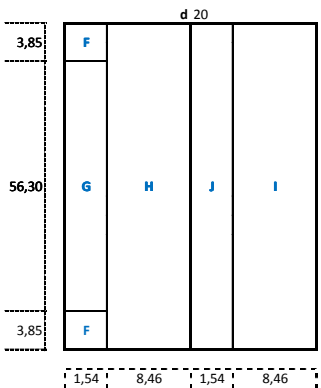


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
we	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34

$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30

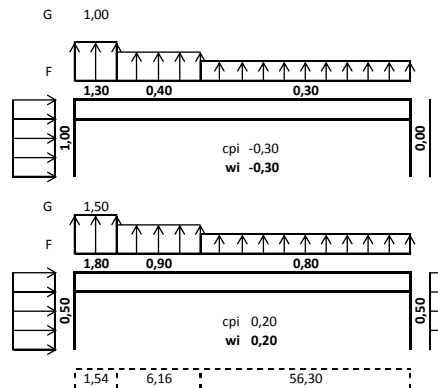
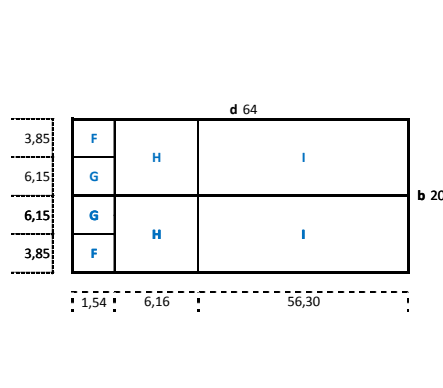


caso 1

	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20

caso 2

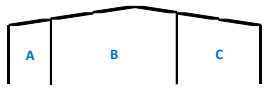
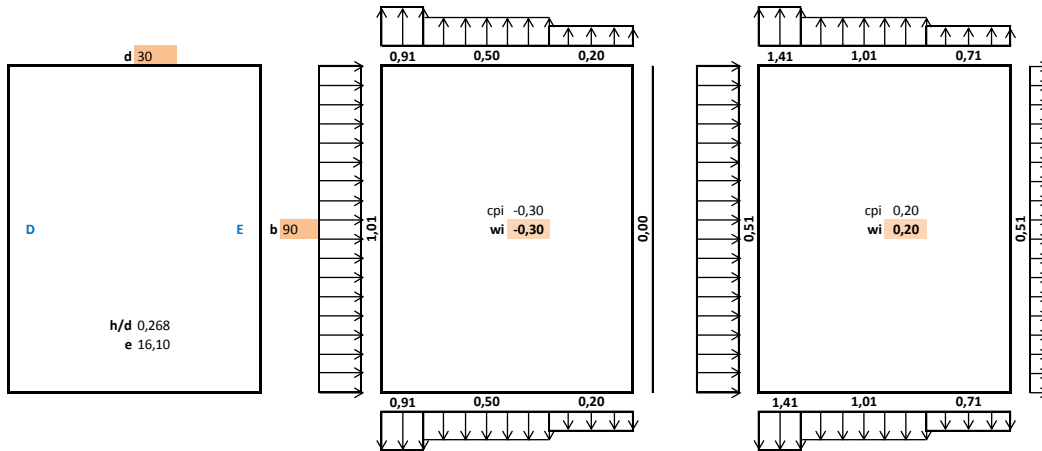
	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60



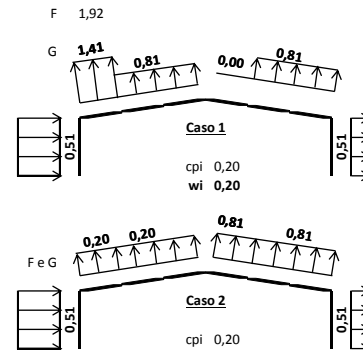
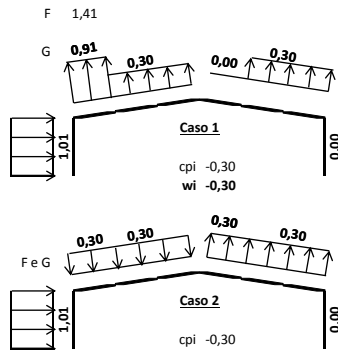
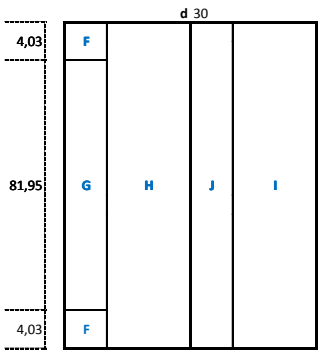
	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60

# Ação do vento - caso de estudo PF30-6 e T30-6

$\theta=0^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,21	-0,81	-0,50	0,71	-0,31



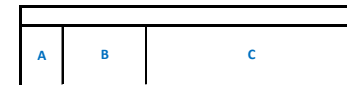
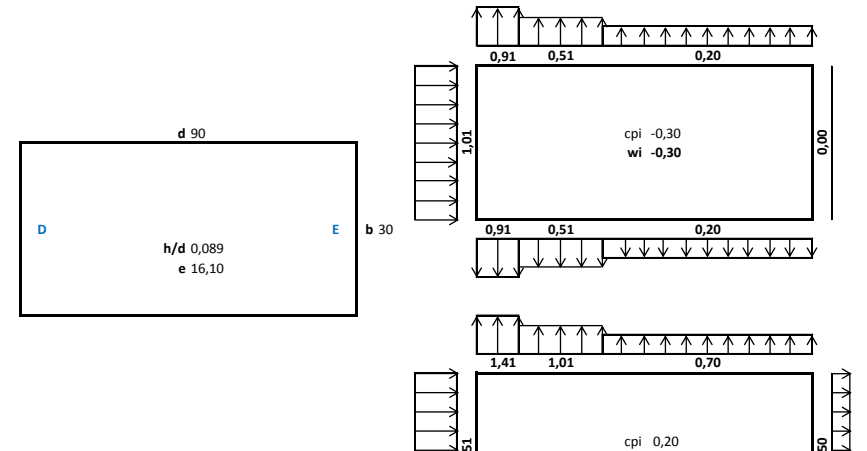
caso 1

	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,72	-1,21	-0,61	-0,61	0,20

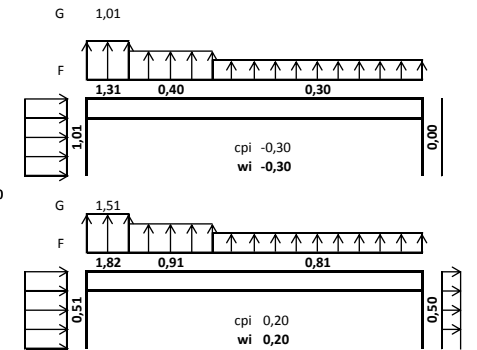
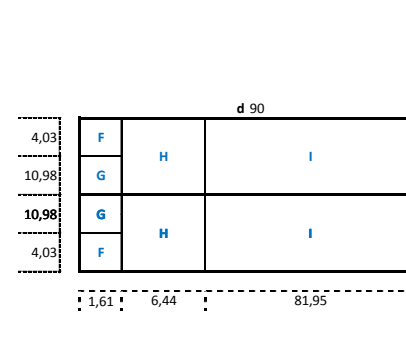
caso 2

	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61

$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,21	-0,81	-0,50	0,71	-0,30

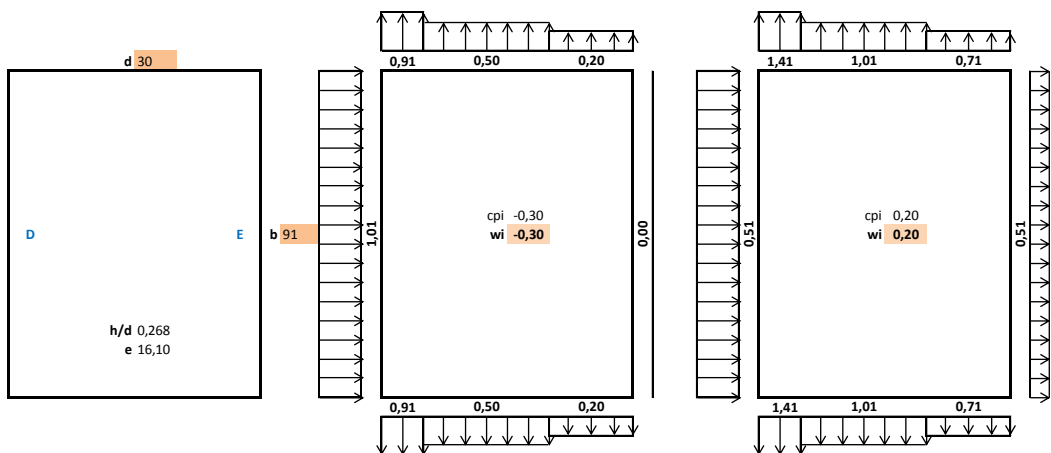


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,62	-1,31	-0,71	-0,61

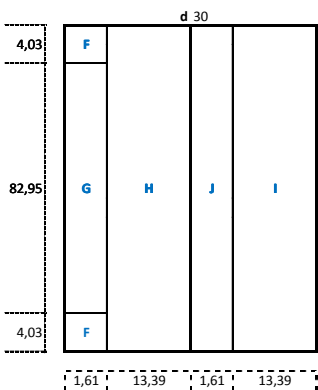


# Ação do vento - caso de estudo PF30-7

$\theta=0^\circ$

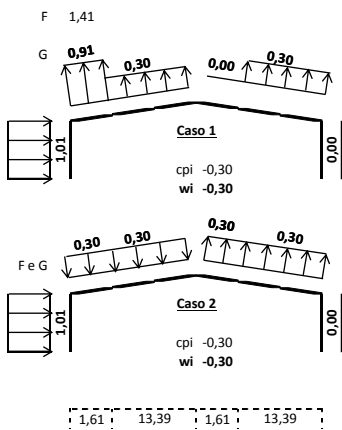


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,21	-0,81	-0,50	0,71	-0,31

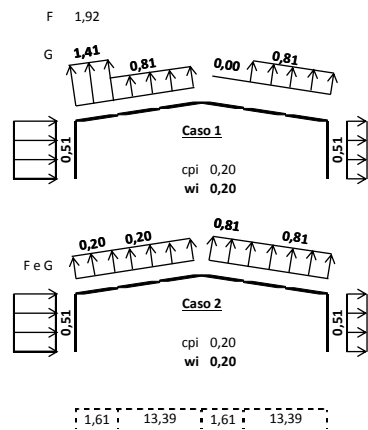


	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,72	-1,21	-0,61	-0,61	0,20

	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61

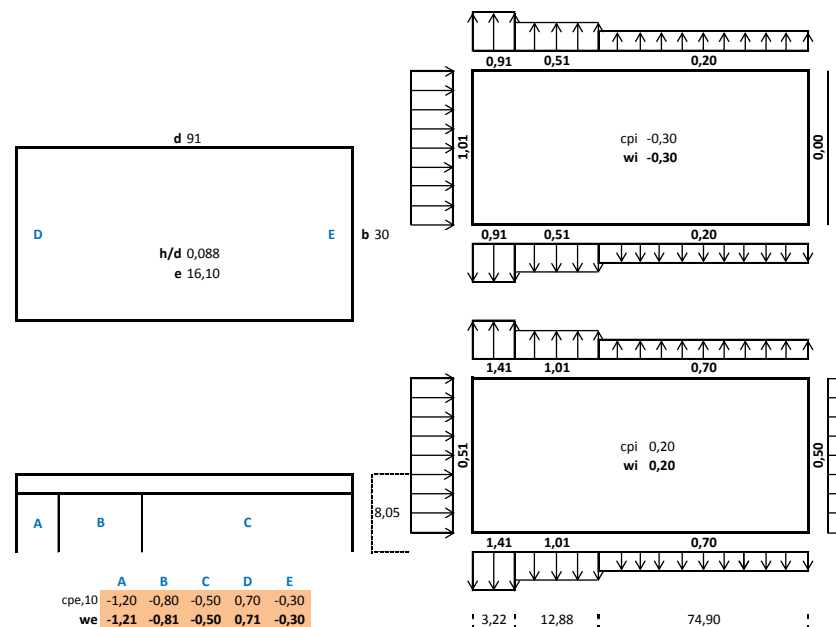


	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,72	-1,21	-0,61	-0,61	0,20

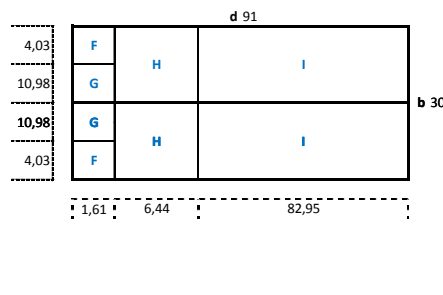


	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61

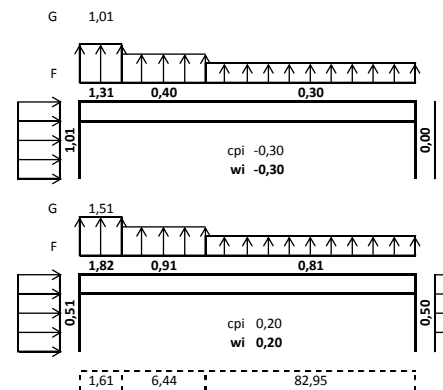
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,21	-0,81	-0,50	0,71	-0,30



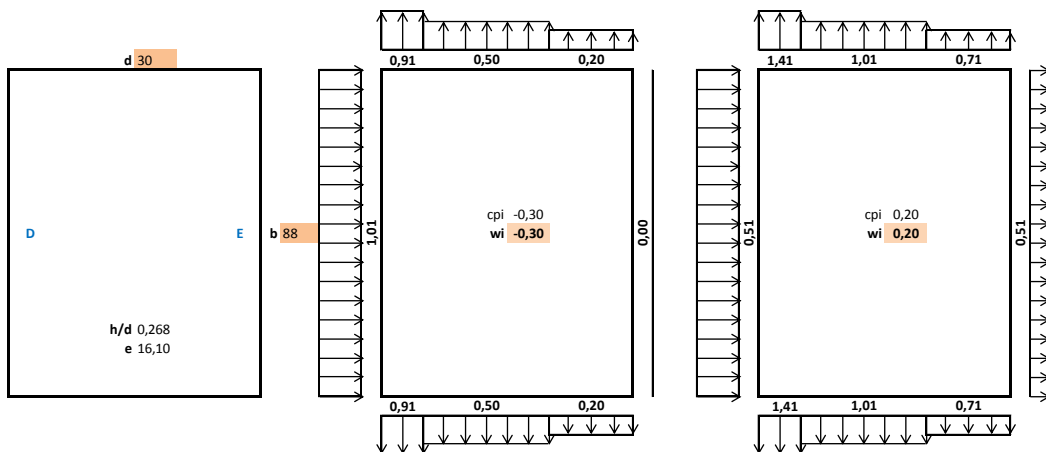
	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,62	-1,31	-0,71	-0,61



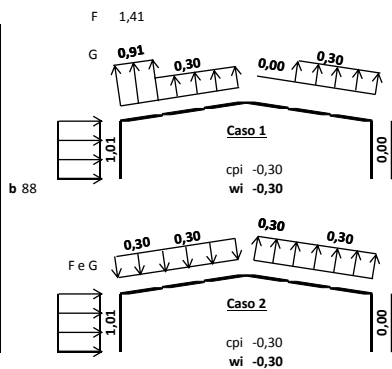
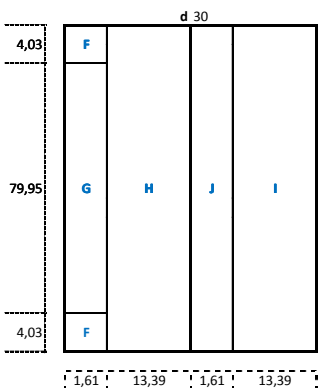
	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,62	-1,31	-0,71	-0,61

Ação do vento - caso de estudo PF30-8

$\theta=0^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,21	-0,81	-0,50	0,71	-0,31

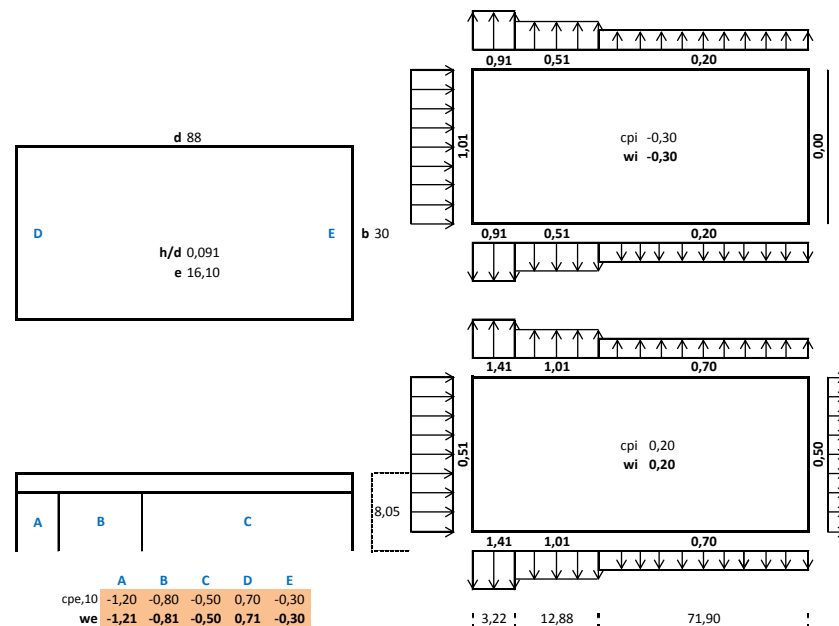


caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,72	-1,21	-0,61	-0,61	0,20

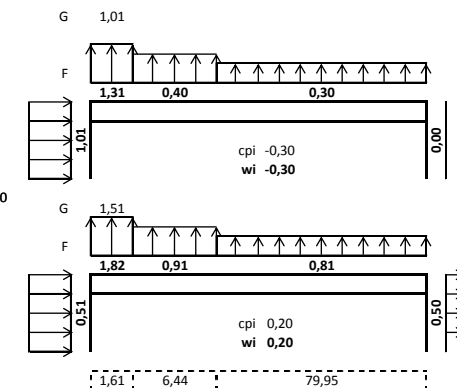
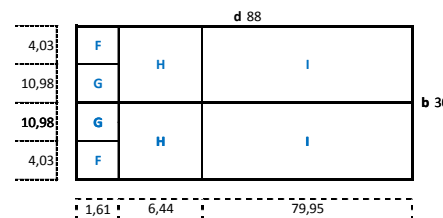
  

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61

$\theta=90^\circ$



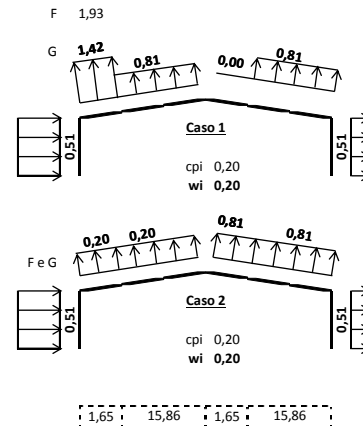
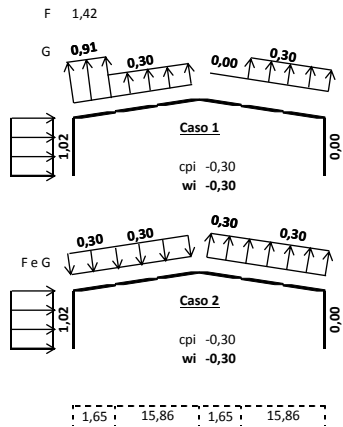
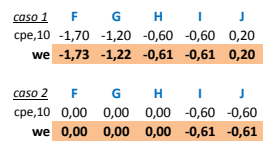
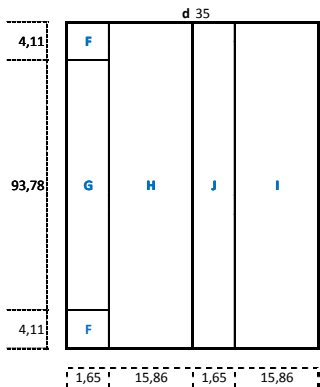
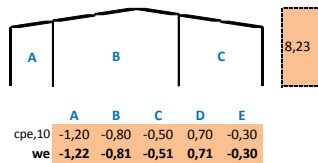
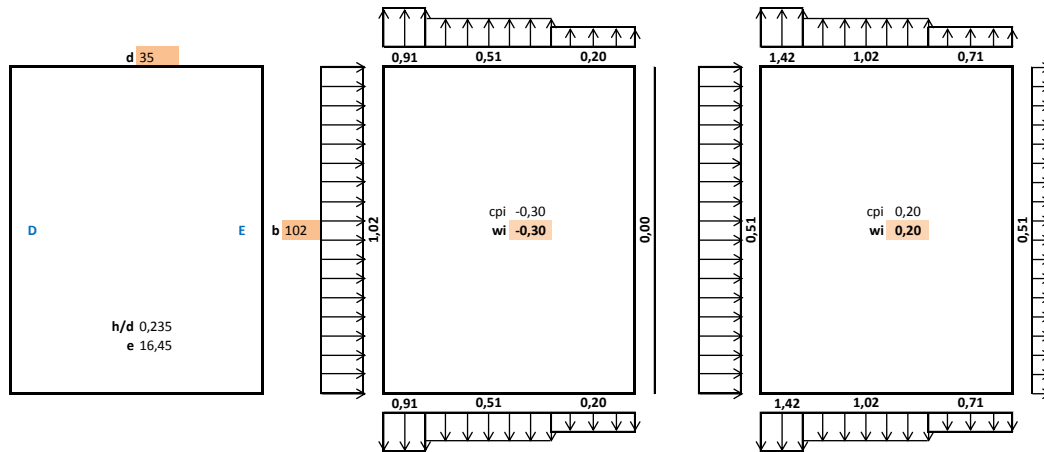
	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,21	-0,81	-0,50	0,71	-0,30



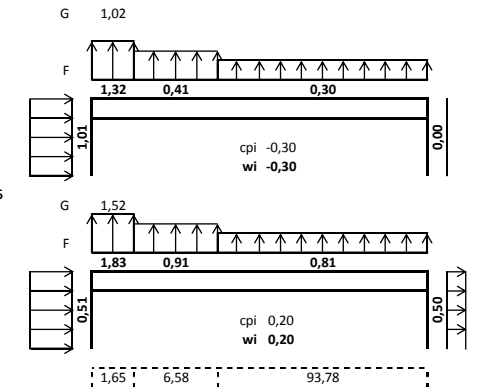
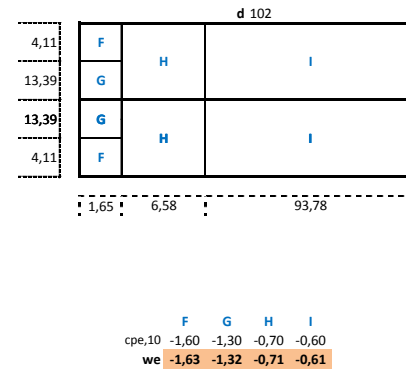
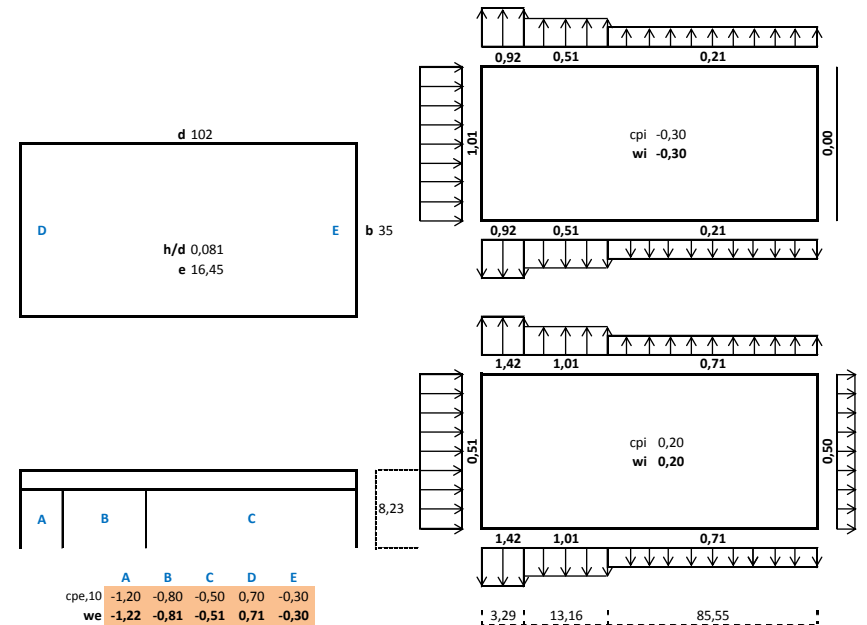
	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,62	-1,31	-0,71	-0,61

Ação do vento - caso de estudo PF35-6 e T35-6

$\theta=0^\circ$

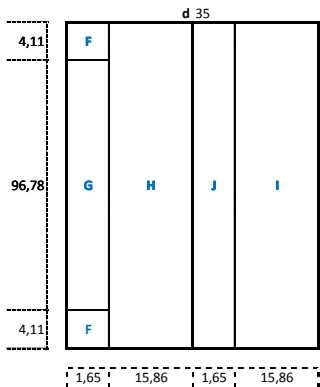
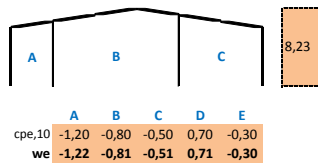
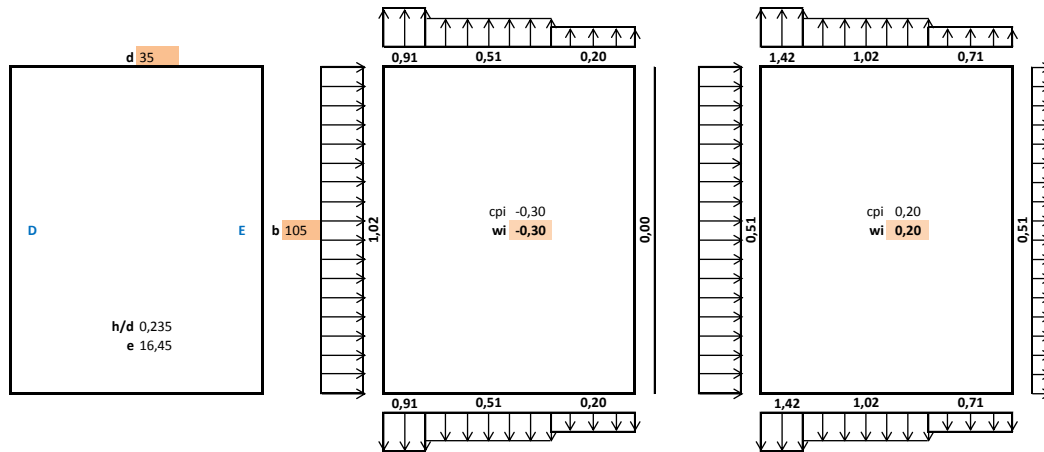


$\theta=90^\circ$



Ação do vento - caso de estudo PF35-7

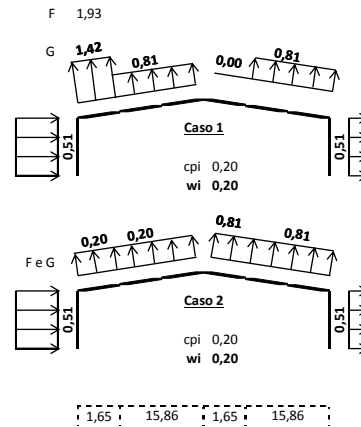
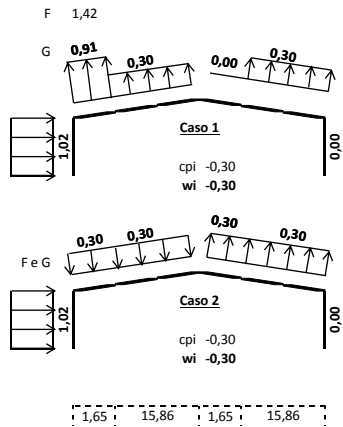
$\theta=0^\circ$



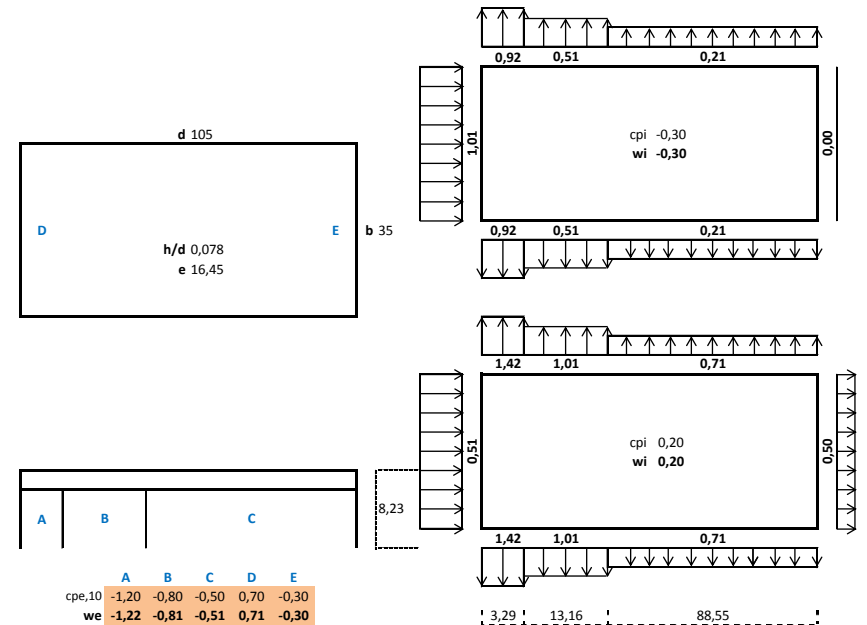
caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,73	-1,22	-0,61	-0,61	0,20

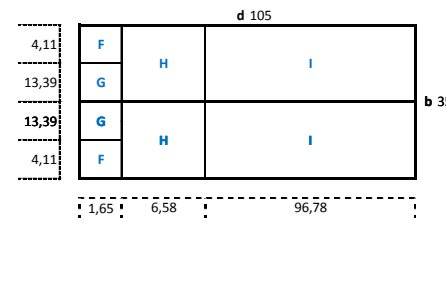
caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61



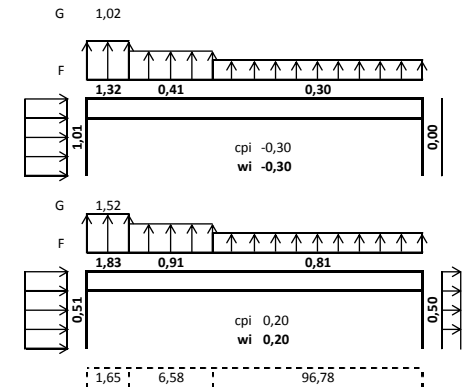
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,22	-0,81	-0,51	0,71	-0,30

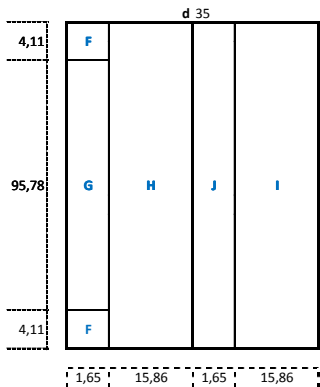
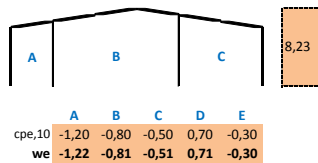
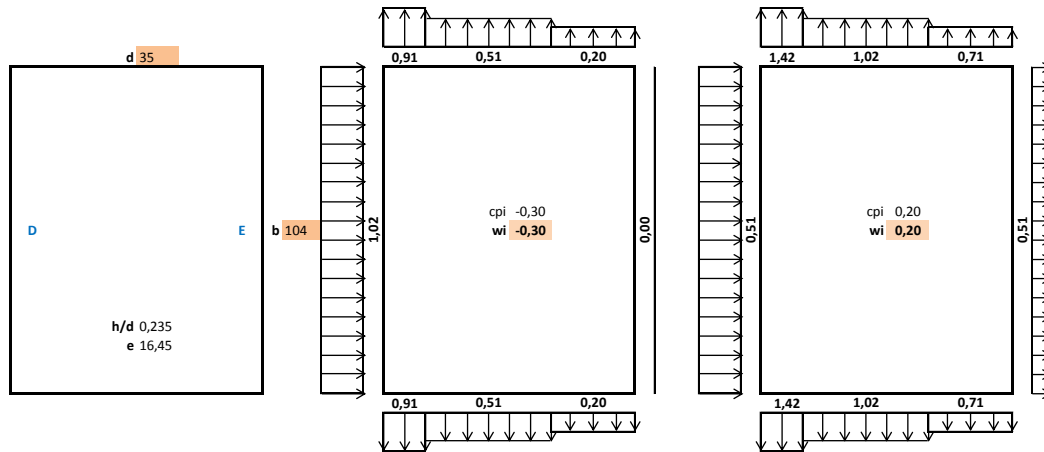


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,63	-1,32	-0,71	-0,61



Ação do vento - caso de estudo PF35-8

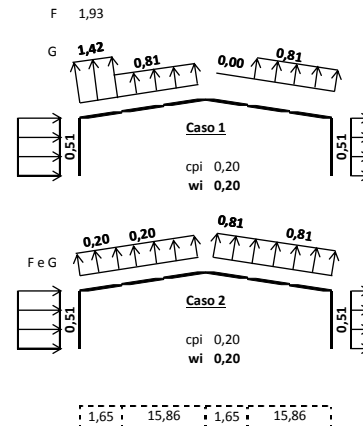
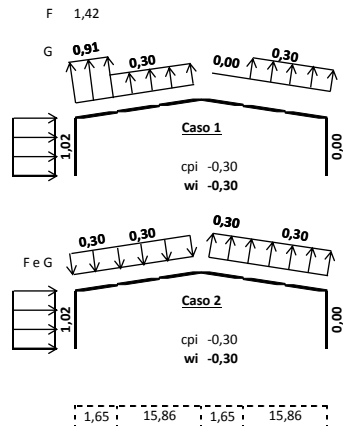
$\theta=0^\circ$



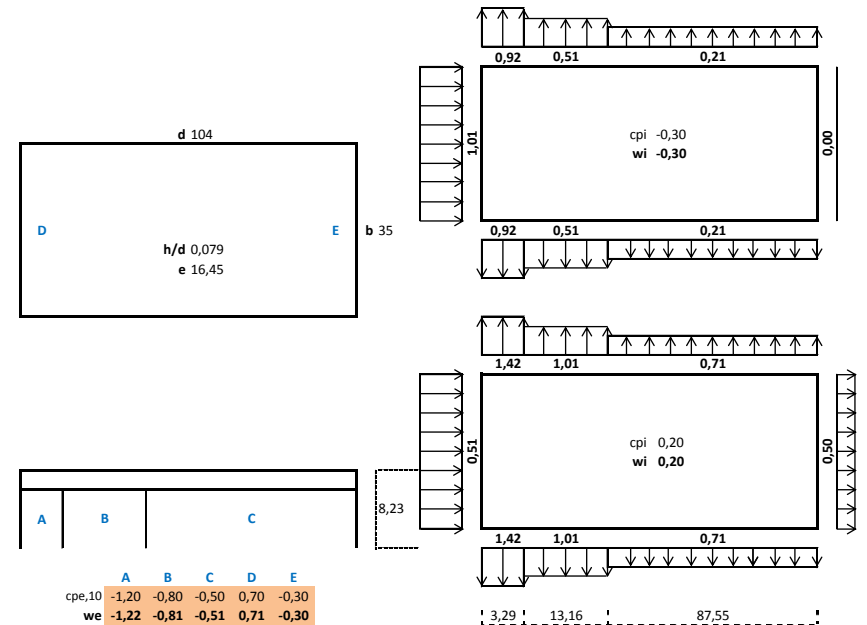
caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,73	-1,22	-0,61	-0,61	0,20

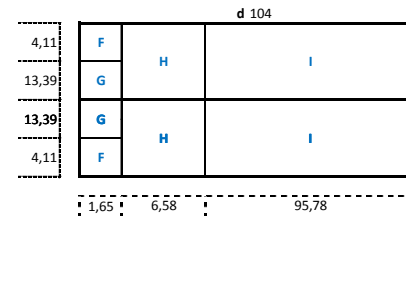
caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61



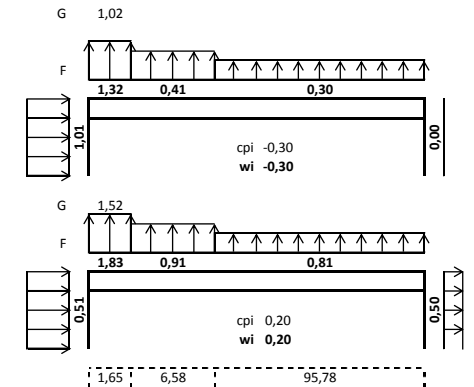
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,22	-0,81	-0,51	0,71	-0,30

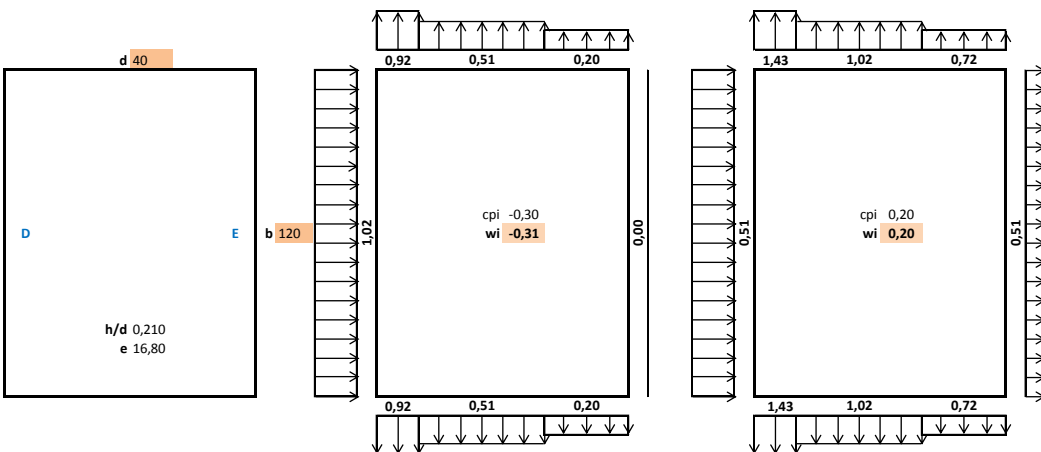


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,63	-1,32	-0,71	-0,61



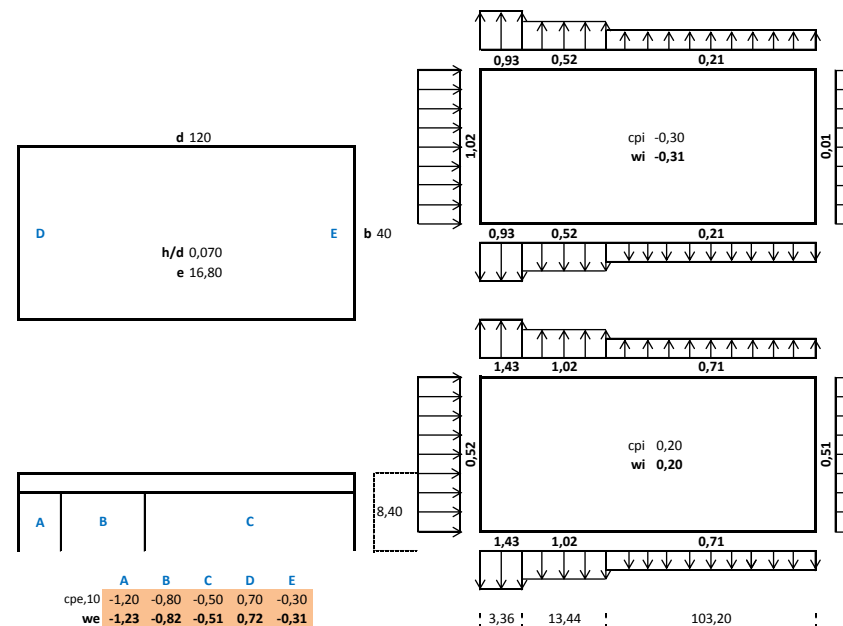
# Ação do vento - caso de estudo PF40-6 e T40-6

$\theta=0^\circ$

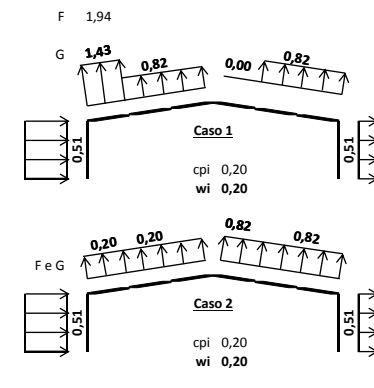
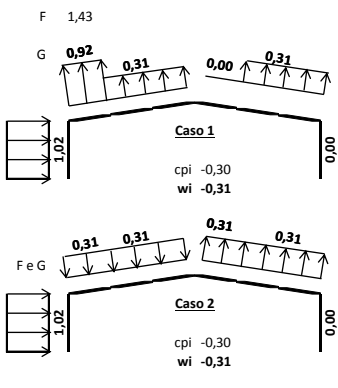
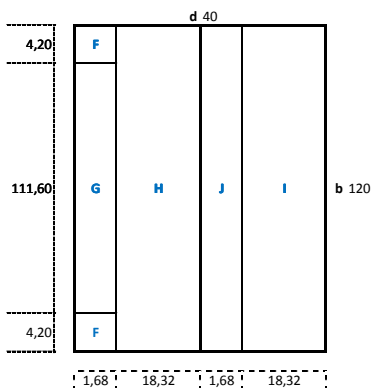


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,23	-0,82	-0,51	0,72	-0,31

$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,23	-0,82	-0,51	0,72	-0,31

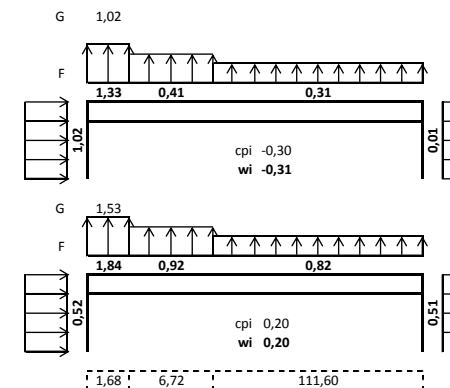
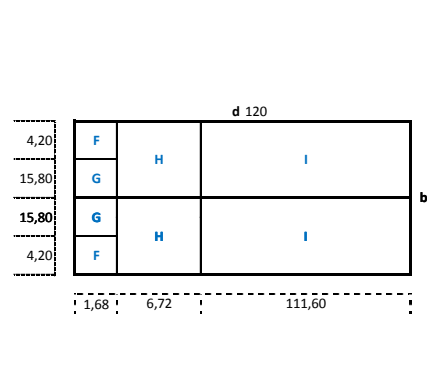


**caso 1**

	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,74	-1,23	-0,61	-0,61	0,20

**caso 2**

	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61



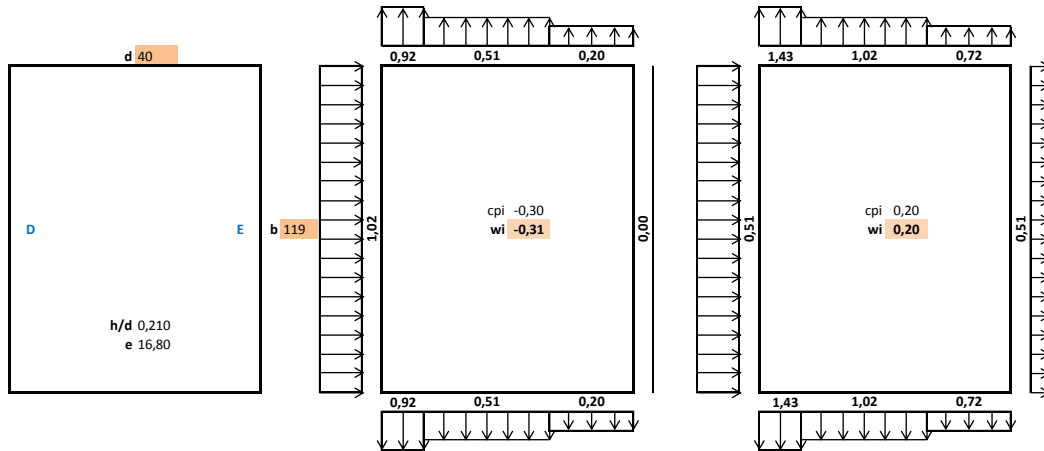
**caso 1**

	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,63	-1,33	-0,72	-0,61

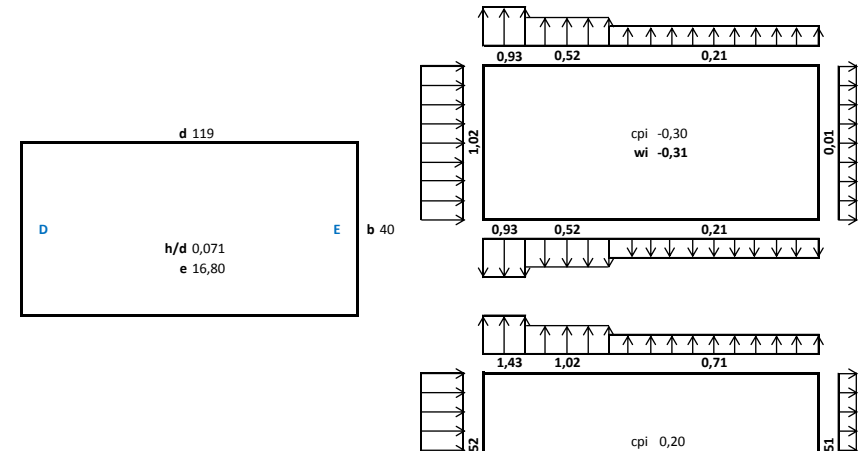
Ação do vento - caso de estudo PF40-7 e T40-7

$\theta=0^\circ$

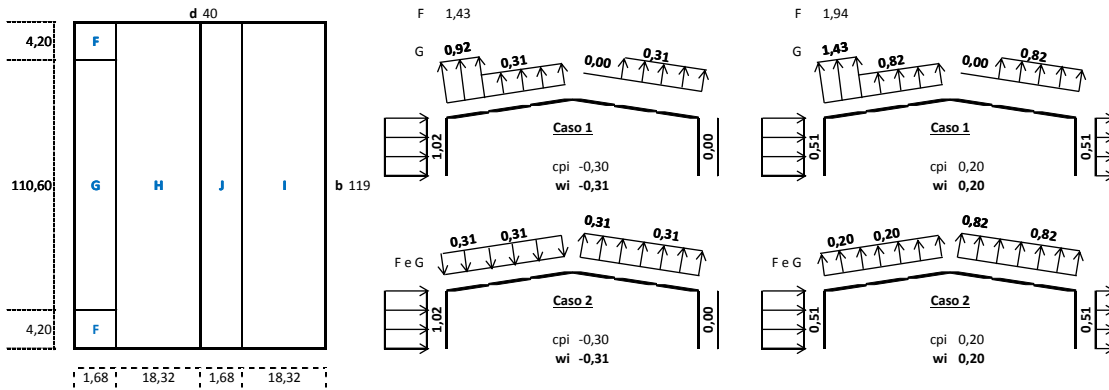
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,23	-0,82	-0,51	0,72	-0,31

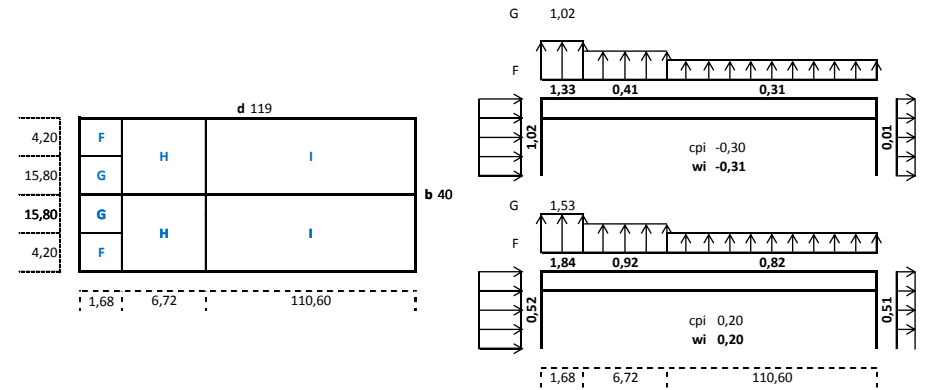


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,23	-0,82	-0,51	0,72	-0,31



caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,74	-1,23	-0,61	-0,61	0,20

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61

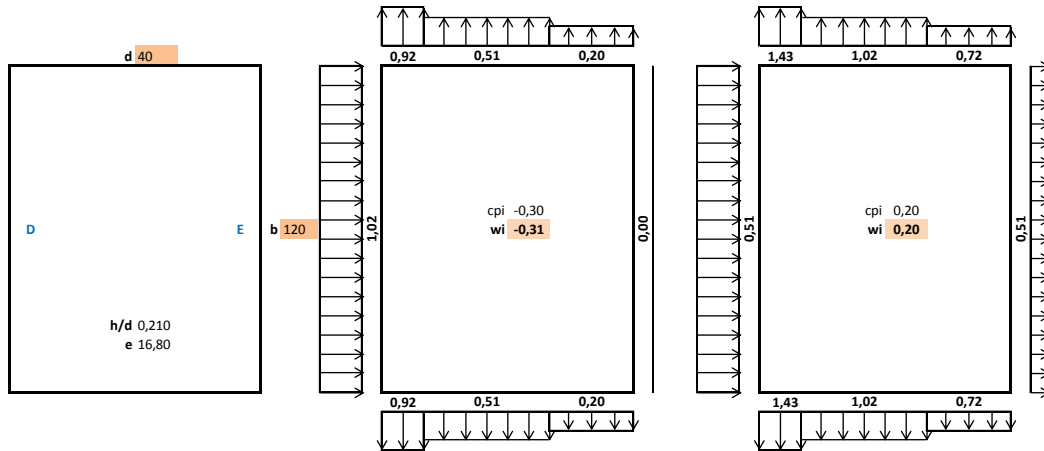


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,63	-1,33	-0,72	-0,61

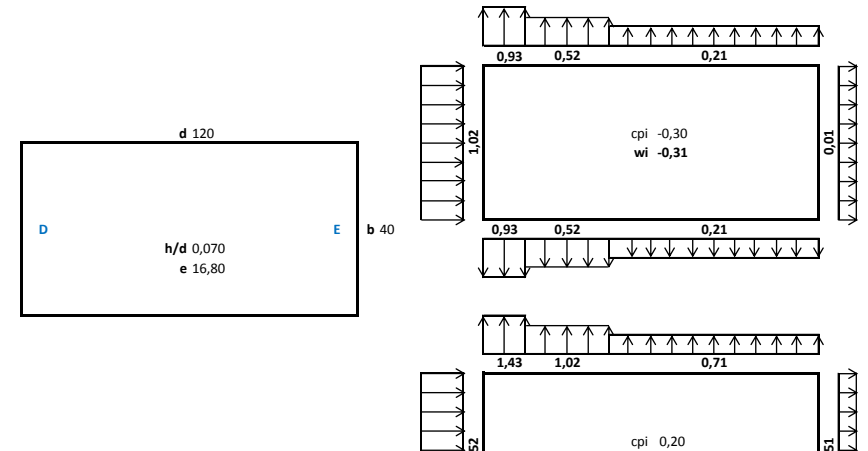
Ação do vento - caso de estudo PF40-8 e T40-8

$\theta=0^\circ$

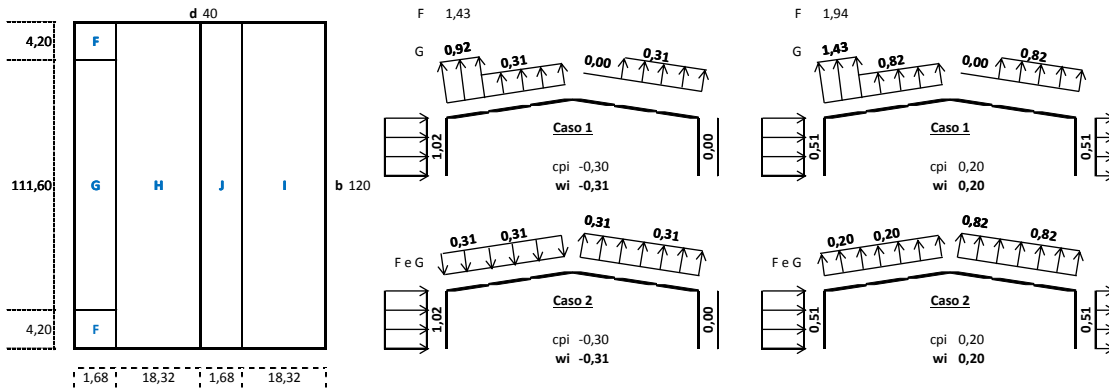
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,23	-0,82	-0,51	0,72	-0,31

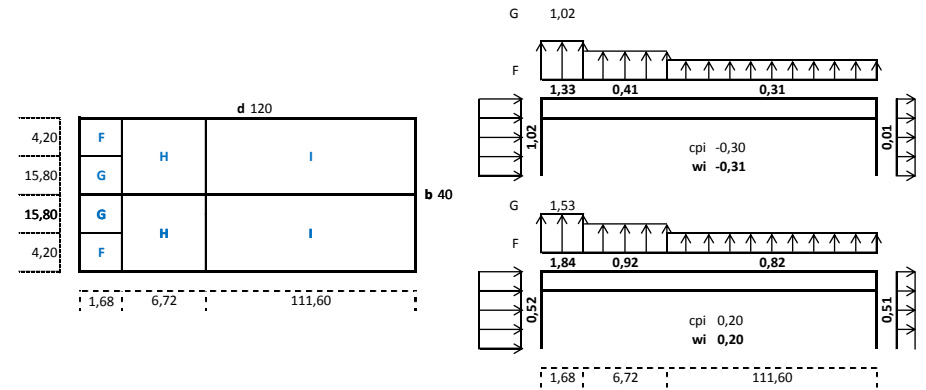


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,23	-0,82	-0,51	0,72	-0,31



caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,74	-1,23	-0,61	-0,61	0,20

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,61	-0,61



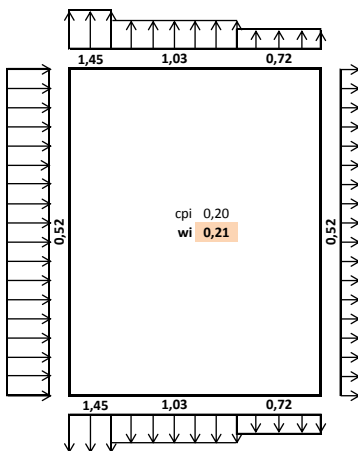
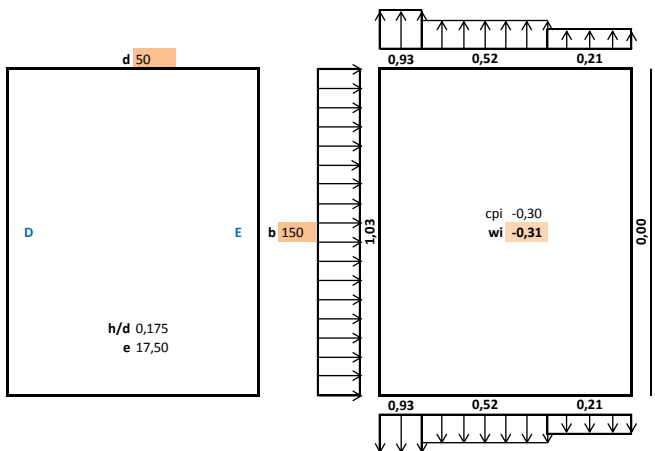
	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,63	-1,33	-0,72	-0,61



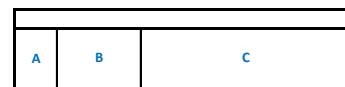
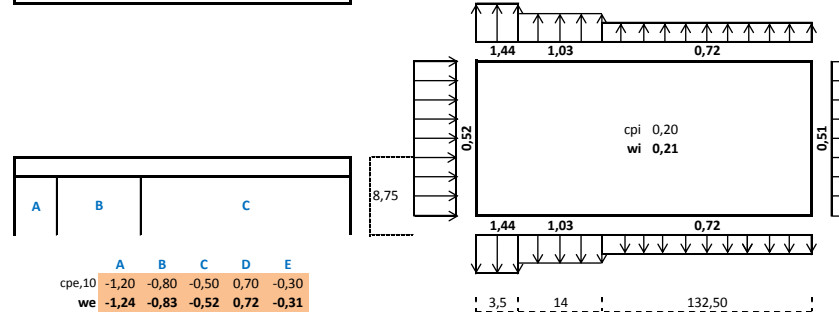
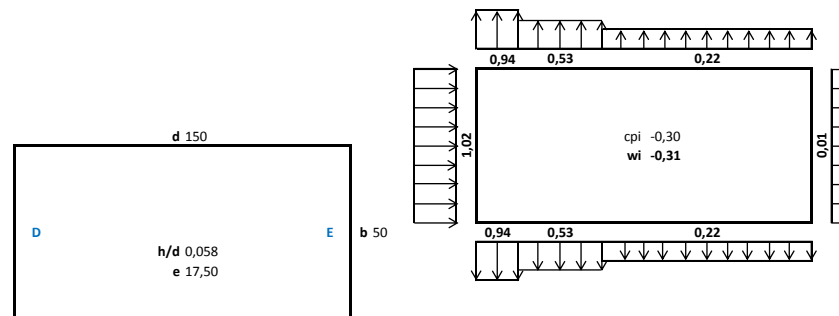
# Ação do vento - caso de estudo T50-6

$\theta=0^\circ$

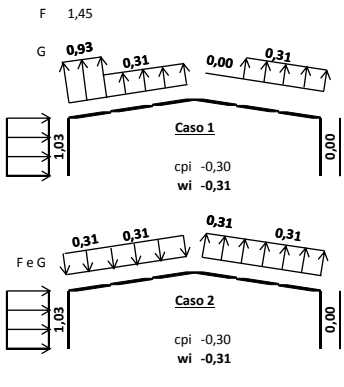
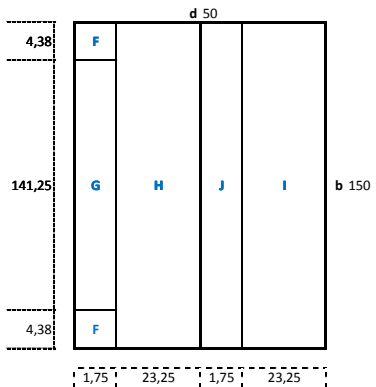
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,24	-0,83	-0,52	0,72	-0,31

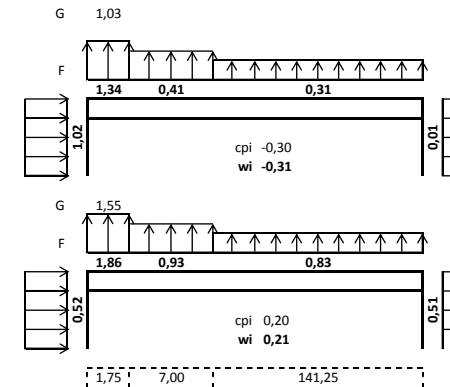
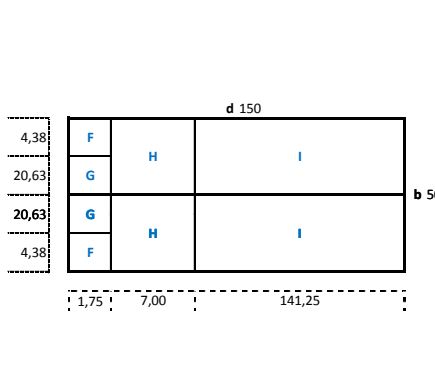


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,24	-0,83	-0,52	0,72	-0,31



caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,76	-1,24	-0,62	-0,62	0,21

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,62	-0,62

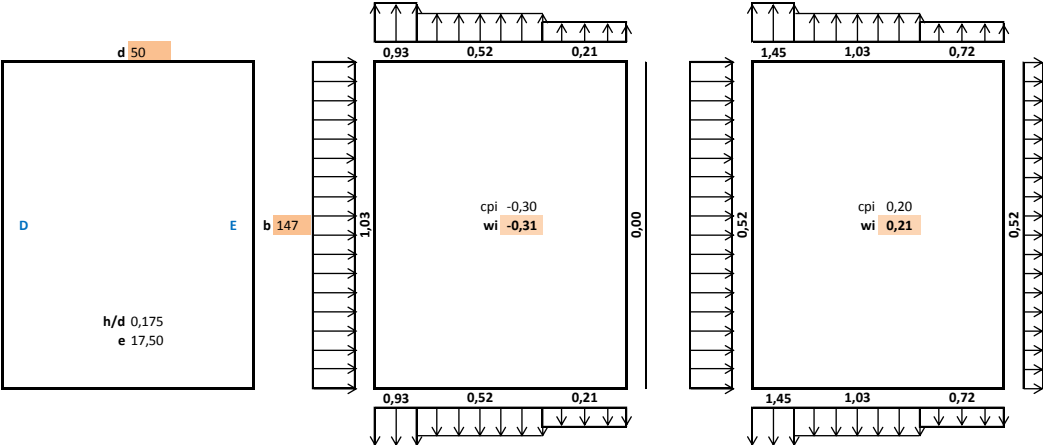


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,65	-1,34	-0,72	-0,62

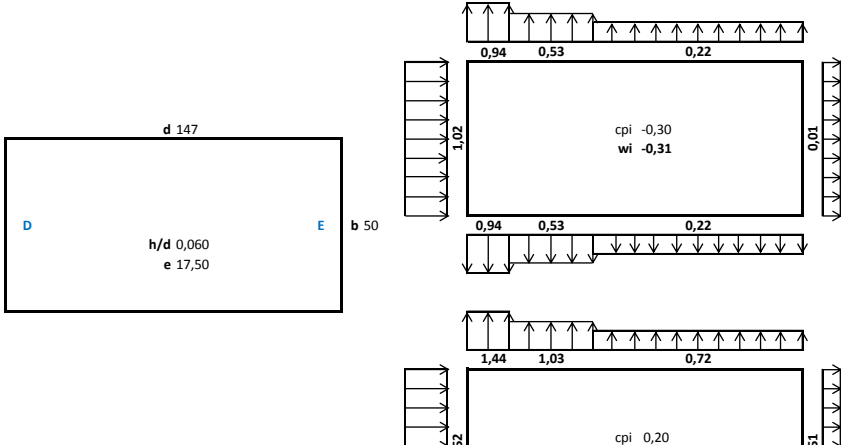
Ação do vento - caso de estudo T50-7

$\theta=0^\circ$

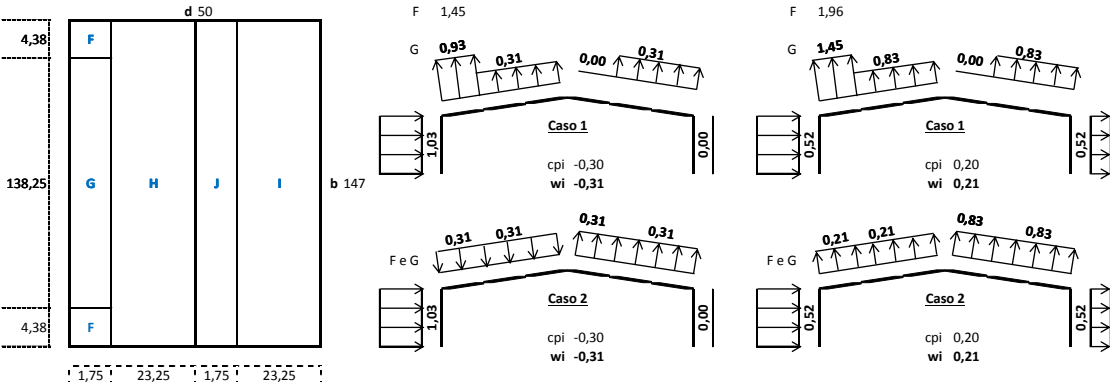
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,24	-0,83	-0,52	0,72	-0,31

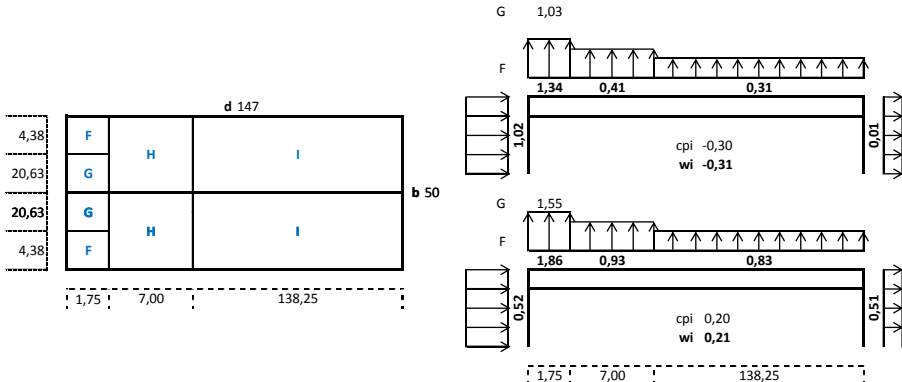


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,24	-0,83	-0,52	0,72	-0,31



caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,76	-1,24	-0,62	-0,62	0,21

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,62	-0,62

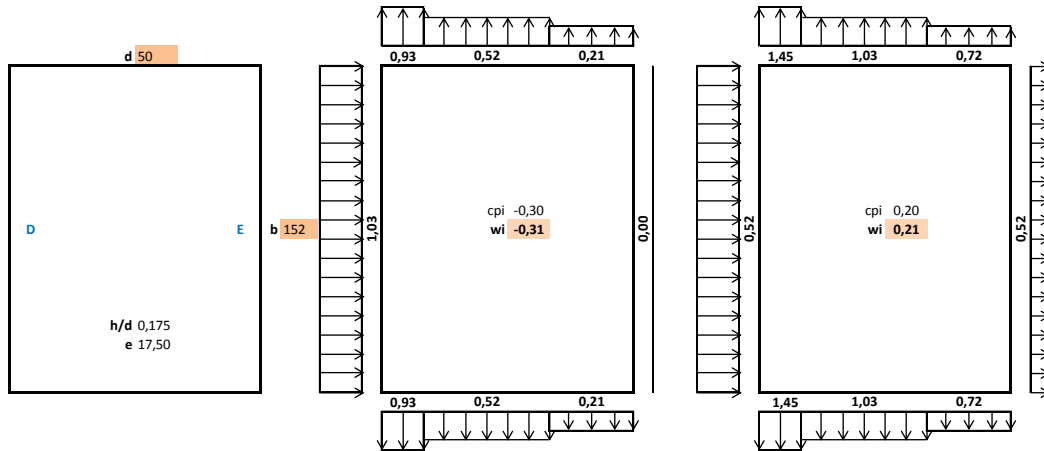


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,65	-1,34	-0,72	-0,62

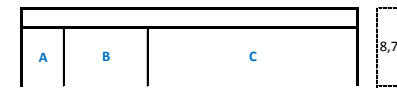
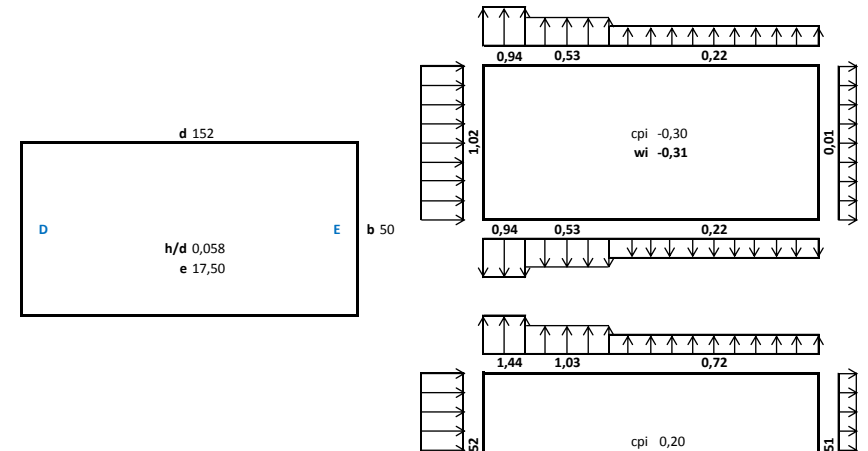
# Ação do vento - caso de estudo T50-8

$\theta=0^\circ$

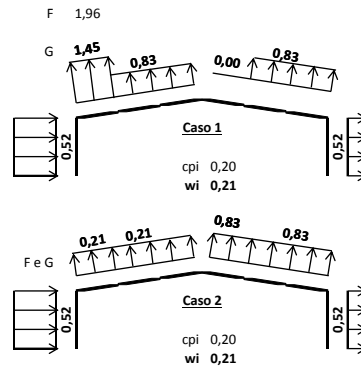
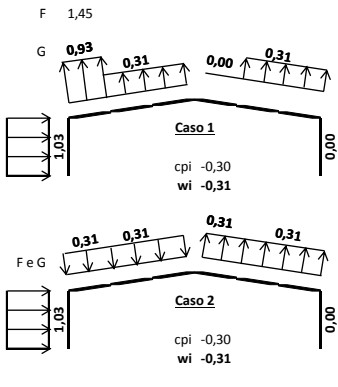
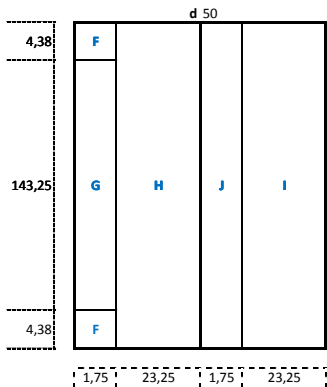
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,24	-0,83	-0,52	0,72	-0,31

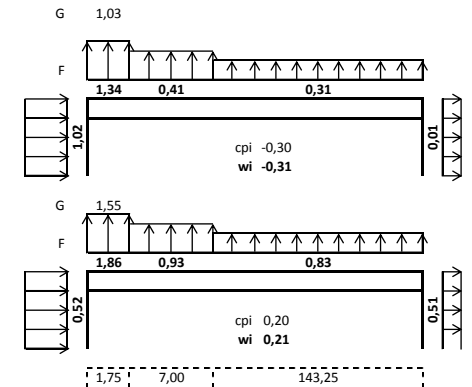
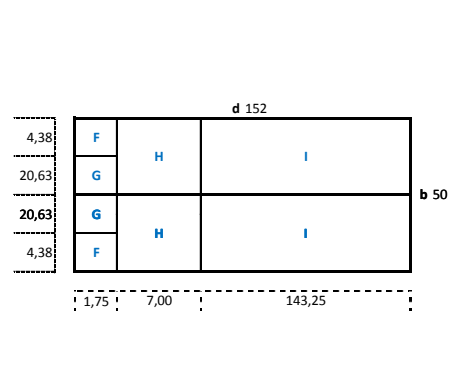


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,24	-0,83	-0,52	0,72	-0,31



caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,76	-1,24	-0,62	-0,62	0,21

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,62	-0,62

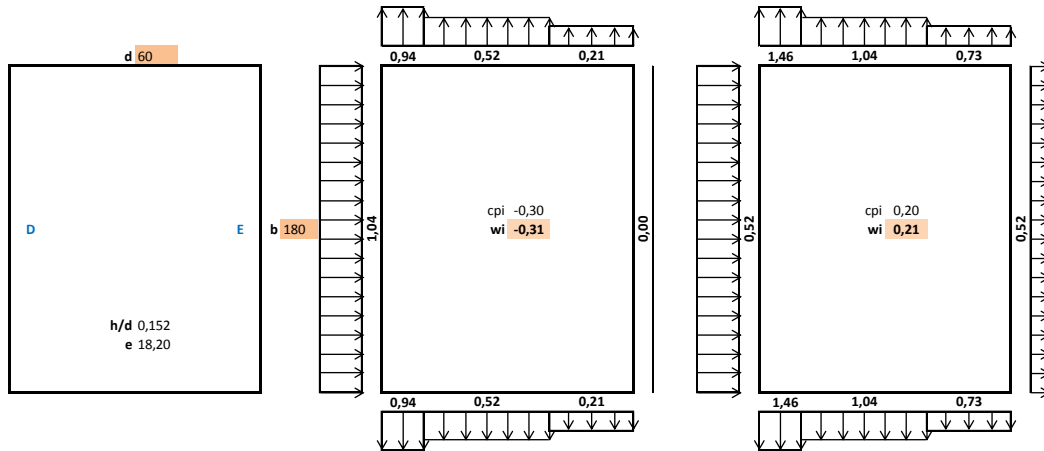


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,65	-1,34	-0,72	-0,62

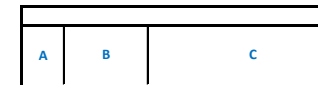
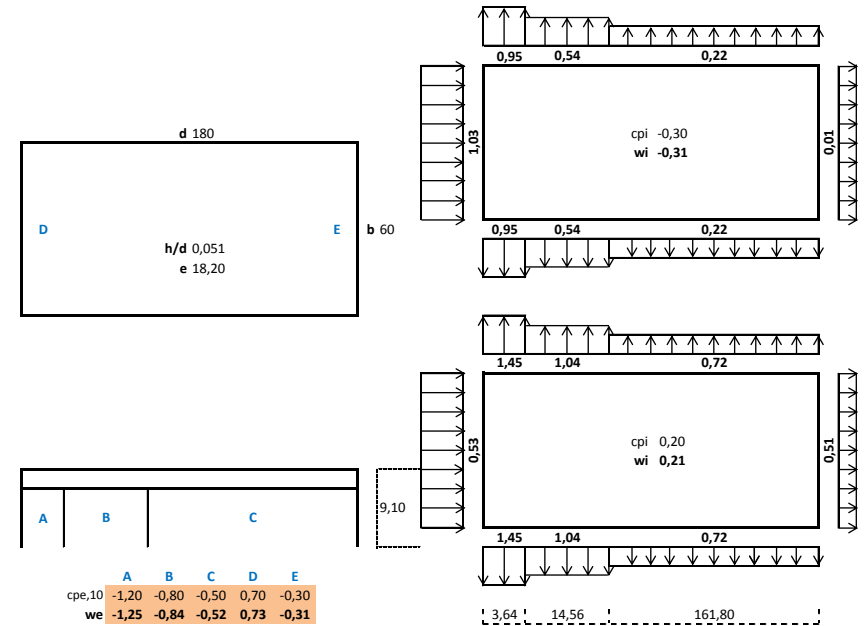
# Ação do vento - caso de estudo T60-6

$\theta=0^\circ$

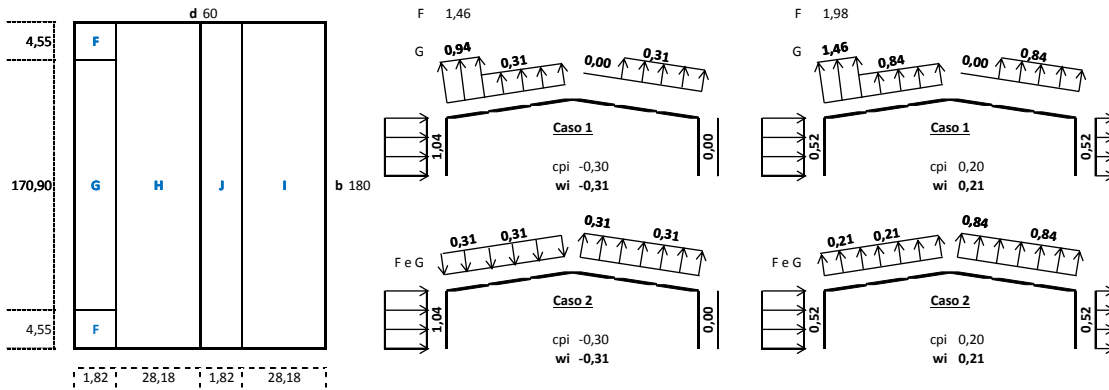
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,25	-0,84	-0,52	0,73	-0,31



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,25	-0,84	-0,52	0,73	-0,31

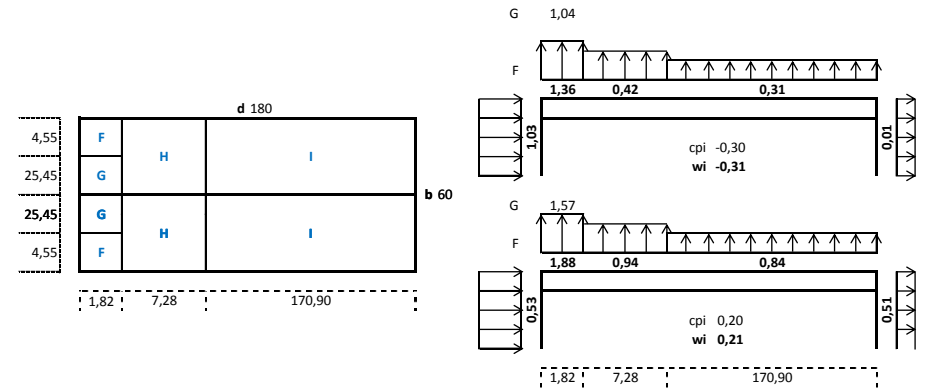


**caso 1**

	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,78	-1,25	-0,63	-0,63	0,21

**caso 2**

	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,63	-0,63

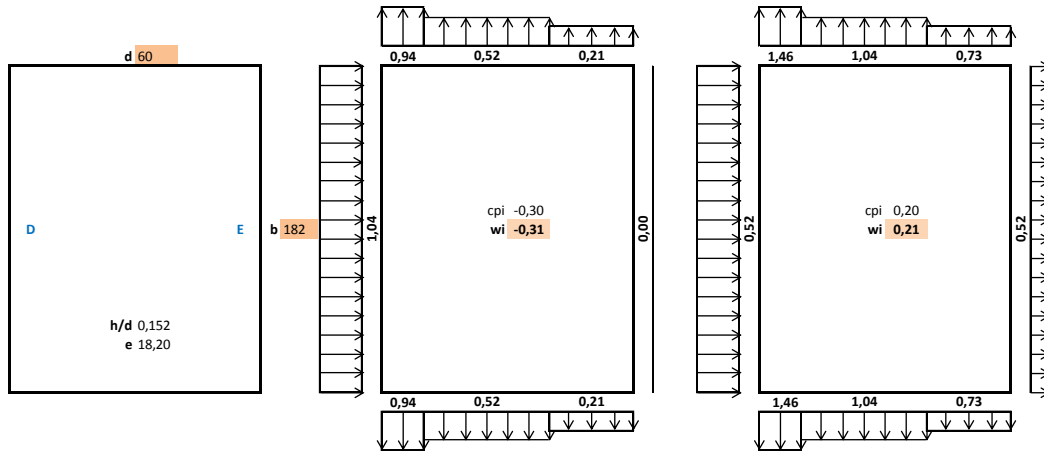


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,67	-1,36	-0,73	-0,63

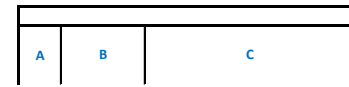
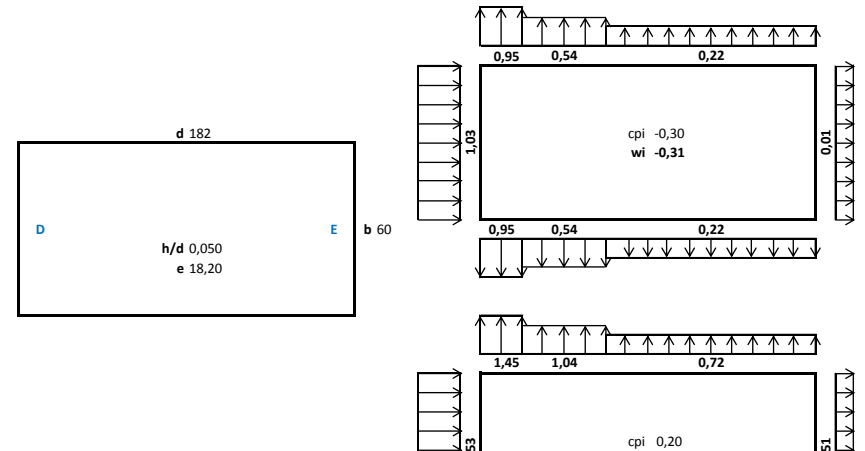
# Ação do vento - caso de estudo T60-7

$\theta=0^\circ$

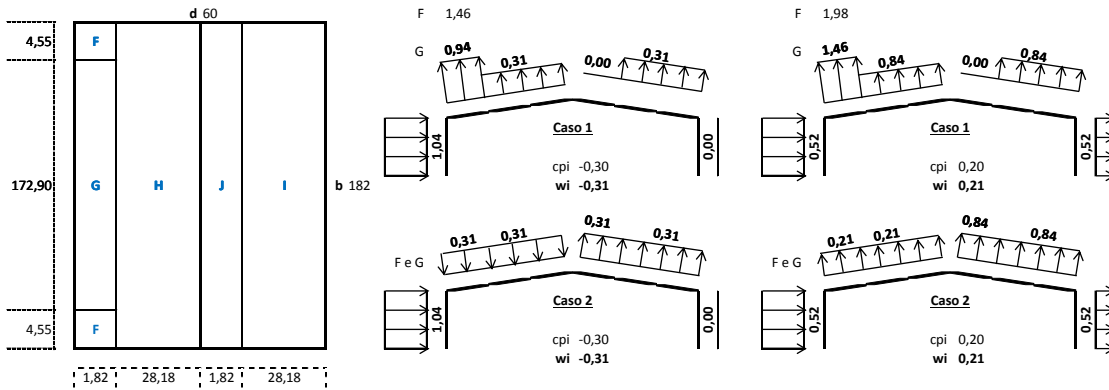
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,25	-0,84	-0,52	0,73	-0,31

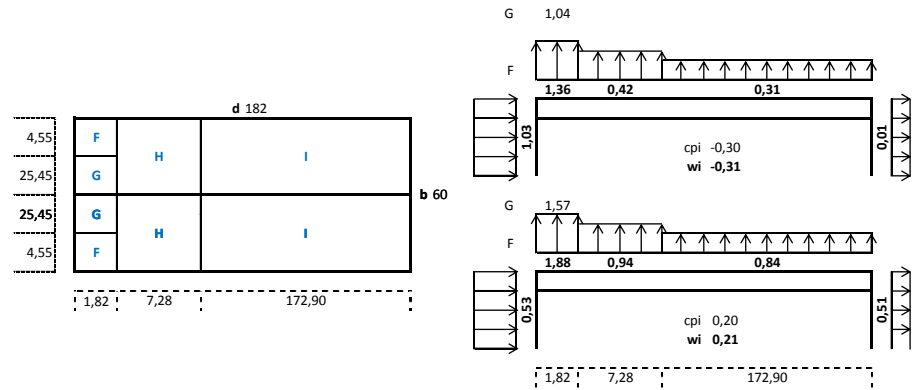


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,25	-0,84	-0,52	0,73	-0,31



	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,78	-1,25	-0,63	-0,63	0,21

	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,63	-0,63

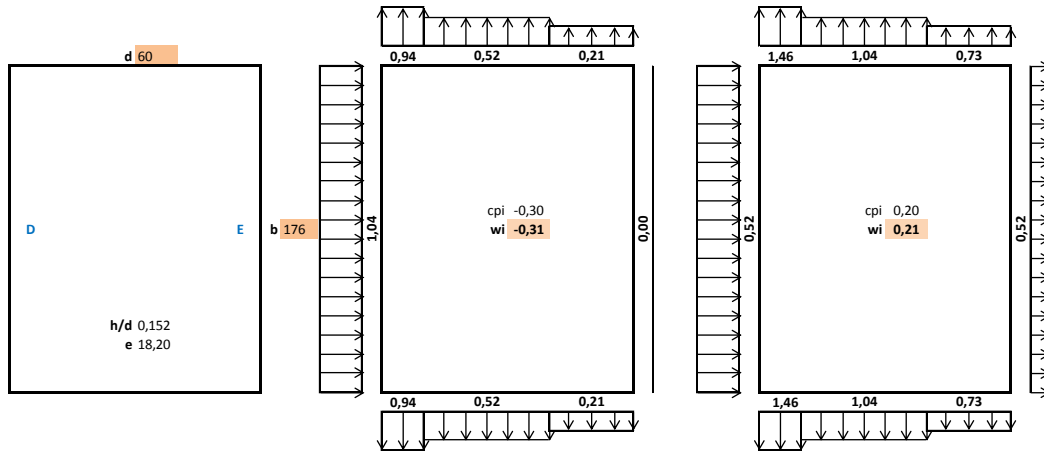


	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,67	-1,36	-0,73	-0,63

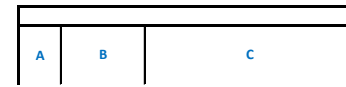
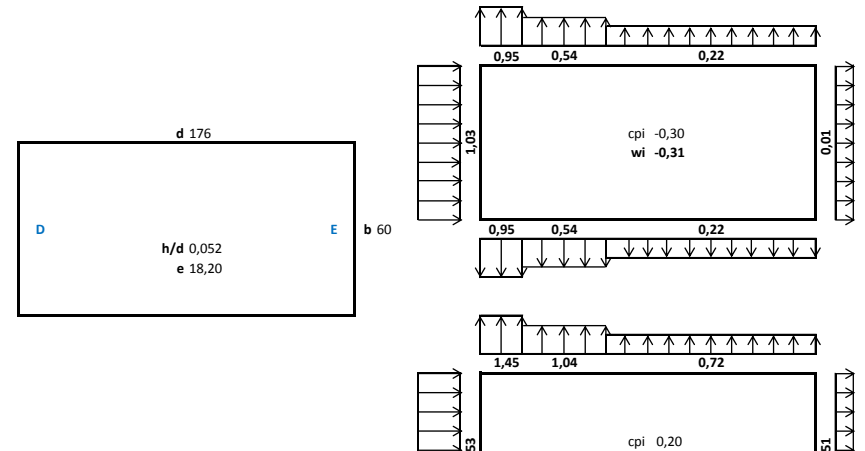
# Ação do vento - caso de estudo T60-8

$\theta=0^\circ$

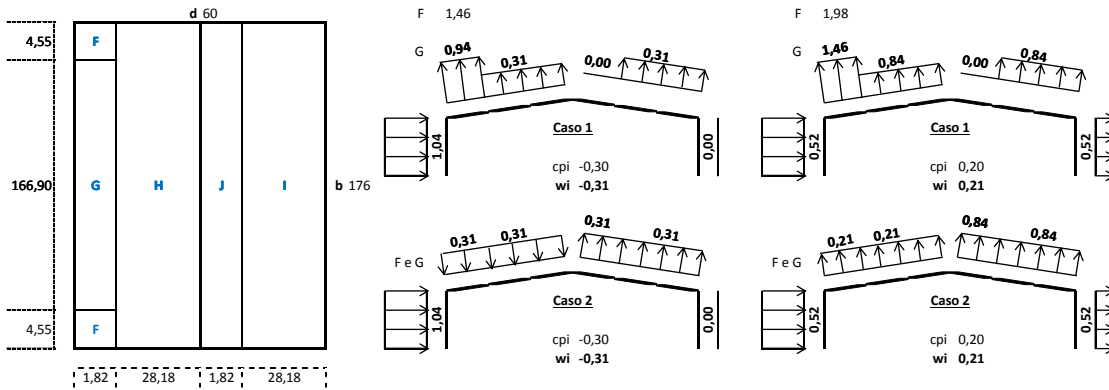
$\theta=90^\circ$



	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,25	-0,84	-0,52	0,73	-0,31

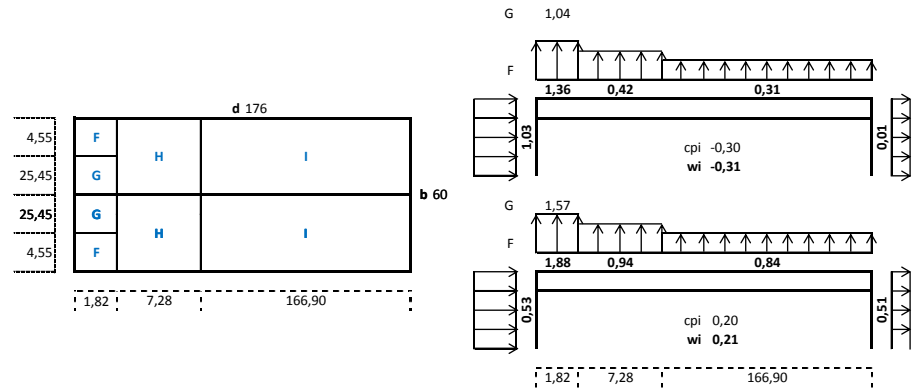


	A	B	C	D	E
cpe,10	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
we	-1,25	-0,84	-0,52	0,73	-0,31



caso 1	F	G	H	I	J
cpe,10	-1,70	-1,20	-0,60	-0,60	0,20
we	-1,78	-1,25	-0,63	-0,63	0,21

caso 2	F	G	H	I	J
cpe,10	0,00	0,00	0,00	-0,60	-0,60
we	0,00	0,00	0,00	-0,63	-0,63



	F	G	H	I
cpe,10	-1,60	-1,30	-0,70	-0,60
we	-1,67	-1,36	-0,73	-0,63

## **ANEXO 2 – ESTIMATIVA ORÇAMENTAL**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF20-6

*Deslocamentos	Vão [m]	20	$\delta_{max}$ [mm]	100,0	kg/m <sup>2</sup>	36,12
calculados	Comprimento [m]	60	$\delta$ [mm] *	99,3	€/m <sup>2</sup>	62,45 €
segundo a	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,73 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	1200	$\delta$ [mm] *	40,7	Aluguer de máquinas [dias]	8
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
3 Asas de anjo	54							
15% Reforço cumeeira	18	1,50	49,16	36,98	665,65	18,44	0,70	466 €
20% Reforço pilar-viga	18	2,01	49,16	49,31	887,53	24,45	0,70	621 €
Vigas IPE 330	22	10,03	49,16	493,07	10847,65	276,73	0,70	7 593 €
Pilares IPE 360	22	7,00	57,11	399,77	8794,94	208,38	0,70	6 156 €
Pilares emprensa IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
IPE 300	2	7,70	42,26	325,40	650,80	17,86	0,70	456 €
Contraventamento TRON 139x4	42	6,00	13,39	80,34	3374,28	110,60	0,80	2 699 €
TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
TRON 139x4	8	6,95	13,39	93,06	744,48	24,40	0,80	596 €
TRON 139x4	10	7,82	13,39	104,71	1047,10	34,32	0,80	838 €
TRON 139x6.3	6	7,82	20,73	162,11	972,65	20,59	0,80	778 €
Madres fachada C 150x2.5	48	5,00	5,61	28,05	1346,40	129,36	0,80	1 077 €
C 200x2	120	6,00	6,12	36,72	4406,40	542,16	0,80	3 525 €
Madres cobertura Z 200x1.5	140	6,00	4,49	26,94	3771,60	626,22	0,80	3 017 €
<b>Σ</b>					<b>39406</b>	<b>2089</b>		<b>29 216 €</b>

Chapas	10%				3940,64		0,70	2 758 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	11 822 €
Galvanização							0,25	9 852 €
Chumbadouros							0,10	3 941 €

Mão de obra							0,25	9 852 €
Meios							0,17	6 699 €

Multifunções							50,00	400 €
Articulada							50,00	400 €

**Σ** **43347** **74 940 €**



## Estimativa orçamental - caso de estudo PF20-7

*Deslocamentos	Vão [m]	20	$\delta_{max}$ [mm]	100,0	kg/m <sup>2</sup>	38,01
calculados	Comprimento [m]	56	$\delta$ [mm] *	95,6	€/m <sup>2</sup>	65,84 €
segundo a	Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,73 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	1120	$\delta$ [mm] *	32,5	Aluguer de máquinas [dias]	7
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
4 Asas de anjo	56							
20% Reforço cumeeira	14	2,01	49,16	49,31	690,30	19,02	0,70	483 €
20% Reforço pilar-viga	14	2,01	49,16	49,31	690,30	19,02	0,70	483 €
Vigas IPE 330	18	10,03	49,16	493,07	8875,35	226,42	0,70	6 213 €
Pilares IPE 400	18	7,00	66,33	464,31	8357,58	184,81	0,70	5 850 €
Pilares emprensa IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
IPE 300	2	7,70	42,26	325,40	650,80	17,86	0,70	456 €
Contraventamento TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
TRON 139x4	34	7,00	13,39	93,73	3186,82	104,45	0,80	2 549 €
TRON 139x4	8	7,83	13,39	104,84	838,75	27,49	0,80	671 €
TRON 139x4	8	8,61	13,39	115,29	922,30	30,23	0,80	738 €
TRON 139x8	6	8,61	25,99	223,77	1342,64	22,67	0,80	1 074 €
Madres fachada C 150x2.5	48	5,00	5,61	28,05	1346,40	129,36	0,80	1 077 €
C 200x2.5	96	7,00	7,79	54,53	5234,88	511,39	0,80	4 188 €
Madres cobertura Z 200x2	112	7,00	5,96	41,72	4672,64	578,17	0,80	3 738 €
<b>Σ</b>					<b>38706</b>	<b>1926</b>		<b>28 914 €</b>

Chapas	10%				3870,57		0,70	2 709 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	11 612 €
Galvanização							0,25	9 676 €
Chumbadouros							0,10	3 871 €

Mão de obra							0,25	9 676 €
Meios							0,17	6 580 €

Multifunções							50,00	350 €
Articulada							50,00	350 €

**Σ** **42576** **73 738 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF20-8

*Deslocamentos	Vão [m]	20	$\delta_{max}$ [mm]	100,0	kg/m <sup>2</sup>	39,87
calculados	Comprimento [m]	64	$\delta$ [mm] *	95,8	€/m <sup>2</sup>	69,14 €
segundo a	Afastamento [m]	8	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,73 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	1280	$\delta$ [mm] *	40,2	Aluguer de máquinas [dias]	7
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
3 Asas de anjo	42							
15% Reforço cumeeira	14	1,50	57,11	42,96	601,45	15,49	0,70	421 €
20% Reforço pilar-viga	14	2,01	57,11	57,28	801,94	20,52	0,70	561 €
Vigas IPE 360	18	10,03	57,11	572,81	10310,64	244,29	0,70	7 217 €
Pilares IPE 400	18	7,00	66,33	464,31	8357,58	184,81	0,70	5 850 €
Pilares emprensa IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
IPE 300	2	7,70	42,26	325,40	650,80	17,86	0,70	456 €
Contraventamento TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
TRON 139x4	34	8,00	13,39	107,12	3642,08	119,38	0,80	2 914 €
TRON 139x4	8	8,74	13,39	117,03	936,23	30,69	0,80	749 €
TRON 139x4	8	9,44	13,39	126,40	1011,21	33,14	0,80	809 €
TRON 139x10	6	9,44	32,00	302,08	1812,48	24,86	0,80	1 450 €
Madres fachada C 150x2.5	48	5,00	5,61	28,05	1346,40	129,36	0,80	1 077 €
C 250x3	96	8,00	10,72	85,76	8232,96	668,93	0,80	6 586 €
Madres cobertura Z 200x2.5	112	8,00	7,58	60,64	6791,68	667,91	0,80	5 433 €
<b>Σ</b>					<b>46392</b>	<b>2213</b>		<b>34 917 €</b>

Chapas	10%				4639,24		0,70	3 247 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	13 918 €
Galvanização							0,25	11 598 €
Chumbadouros							0,10	4 639 €

Mão de obra							0,25	11 598 €
Meios							0,17	7 887 €

Multifunções							50,00	350 €
Articulada							50,00	350 €

**Σ** **51032** **88 505 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF30-6

*Deslocamentos	Vão [m]	30	$\delta_{max}$ [mm]	150,0	kg/m <sup>2</sup>	42,46
calculados	Comprimento [m]	90	$\delta$ [mm] *	109,4	€/m <sup>2</sup>	72,58 €
segundo a	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,71 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	2700	$\delta$ [mm] *	45,9	Aluguer de máquinas [dias]	14
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
2	Asas de anjo	56							
10%	Reforço cumeeira	28	1,50	90,72	68,22	1910,20	40,22	0,70	1 337 €
20%	Reforço pilar-viga	28	3,01	90,72	136,44	3820,40	78,98	0,70	2 674 €
Vigas	IPE 500	32	15,04	90,72	1364,43	43661,72	839,14	0,70	30 563 €
Pilares	IPE 550	32	7,00	105,55	738,85	23643,20	420,36	0,70	16 550 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	2	8,05	42,26	340,19	680,39	18,68	0,70	476 €
Contraventamento	TRON 114x3.6	81	6,00	9,83	58,98	4777,38	174,51	0,80	3 822 €
	TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
	TRON 139x4	12	6,95	13,39	93,06	1116,73	36,60	0,80	893 €
	TRON 139x4	30	7,82	13,39	104,71	3141,29	102,96	0,80	2 513 €
	TRON 139x5	12	7,82	16,62	129,97	1559,62	41,18	0,80	1 248 €
Madres fachada	C 150x2.5	72	5,00	5,61	28,05	2019,60	194,04	0,80	1 616 €
	C 200x2	180	6,00	6,12	36,72	6609,60	813,24	0,80	5 288 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	300	6,00	4,49	26,94	8082,00	1341,90	0,80	6 466 €
<b>Σ</b>					<b>104221</b>	<b>4193</b>	<b>75 751 €</b>		

Chapas	10%				10422,07		0,70	7 295 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	31 266 €
Galvanização							0,25	26 055 €
Chumbadouros							0,10	10 422 €

Mão de obra							0,25	26 055 €
Meios							0,17	17 718 €

Multifunções							50,00	700 €
Articulada							50,00	700 €

**Σ** **114643** **195 962 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF30-7

*Deslocamentos	Vão [m]	30	$\delta_{max}$ [mm]	150,0	kg/m <sup>2</sup>	42,48
calculados	Comprimento [m]	91	$\delta$ [mm] *	113,2	€/m <sup>2</sup>	72,78 €
segundo a	Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,71 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	2730	$\delta$ [mm] *	46,3	Aluguer de máquinas [dias]	12
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
3	Asas de anjo	72							
10%	Reforço cumeeira	24	1,50	90,72	68,22	1637,31	34,47	0,70	1 146 €
20%	Reforço pilar-viga	24	3,01	90,72	136,44	3274,63	67,70	0,70	2 292 €
Vigas	IPE 500	28	15,04	90,72	1364,43	38204,01	734,24	0,70	26 743 €
Pilares	IPE 600	28	7,00	122,49	857,43	24008,04	394,90	0,70	16 806 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	2	8,05	42,26	340,19	680,39	18,68	0,70	476 €
Contraventamento	TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
	TRON 139x4	71	7,00	13,39	93,73	6654,83	218,12	0,80	5 324 €
	TRON 139x4	12	7,83	13,39	104,84	1258,12	41,24	0,80	1 006 €
	TRON 139x4	26	8,61	13,39	115,29	2997,49	98,25	0,80	2 398 €
	TRON 139x6.3	12	8,61	20,73	178,49	2141,82	45,35	0,80	1 713 €
Madres fachada	C 150x2.5	72	5,00	5,61	28,05	2019,60	194,04	0,80	1 616 €
	C 200x2.5	156	7,00	7,79	54,53	8506,68	831,01	0,80	6 805 €
Madres cobertura	Z 200x2	260	7,00	5,96	41,72	10847,20	1342,19	0,80	8 678 €
<b>Σ</b>					<b>105429</b>	<b>4111</b>	<b>77 308 €</b>		

Chapas	10%				10542,87		0,70	7 380 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	31 629 €
Galvanização							0,25	26 357 €
Chumbadouros							0,10	10 543 €

Mão de obra							0,25	26 357 €
Meios							0,17	17 923 €

Multifunções							50,00	600 €
Articulada							50,00	600 €

**Σ** **115972** **198 697 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF30-8

*Deslocamentos	Vão [m]	30	$\delta_{max}$ [mm]	150,0	kg/m <sup>2</sup>	44,86
calculados	Comprimento [m]	88	$\delta$ [mm] *	106,2	€/m <sup>2</sup>	77,01 €
segundo a	Afastamento [m]	8	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,72 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	2640	$\delta$ [mm] *	39,1	Aluguer de máquinas [dias]	11
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
2	Asas de anjo	40							
10%	Reforço cumeeira	20	1,50	105,55	79,37	1587,47	31,09	0,70	1 111 €
20%	Reforço pilar-viga	20	3,01	105,55	158,75	3174,94	60,86	0,70	2 222 €
Vigas	IPE 550	24	15,04	105,55	1587,47	38099,33	677,38	0,70	26 670 €
Pilares	IPE 600	24	7,00	122,49	857,43	20578,32	338,49	0,70	14 405 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	2	8,05	42,26	340,19	680,39	18,68	0,70	476 €
Contraventamento	TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
	TRON 139x4	61	8,00	13,39	107,12	6534,32	214,17	0,80	5 227 €
	TRON 139x4	12	8,74	13,39	117,03	1404,34	46,03	0,80	1 123 €
	TRON 139x4	22	9,44	13,39	126,40	2780,84	91,15	0,80	2 225 €
	TRON 139x8	12	9,44	25,99	245,35	2944,15	49,72	0,80	2 355 €
Madres fachada	C 150x2.5	72	5,00	5,61	28,05	2019,60	194,04	0,80	1 616 €
	C 250x3	132	8,00	10,72	85,76	11320,32	919,78	0,80	9 056 €
Madres cobertura	Z 200x2.5	220	8,00	7,58	60,64	13340,80	1311,96	0,80	10 673 €
<b>Σ</b>					<b>107663</b>	<b>4045</b>	<b>79 464 €</b>		

Chapas	10%				10766,34		0,70	7 536 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	32 299 €
Galvanização							0,25	26 916 €
Chumbadouros							0,10	10 766 €

Mão de obra							0,25	26 916 €
Meios							0,17	18 303 €

Multifunções							50,00	550 €
Articulada							50,00	550 €

**Σ** **118430** **203 300 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF35-6

<i>*Deslocamentos</i>	Vão [m]	35	$\delta_{max}$ [mm]	175,0	kg/m <sup>2</sup>	47,74
<i>calculados</i>	Comprimento [m]	102	$\delta$ [mm] *	128,8	€/m <sup>2</sup>	81,28 €
<i>segundo a</i>	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,70 €
<i>Combinação</i>	Área [m <sup>2</sup> ]	3570	$\delta$ [mm] *	46,7	Aluguer de máquinas [dias]	17
<i>Característica</i>						

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
3	Asas de anjo	96							
10%	Reforço cumeeira	32	1,76	105,55	92,62	2963,84	57,61	0,70	2 075 €
20%	Reforço pilar-viga	32	3,51	105,55	185,24	5927,69	113,39	0,70	4 149 €
Vigas	IPE 550	36	17,55	105,55	1852,40	66686,49	1185,64	0,70	46 681 €
Pilares	HEA 550	36	7,00	166,29	1164,03	41905,08	556,58	0,70	29 334 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,41	42,26	313,15	1252,59	34,38	0,70	877 €
	IPE 300	4	7,82	42,26	330,47	1321,89	36,29	0,70	925 €
	IPE 300	2	8,23	42,26	347,80	695,60	19,09	0,70	487 €
Contraventamento	TRON 114x3.6	91	6,00	9,83	58,98	5367,18	196,06	0,80	4 294 €
	TRON 139x4	8	6,81	13,39	91,19	729,49	23,91	0,80	584 €
	TRON 139x4	12	6,95	13,39	93,06	1116,73	36,60	0,80	893 €
	TRON 139x4	34	8,38	13,39	112,21	3815,08	125,05	0,80	3 052 €
	TRON 139x6.3	12	8,38	20,73	173,72	2084,61	44,13	0,80	1 668 €
Madres fachada	C 200x2	72	5,84	6,12	35,74	2573,34	316,62	0,80	2 059 €
	C 200x2	204	6,00	6,12	36,72	7490,88	921,67	0,80	5 993 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	408	6,00	4,49	26,94	10991,52	1824,98	0,80	8 793 €
	<b>Σ</b>					<b>154922</b>	<b>5492</b>		<b>111 862 €</b>

Chapas	10%				15492,20		0,70	10 845 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	46 477 €
Galvanização							0,25	38 730 €
Chumbadouros							0,10	15 492 €

Mão de obra							0,25	38 730 €
Meios							0,17	26 337 €

Multifunções							50,00	850 €
Articulada							50,00	850 €

**Σ** **170414** **290 173 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF35-7

*Deslocamentos	Vão [m]	35	$\delta_{max}$ [mm]	175,0	kg/m <sup>2</sup>	48,44
calculados	Comprimento [m]	105	$\delta$ [mm] *	113,5	€/m <sup>2</sup>	82,55 €
segundo a	Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,70 €
Combinação	Área [m <sup>2</sup> ]	3675	$\delta$ [mm] *	41,3	Aluguer de máquinas [dias]	15
Característica						

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
3	Asas de anjo	84							
10%	Reforço cumeeira	28	1,76	122,49	107,48	3009,58	54,29	0,70	2 107 €
20%	Reforço pilar-viga	28	3,51	122,49	214,97	6019,16	106,59	0,70	4 213 €
Vigas	IPE 600	32	17,55	122,49	2149,70	68790,38	1131,51	0,70	48 153 €
Pilares	HEA 600	32	7,00	177,83	1244,81	39833,92	516,91	0,70	27 884 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,41	42,26	313,15	1252,59	34,38	0,70	877 €
	IPE 300	4	7,82	42,26	330,47	1321,89	36,29	0,70	925 €
	IPE 300	2	8,23	42,26	347,80	695,60	19,09	0,70	487 €
Contraventamento	TRON 114x3.6	81	7,00	9,83	68,81	5573,61	203,60	0,80	4 459 €
	TRON 139x4	8	6,81	13,39	91,19	729,49	23,91	0,80	584 €
	TRON 139x4	12	7,83	13,39	104,84	1258,12	41,24	0,80	1 006 €
	TRON 139x4	30	9,13	13,39	122,25	3667,52	120,21	0,80	2 934 €
	TRON 139x6.3	12	9,13	20,73	189,26	2271,18	48,08	0,80	1 817 €
Madres fachada	C 200x2	72	5,84	6,12	35,74	2573,34	316,62	0,80	2 059 €
	C 200x2.5	180	7,00	7,79	54,53	9815,40	958,86	0,80	7 852 €
Madres cobertura	Z 200x2	360	7,00	5,96	41,72	15019,20	1858,41	0,80	12 015 €
<b>Σ</b>					<b>161831</b>	<b>5470</b>	<b>117 372 €</b>		

Chapas	10%				16183,10		0,70	11 328 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	48 549 €
Galvanização							0,25	40 458 €
Chumbadouros							0,10	16 183 €

Mão de obra							0,25	40 458 €
Meios							0,17	27 511 €

Multifunções							50,00	750 €
Articulada							50,00	750 €

**Σ** **178014** **303 360 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF35-8

*Deslocamentos calculados segundo a Combinção Característica	Vão [m]	35	$\delta_{max}$ [mm]	175,0	kg/m <sup>2</sup>	47,66
	Comprimento [m]	104	$\delta$ [mm] *	129,0	€/m <sup>2</sup>	81,50 €
	Afastamento [m]	8	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,71 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	3640	$\delta$ [mm] *	43,7	Aluguer de máquinas [dias]	13

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
3	Asas de anjo	72							
10%	Reforço cumeeira	24	1,76	122,49	107,48	2579,64	46,53	0,70	1 806 €
20%	Reforço pilar-viga	24	3,51	122,49	214,97	5159,28	91,36	0,70	3 611 €
Vigas	IPE 600	28	17,55	122,49	2149,70	60191,59	990,07	0,70	42 134 €
Pilares	HEA 600	28	7,00	177,83	1244,81	34854,68	452,30	0,70	24 398 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,41	42,26	313,15	1252,59	34,38	0,70	877 €
	IPE 300	4	7,82	42,26	330,47	1321,89	36,29	0,70	925 €
	IPE 300	2	8,23	42,26	347,80	695,60	19,09	0,70	487 €
Contraventamento	TRON 139x4	8	6,81	13,39	91,19	729,49	23,91	0,80	584 €
	TRON 139x4	71	8,00	13,39	107,12	7605,52	249,28	0,80	6 084 €
	TRON 139x4	12	8,74	13,39	117,03	1404,34	46,03	0,80	1 123 €
	TRON 139x4	22	9,91	13,39	132,69	2919,29	95,68	0,80	2 335 €
	TRON 139x8	16	9,91	25,99	257,56	4120,97	69,59	0,80	3 297 €
Madres fachada	C 200x2	72	5,84	6,12	35,74	2573,34	316,62	0,80	2 059 €
	C 250x3	156	8,00	10,72	85,76	13378,56	1087,01	0,80	10 703 €
Madres cobertura	Z 200x2.5	312	8,00	7,58	60,64	18919,68	1860,60	0,80	15 136 €
<b>Σ</b>					<b>157706</b>	<b>5419</b>	<b>115 560 €</b>		

Chapas	10%				15770,65		0,70	11 039 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	47 312 €
Galvanização							0,25	39 427 €
Chumbadouros							0,10	15 771 €

Mão de obra							0,25	39 427 €
Meios							0,17	26 810 €

Multifunções							50,00	650 €
Articulada							50,00	650 €

**Σ** **173477** **296 645 €**



## Estimativa orçamental - caso de estudo PF40-6

*Deslocamentos calculados segundo a Combinção Característica	Vão [m]	40	$\delta_{max}$ [mm]	200,0	kg/m <sup>2</sup>	58,52
	Comprimento [m]	120	$\delta$ [mm] *	149,1	€/m <sup>2</sup>	99,14 €
	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,69 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	4800	$\delta$ [mm] *	45,0	Aluguer de máquinas [dias]	21

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
2	Asas de anjo	76							
10%	Reforço cumeeira	38	2,01	166,29	166,71	6334,82	92,27	0,70	4 434 €
20%	Reforço pilar-viga	38	4,01	166,29	333,41	12669,64	181,91	0,70	8 869 €
Vigas	HEA 550	42	20,05	166,29	3334,11	140032,81	1859,90	0,70	98 023 €
Pilares	HEA 600	42	7,00	177,83	1244,81	52282,02	678,45	0,70	36 597 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	2	8,40	42,26	354,98	709,97	19,49	0,70	497 €
Contraventamento	TRON 101x3.6	112	6,00	8,70	52,20	5846,40	214,49	0,80	4 677 €
	TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
	TRON 139x4	12	6,95	13,39	93,06	1116,73	36,60	0,80	893 €
	TRON 139x4	50	7,82	13,39	104,71	5235,49	171,60	0,80	4 188 €
	TRON 139x5	8	7,82	16,62	129,97	1039,75	27,46	0,80	832 €
Madres fachada	C 150x2.5	96	5,00	5,61	28,05	2692,80	258,72	0,80	2 154 €
	C 200x2	240	6,00	6,12	36,72	8812,80	1084,32	0,80	7 050 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	520	6,00	4,49	26,94	14008,80	2325,96	0,80	11 207 €
<b>Σ</b>						<b>255341</b>	<b>7080</b>		<b>182 680 €</b>

Chapas	10%				25534,13		0,70	17 874 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	76 602 €
Galvanização							0,25	63 835 €
Chumbadouros							0,10	25 534 €

Mão de obra							0,25	63 835 €
Meios							0,17	43 408 €

Multifunções							50,00	1 050 €
Articulada							50,00	1 050 €

**Σ** **280875** **475 869 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF40-7

*Deslocamentos calculados segundo a Combinção Característica	Vão [m]	40	$\delta_{max}$ [mm]	200,0	kg/m <sup>2</sup>	57,29
	Comprimento [m]	119	$\delta$ [mm] *	127,5	€/m <sup>2</sup>	97,19 €
	Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,70 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	4760	$\delta$ [mm] *	39,9	Aluguer de máquinas [dias]	18

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
2	Asas de anjo	64							
10%	Reforço cumeeira	32	2,01	177,83	178,27	5704,79	81,32	0,70	3 993 €
20%	Reforço pilar-viga	32	4,01	177,83	356,55	11409,57	160,01	0,70	7 987 €
Vigas	HEA 600	36	20,05	177,83	3565,49	128357,69	1665,66	0,70	89 850 €
Pilares	HEA 700	36	7,00	204,55	1431,85	51546,60	631,17	0,70	36 083 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	2	8,40	42,26	354,98	709,97	19,49	0,70	497 €
Contraventamento	TRON 101x3.6	97	7,00	8,70	60,90	5907,30	216,73	0,80	4 726 €
	TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
	TRON 139x4	12	7,83	13,39	104,84	1258,12	41,24	0,80	1 006 €
	TRON 139x4	44	8,61	13,39	115,29	5072,67	166,27	0,80	4 058 €
	TRON 139x5	8	8,61	16,62	143,10	1144,79	30,23	0,80	916 €
Madres fachada	C 150x2.5	96	5,00	5,61	28,05	2692,80	258,72	0,80	2 154 €
	C 200x2.5	204	7,00	7,79	54,53	11124,12	1086,71	0,80	8 899 €
Madres cobertura	Z 200x2	442	7,00	5,96	41,72	18440,24	2281,72	0,80	14 752 €
<b>Σ</b>					<b>247928</b>	<b>6768</b>	<b>178 179 €</b>		

Chapas	10%				24792,80		0,70	17 355 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	74 378 €
Galvanização							0,25	61 982 €
Chumbadouros							0,10	24 793 €

Mão de obra							0,25	61 982 €
Meios							0,17	42 148 €

Multifunções							50,00	900 €
Articulada							50,00	900 €

**Σ** **272721** **462 617 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo PF40-8

*Deslocamentos calculados segundo a Combinção Característica	Vão [m]	40	$\delta_{max}$ [mm]	200,0	kg/m <sup>2</sup>	54,33
	Comprimento [m]	120	$\delta$ [mm] *	142,7	€/m <sup>2</sup>	92,41 €
	Afastamento [m]	8	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	1,70 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	4800	$\delta$ [mm] *	44,8	Aluguer de máquinas [dias]	16

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€	
2	Asas de anjo	56							
10%	Reforço cumeeira	28	2,01	177,83	178,27	4991,69	71,16	0,70	3 494 €
20%	Reforço pilar-viga	28	4,01	177,83	356,55	9983,38	140,01	0,70	6 988 €
Vigas	HEA 600	32	20,05	177,83	3565,49	114095,73	1480,59	0,70	79 867 €
Pilares	HEA 700	32	7,00	204,55	1431,85	45819,20	561,04	0,70	32 073 €
Pilares emprensa	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	2	8,40	42,26	354,98	709,97	19,49	0,70	497 €
Contraventamento	TRON 114x3.6	87	8,00	9,83	78,64	6841,68	249,92	0,80	5 473 €
	TRON 139x4	8	6,11	13,39	81,81	654,50	21,45	0,80	524 €
	TRON 139x4	12	8,74	13,39	117,03	1404,34	46,03	0,80	1 123 €
	TRON 139x4	36	9,44	13,39	126,40	4550,46	149,15	0,80	3 640 €
	TRON 139x6.3	12	9,44	20,73	195,69	2348,29	49,72	0,80	1 879 €
Madres fachada	C 150x2.5	96	5,00	5,61	28,05	2692,80	258,72	0,80	2 154 €
	C 250x3	180	8,00	10,72	85,76	15436,80	1254,24	0,80	12 349 €
Madres cobertura	Z 200x2.5	390	8,00	7,58	60,64	23649,60	2325,75	0,80	18 920 €
<b>Σ</b>					<b>237083</b>	<b>6734</b>	<b>171 716 €</b>		

Chapas	10%				23708,33		0,70	16 596 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,30	71 125 €
Galvanização							0,25	59 271 €
Chumbadouros							0,10	23 708 €

Mão de obra							0,25	59 271 €
Meios							0,17	40 304 €

Multifunções							50,00	800 €
Articulada							50,00	800 €

**Σ** **260792** **443 591 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo T20-6

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	20	$\delta_{max}$ [mm]	100,0	kg/m <sup>2</sup>	32,30
	Comprimento [m]	60	$\delta$ [mm] *	41,5	€/m <sup>2</sup>	72,03 €
	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,23 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	1200	$\delta$ [mm] *	39,3	Aluguer de máquinas [dias]	9

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
1 Asas de anjo	18							
Viga das empenas HEA 220	4	10,03	50,53	506,82	2027,26	50,35	0,70	1 419 €
Banzo superior HEA 120	18	10,03	19,90	199,60	3592,75	122,30	0,70	2 515 €
Banzo inferior - interior HEA 100	9	10,00	16,68	166,80	1501,20	50,53	0,70	1 051 €
Banzo inferior - extremidade HEA 120	18	5,00	19,90	99,50	1791,00	60,97	0,70	1 254 €
Treliça principal - montantes TCAR 45x2.5	18	1,35	3,30	4,46	80,19	4,37	0,80	64 €
TCAR 45x2.5	18	1,47	3,30	4,85	87,32	4,76	0,80	70 €
TCAR 45x2.5	18	1,59	3,30	5,25	94,45	5,15	0,80	76 €
TCAR 45x2.5	9	1,70	3,30	5,61	50,49	2,75	0,80	40 €
TCAR 50x2.5	18	1,12	3,64	4,08	73,38	4,03	0,80	59 €
TCAR 50x2.5	18	1,24	3,64	4,51	81,24	4,46	0,80	65 €
Treliça principal - diagonais TCAR 45x2.7	18	2,08	3,59	7,47	134,41	6,57	0,80	108 €
TCAR 45x2.7	18	2,15	3,59	7,72	138,93	6,79	0,80	111 €
TCAR 45x2.7	18	2,22	3,59	7,97	143,46	7,01	0,80	115 €
TCAR 45x2.7	18	2,30	3,59	8,26	148,63	7,26	0,80	119 €
TCAR 50x4	18	1,95	5,72	11,15	200,77	6,78	0,80	161 €
TCAR 50x4	18	2,01	5,72	11,50	206,95	6,99	0,80	166 €
Pilares IPE 400	22	7,00	66,33	464,31	10214,82	225,88	0,70	7 150 €
Pilares empena IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
IPE 300	2	7,70	42,26	325,40	650,80	17,86	0,70	456 €
Contraventamento TRON 88x2.5	26	6,00	5,33	31,98	831,48	43,52	0,80	665 €
TRON 114x3.6	8	6,95	9,83	68,32	546,55	19,97	0,80	437 €
TRON 114x3.6	8	7,82	9,83	76,87	614,96	22,46	0,80	492 €
Treliça Sec - banzo sup e inf IPE 120	16	6,00	10,37	62,22	995,52	45,62	0,70	697 €
Treliça Sec - montantes IPE 80	8	1,70	6,00	10,20	81,60	4,46	0,70	57 €
Treliça Sec - diagonais TCAR 45x2.5	16	3,45	3,30	11,39	182,16	9,94	0,80	146 €
Madres fachada C 150x2.5	48	5,00	5,61	28,05	1346,40	129,36	0,80	1 077 €
C 200x2	120	6,00	6,12	36,72	4406,40	542,16	0,80	3 525 €
Madres cobertura Z 200x1.5	140	6,00	4,49	26,94	3771,60	626,22	0,80	3 017 €
<b>Σ</b>					<b>35237</b>	<b>2073</b>		<b>25 980 €</b>

Chapas	10%				3523,72		0,70	2 467 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	21 142 €
Galvanização							0,40	14 095 €
Chumbadouros							0,10	3 524 €

Mão de obra							0,35	12 333 €
Meios							0,17	5 990 €

Multifunções							50,00	450 €
Articulada							50,00	450 €

**Σ** **38761** **86 431 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo T30-6

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	30	$\delta_{max}$ [mm]	150,0	kg/m <sup>2</sup>	28,48
	Comprimento [m]	90	$\delta$ [mm] *	59,8	€/m <sup>2</sup>	63,33 €
	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,22 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	2700	$\delta$ [mm] *	39,1	Aluguer de máquinas [dias]	15

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
1	Asas de anjo	28							
Viga das empenas	HEA 280	4	15,04	76,38	1148,76	4595,02	96,42	0,70	3 217 €
Banzo superior	HEA 120	28	15,04	19,90	299,30	8380,29	285,27	0,70	5 866 €
Banzo inferior - interior	HEA 120	14	10,00	19,90	199,00	2786,00	94,84	0,70	1 950 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 180	28	10,00	35,54	355,40	9951,20	286,79	0,70	6 966 €
Treliça principal - montantes	TCAR 50x2.5	28	1,47	3,64	5,35	149,82	8,23	0,80	120 €
	TCAR 50x2.5	28	1,59	3,64	5,79	162,05	8,90	0,80	130 €
	TCAR 50x2.5	28	1,70	3,64	6,19	173,26	9,52	0,80	139 €
	TCAR 50x2.5	28	1,82	3,64	6,62	185,49	10,19	0,80	148 €
	TCAR 50x2.5	28	1,94	3,64	7,06	197,72	10,86	0,80	158 €
	TCAR 50x2.5	14	2,05	3,64	7,46	104,47	5,74	0,80	84 €
	TCAR 50x4	28	1,12	5,72	6,41	179,38	6,06	0,80	144 €
	TCAR 50x4	28	1,24	5,72	7,09	198,60	6,71	0,80	159 €
	TCAR 50x4	28	1,35	5,72	7,72	216,22	7,30	0,80	173 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 50x3.2	28	2,15	4,67	10,04	281,13	11,71	0,80	225 €
	TCAR 50x3.2	28	2,22	4,67	10,37	290,29	12,09	0,80	232 €
	TCAR 50x3.2	28	2,30	4,67	10,74	300,75	12,53	0,80	241 €
	TCAR 50x3.2	28	2,38	4,67	11,11	311,21	12,96	0,80	249 €
	TCAR 50x3.2	28	2,47	4,67	11,53	322,98	13,45	0,80	258 €
	TCAR 50x3.2	28	2,56	4,67	11,96	334,75	13,94	0,80	268 €
	TCAR 50x5	28	1,95	6,97	13,59	380,56	10,45	0,80	304 €
	TCAR 50x5	28	2,01	6,97	14,01	392,27	10,77	0,80	314 €
	TCAR 50x5	28	2,08	6,97	14,50	405,93	11,15	0,80	325 €
Pilares	IPE 400	32	7,00	66,33	464,31	14857,92	328,55	0,70	10 401 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	2	8,05	42,26	340,19	680,39	18,68	0,70	476 €
Contraventamento	TRON 88x2.5	40	6,00	5,33	31,98	1279,20	66,96	0,80	1 023 €
	TRON 114x3.6	8	6,95	9,83	68,32	546,55	19,97	0,80	437 €
	TRON 114x3.6	12	7,82	9,83	76,87	922,45	33,70	0,80	738 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 120	26	6,00	10,37	62,22	1617,72	74,13	0,70	1 132 €
Treliça Sec - montantes	IPE 80	13	2,05	6,00	12,30	159,90	8,74	0,70	112 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 45x2.5	26	3,64	3,30	12,01	312,31	17,04	0,80	250 €
Madres fachada	C 150x2.5	72	5,00	5,61	28,05	2019,60	194,04	0,80	1 616 €
	C 200x2	180	6,00	6,12	36,72	6609,60	813,24	0,80	5 288 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	299	6,00	4,49	26,94	8055,06	1337,43	0,80	6 444 €
	<b>Σ</b>					<b>69904</b>	<b>3928</b>		<b>51 366 €</b>

Chapas	10%				6990,41		0,70	4 893 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	41 942 €
Galvanização							0,40	27 962 €
Chumbadouros							0,10	6 990 €

Mão de obra							0,35	24 466 €
Meios							0,17	11 884 €

Multifunções							50,00	750 €
Articulada							50,00	750 €

Σ

76895

171 004 €

## Estimativa orçamental - caso de estudo T35-6

\*Deslocamentos  
calculados  
segundo a  
Combinação  
Característica

Vão [m]	35	$\delta_{max}$ [mm]	175,0	kg/m <sup>2</sup>	29,05
Comprimento [m]	102	$\delta$ [mm] *	80,4	€/m <sup>2</sup>	64,50 €
Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,22 €
Área [m <sup>2</sup> ]	3570	$\delta$ [mm] *	39,8	Aluguer de máquinas [dias]	18

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
1	Asas de anjo	32							
Viga das empenas	HEA 300	4	17,55	88,37	1550,89	6203,57	120,51	0,70	4 343 €
Banzo superior	HEA 140	32	17,55	24,67	432,96	13854,67	446,13	0,70	9 698 €
Banzo inferior - interior	HEA 140	16	11,67	24,67	287,90	4606,38	148,33	0,70	3 224 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 200	32	11,67	42,27	493,29	15785,31	424,27	0,70	11 050 €
Treliça principal - montantes	TCAR 50x2.5	32	1,55	3,64	5,64	180,54	9,92	0,80	144 €
	TCAR 50x2.5	32	1,69	3,64	6,15	196,85	10,82	0,80	157 €
	TCAR 50x2.5	32	1,82	3,64	6,62	211,99	11,65	0,80	170 €
	TCAR 50x2.5	32	1,96	3,64	7,13	228,30	12,54	0,80	183 €
	TCAR 50x2.5	32	2,10	3,64	7,64	244,61	13,44	0,80	196 €
	TCAR 50x2.5	16	2,23	3,64	8,12	129,88	7,14	0,80	104 €
	TCAR 60x4	32	1,14	6,98	7,96	254,63	8,50	0,80	204 €
	TCAR 60x4	32	1,28	6,98	8,93	285,90	9,55	0,80	229 €
	TCAR 60x4	32	1,41	6,98	9,84	314,94	10,52	0,80	252 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 50x4	32	2,41	5,72	13,79	441,13	14,89	0,80	353 €
	TCAR 50x4	32	2,49	5,72	14,24	455,77	15,39	0,80	365 €
	TCAR 50x4	32	2,58	5,72	14,76	472,24	15,95	0,80	378 €
	TCAR 50x4	32	2,67	5,72	15,27	488,72	16,50	0,80	391 €
	TCAR 50x4	32	2,76	5,72	15,79	505,19	17,06	0,80	404 €
	TCAR 50x4	32	2,86	5,72	16,36	523,49	17,68	0,80	419 €
	TCAR 60x5	32	2,19	8,54	18,70	598,48	16,22	0,80	479 €
	TCAR 60x5	32	2,26	8,54	19,30	617,61	16,74	0,80	494 €
	TCAR 60x5	32	2,33	8,54	19,90	636,74	17,25	0,80	509 €
Pilares	IPE 400	36	7,00	66,33	464,31	16715,16	369,62	0,70	11 701 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,41	42,26	313,15	1252,59	34,38	0,70	877 €
	IPE 300	4	7,82	42,26	330,47	1321,89	36,29	0,70	925 €
	IPE 300	2	8,23	42,26	347,80	695,60	19,09	0,70	487 €
Contraventamento	TRON 88x2.5	44	6,00	5,33	31,98	1407,12	73,66	0,80	1 126 €
	TRON 114x5	8	6,95	13,48	93,69	749,49	19,97	0,80	600 €
	TRON 114x5	12	8,38	13,48	112,96	1355,55	36,11	0,80	1 084 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 120	30	6,00	10,37	62,22	1866,60	85,53	0,70	1 307 €
Treliça Sec - montantes	IPE 80	15	2,23	6,00	13,38	200,70	10,97	0,70	140 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 50x2.5	30	3,74	3,64	13,61	408,41	22,44	0,80	327 €
Madres fachada	C 200x2	72	5,84	6,12	35,74	2573,34	316,62	0,80	2 059 €
	C 200x2	204	6,00	6,12	36,72	7490,88	921,67	0,80	5 993 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	408	6,00	4,49	26,94	10991,52	1824,98	0,80	8 793 €
	<b>Σ</b>					<b>94266</b>	<b>5152</b>		<b>69 162 €</b>

Chapas	10%				9426,58		0,70	6 599 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	56 559 €
Galvanização							0,40	37 706 €
Chumbadouros							0,10	9 427 €

Mão de obra							0,35	32 993 €
Meios							0,17	16 025 €

Multifunções							50,00	900 €
Articulada							50,00	900 €

**Σ**

**103692**

**230 272 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo T40-6

\*Deslocamentos  
calculados  
segundo a  
Combinacão  
Característica

Vão [m]	40	$\delta_{max}$ [mm]	200,0	kg/m <sup>2</sup>	27,72
Comprimento [m]	120	$\delta$ [mm] *	110,6	€/m <sup>2</sup>	61,53 €
Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,22 €
Área [m <sup>2</sup> ]	4800	$\delta$ [mm] *	43,7	Aluguer de máquinas [dias]	22

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
1	Asas de anjo	38							
Viga das empenas	HEA 340	4	20,05	104,81	2101,44	8405,76	143,93	0,70	5 884 €
Banzo superior	HEA 140	38	20,05	24,67	494,63	18796,07	605,25	0,70	13 157 €
Banzo inferior - interior	HEA 180	19	20,00	35,54	710,80	13505,20	389,22	0,70	9 454 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 180	38	10,00	35,54	355,40	13505,20	389,22	0,70	9 454 €
Treliça principal - montantes	TCAR 60x2.5	38	1,47	4,52	6,64	252,49	13,41	0,80	202 €
	TCAR 60x2.5	38	1,59	4,52	7,19	273,10	14,50	0,80	218 €
	TCAR 60x2.5	38	1,70	4,52	7,68	291,99	15,50	0,80	234 €
	TCAR 60x2.5	38	1,82	4,52	8,23	312,60	16,60	0,80	250 €
	TCAR 60x2.5	38	1,94	4,52	8,77	333,21	17,69	0,80	267 €
	TCAR 60x2.5	38	2,05	4,52	9,27	352,11	18,70	0,80	282 €
	TCAR 60x2.5	38	2,17	4,52	9,81	372,72	19,79	0,80	298 €
	TCAR 60x2.5	38	2,29	4,52	10,35	393,33	20,88	0,80	315 €
	TCAR 60x2.5	19	2,40	4,52	10,85	206,11	10,94	0,80	165 €
	TCAR 60x4	38	1,12	6,98	7,82	297,07	9,92	0,80	238 €
	TCAR 60x4	38	1,24	6,98	8,66	328,90	10,99	0,80	263 €
	TCAR 60x4	38	1,35	6,98	9,42	358,07	11,96	0,80	286 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 60x3.2	38	2,15	5,67	12,19	463,24	19,16	0,80	371 €
	TCAR 60x3.2	38	2,22	5,67	12,59	478,32	19,78	0,80	383 €
	TCAR 60x3.2	38	2,30	5,67	13,04	495,56	20,50	0,80	396 €
	TCAR 60x3.2	38	2,38	5,67	13,49	512,79	21,21	0,80	410 €
	TCAR 60x3.2	38	2,47	5,67	14,00	532,19	22,01	0,80	426 €
	TCAR 60x3.2	38	2,56	5,67	14,52	551,58	22,81	0,80	441 €
	TCAR 60x3.2	38	2,65	5,67	15,03	570,97	23,61	0,80	457 €
	TCAR 60x3.2	38	2,74	5,67	15,54	590,36	24,42	0,80	472 €
	TCAR 60x3.2	38	2,83	5,67	16,05	609,75	25,22	0,80	488 €
	TCAR 60x5	38	1,95	8,54	16,65	632,81	17,15	0,80	506 €
	TCAR 60x5	38	2,01	8,54	17,17	652,29	17,68	0,80	522 €
	TCAR 60x5	38	2,08	8,54	17,76	675,00	18,29	0,80	540 €
Pilares	IPE 400	42	7,00	66,33	464,31	19501,02	431,22	0,70	13 651 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	2	8,40	42,26	354,98	709,97	19,49	0,70	497 €
Contraventamento	TRON 88x2.5	54	6,00	5,33	31,98	1726,92	90,40	0,80	1 382 €
	TRON 114x3.6	8	6,95	9,83	68,32	546,55	19,97	0,80	437 €
	TRON 114x3.6	16	7,82	9,83	76,87	1229,93	44,93	0,80	984 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 120	36	6,00	10,37	62,22	2239,92	102,64	0,70	1 568 €
Treliça Sec - montantes	IPE 100	18	2,40	8,11	19,46	350,35	17,27	0,70	245 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 50x2.5	36	3,85	3,64	14,01	504,50	27,72	0,80	404 €
Madres fachada	C 150x2.5	96	5,00	5,61	28,05	2692,80	258,72	0,80	2 154 €
	C 200x2	240	6,00	6,12	36,72	8812,80	1084,32	0,80	7 050 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	520	6,00	4,49	26,94	14008,80	2325,96	0,80	11 207 €
<b>Σ</b>						<b>120977</b>	<b>6490</b>		<b>88 690 €</b>

Chapas	10%				12097,72		0,70	8 468 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	72 586 €
Galvanização							0,40	48 391 €
Chumbadouros							0,10	12 098 €

Mão de obra							0,35	42 342 €
Meios							0,17	20 566 €

Multifunções							50,00	1 100 €
Articulada							50,00	1 100 €

Σ

133075

295 341 €

## Estimativa orçamental - caso de estudo T40-7

<i>*Deslocamentos</i>	Vão [m]	40	$\delta_{max}$ [mm]	200,0			kg/m <sup>2</sup>	29,59
<i>calculados</i>	Comprimento [m]	119	$\delta$ [mm] *	109,9			€/m <sup>2</sup>	65,69 €
<i>segundo a</i>	Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7			€/kg	2,22 €
<i>Combinação</i>	Área [m <sup>2</sup> ]	4760	$\delta$ [mm] *	37,9			Aluguer de máquinas [dias]	19
<i>Característica</i>								

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
1	Asas de anjo	32							
Viga das empenas	HEA 360	4	20,05	112,11	2247,81	8991,22	147,06	0,70	6 294 €
Banzo superior	HEA 160	32	20,05	30,45	610,52	19536,72	574,87	0,70	13 676 €
Banzo inferior - interior	HEA 180	16	20,00	35,54	710,80	11372,80	327,76	0,70	7 961 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 200	32	10,00	42,27	422,70	13526,40	363,55	0,70	9 468 €
Treliça principal - montantes	TCAR 60x2.5	32	1,47	4,52	6,64	212,62	11,29	0,80	170 €
	TCAR 60x2.5	32	1,59	4,52	7,19	229,98	12,21	0,80	184 €
	TCAR 60x2.5	32	1,70	4,52	7,68	245,89	13,06	0,80	197 €
	TCAR 60x2.5	32	1,82	4,52	8,23	263,24	13,98	0,80	211 €
	TCAR 60x2.5	32	1,94	4,52	8,77	280,60	14,90	0,80	224 €
	TCAR 60x2.5	32	2,05	4,52	9,27	296,51	15,74	0,80	237 €
	TCAR 60x2.5	32	2,17	4,52	9,81	313,87	16,67	0,80	251 €
	TCAR 60x2.5	32	2,29	4,52	10,35	331,23	17,59	0,80	265 €
	TCAR 60x2.5	16	2,40	4,52	10,85	173,57	9,22	0,80	139 €
	TCAR 60x5	32	1,12	8,54	9,56	306,07	8,29	0,80	245 €
	TCAR 60x5	32	1,24	8,54	10,59	338,87	9,18	0,80	271 €
	TCAR 60x5	32	1,35	8,54	11,53	368,93	10,00	0,80	295 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 60x3.2	32	2,15	5,67	12,19	390,10	16,13	0,80	312 €
	TCAR 60x3.2	32	2,22	5,67	12,59	402,80	16,66	0,80	322 €
	TCAR 60x3.2	32	2,30	5,67	13,04	417,31	17,26	0,80	334 €
	TCAR 60x3.2	32	2,38	5,67	13,49	431,83	17,86	0,80	345 €
	TCAR 60x3.2	32	2,47	5,67	14,00	448,16	18,54	0,80	359 €
	TCAR 60x3.2	32	2,56	5,67	14,52	464,49	19,21	0,80	372 €
	TCAR 60x3.2	32	2,65	5,67	15,03	480,82	19,89	0,80	385 €
	TCAR 60x3.2	32	2,74	5,67	15,54	497,15	20,56	0,80	398 €
	TCAR 60x3.2	32	2,83	5,67	16,05	513,48	21,24	0,80	411 €
	TCAR 60x5	32	1,95	8,54	16,65	532,90	14,44	0,80	426 €
	TCAR 60x5	32	2,01	8,54	17,17	549,29	14,88	0,80	439 €
	TCAR 60x5	32	2,08	8,54	17,76	568,42	15,40	0,80	455 €
Pilares	IPE 450	36	7,00	77,60	543,20	19555,20	404,50	0,70	13 689 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	2	8,40	42,26	354,98	709,97	19,49	0,70	497 €
Contraventamento	TRON 101x3.6	48	7,00	8,70	60,90	2923,20	107,25	0,80	2 339 €
	TRON 139x4	8	7,83	13,39	104,84	838,75	27,49	0,80	671 €
	TRON 139x4	16	8,61	13,39	115,29	1844,61	60,46	0,80	1 476 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 140	30	7,00	12,90	90,30	2709,00	115,62	0,70	1 896 €
Treliça Sec - montantes	IPE 100	15	2,40	8,11	19,46	291,96	14,39	0,70	204 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 55x2.5	30	4,25	4,12	17,51	525,30	28,05	0,80	420 €
Madres fachada	C 150x2.5	96	5,00	5,61	28,05	2692,80	258,72	0,80	2 154 €
	C 200x2.5	204	7,00	7,79	54,53	11124,12	1086,71	0,80	8 899 €
Madres cobertura	Z 200x2	442	7,00	5,96	41,72	18440,24	2281,72	0,80	14 752 €
	<b>Σ</b>					<b>128045</b>	<b>6289</b>		<b>94 376 €</b>

Chapas	10%				12804,52		0,70	8 963 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	76 827 €
Galvanização							0,40	51 218 €
Chumbadouros							0,10	12 805 €

Mão de obra							0,35	44 816 €
Meios							0,17	21 768 €

Multifunções							50,00	950 €
Articulada							50,00	950 €

**Σ** **140850** **312 673 €**



## Estimativa orçamental - caso de estudo T40-8

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	<b>Vão [m]</b>	<b>40</b>	$\delta_{max}$ [mm]	<i>200,0</i>		<b>kg/m<sup>2</sup></b>	<b>30,96</b>
	<b>Comprimento [m]</b>	<b>120</b>	$\delta$ [mm] *	<b>121,7</b>		<b>€/m<sup>2</sup></b>	<b>68,83 €</b>
	<b>Afastamento [m]</b>	<b>8</b>	$\Delta_{max}$ [mm]	<i>46,7</i>		<b>€/kg</b>	<b>2,22 €</b>
	<b>Área [m<sup>2</sup>]</b>	<b>4800</b>	$\delta$ [mm] *	<b>42,4</b>		<b>Aluguer de máquinas [dias]</b>	<b>17</b>

		S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
	1	Asas de anjo	28							
	Viga das empenas	HEA 400	4	20,05	124,84	2503,04	10012,17	153,31	0,70	7 009 €
	Banzo superior	HEA 160	28	20,05	30,45	610,52	17094,63	503,01	0,70	11 966 €
	Banzo inferior - interior	HEA 180	14	20,00	35,54	710,80	9951,20	286,79	0,70	6 966 €
	Banzo inferior - extremidade	HEA 220	28	10,00	50,53	505,30	14148,40	351,43	0,70	9 904 €
	Treliça principal - montantes	TCAR 60x2.5	28	1,59	4,52	7,19	201,23	10,68	0,80	161 €
		TCAR 60x2.5	28	1,70	4,52	7,68	215,15	11,42	0,80	172 €
		TCAR 60x2.5	28	1,82	4,52	8,23	230,34	12,23	0,80	184 €
		TCAR 60x2.5	28	1,94	4,52	8,77	245,53	13,04	0,80	196 €
		TCAR 60x2.5	28	2,05	4,52	9,27	259,45	13,78	0,80	208 €
		TCAR 60x2.5	28	2,17	4,52	9,81	274,64	14,58	0,80	220 €
		TCAR 60x2.5	28	2,29	4,52	10,35	289,82	15,39	0,80	232 €
		TCAR 60x2.5	14	2,40	4,52	10,85	151,87	8,06	0,80	121 €
		TCAR 70x5	28	1,12	10,11	11,32	317,05	8,51	0,80	254 €
		TCAR 70x5	28	1,24	10,11	12,54	351,02	9,42	0,80	281 €
		TCAR 70x5	28	1,35	10,11	13,65	382,16	10,26	0,80	306 €
		TCAR 70x5	28	1,47	10,11	14,86	416,13	11,17	0,80	333 €
	Treliça principal - diagonais	TCAR 60x4	28	2,22	6,98	15,50	433,88	14,49	0,80	347 €
		TCAR 60x4	28	2,30	6,98	16,05	449,51	15,01	0,80	360 €
		TCAR 60x4	28	2,38	6,98	16,61	465,15	15,54	0,80	372 €
		TCAR 60x4	28	2,47	6,98	17,24	482,74	16,12	0,80	386 €
		TCAR 60x4	28	2,56	6,98	17,87	500,33	16,71	0,80	400 €
		TCAR 60x4	28	2,65	6,98	18,50	517,92	17,30	0,80	414 €
		TCAR 60x4	28	2,74	6,98	19,13	535,51	17,89	0,80	428 €
		TCAR 60x4	28	2,83	6,98	19,75	553,10	18,47	0,80	442 €
		TCAR 70x5	28	1,95	10,11	19,71	552,01	14,82	0,80	442 €
		TCAR 70x5	28	2,01	10,11	20,32	568,99	15,28	0,80	455 €
		TCAR 70x5	28	2,08	10,11	21,03	588,81	15,81	0,80	471 €
		TCAR 70x5	28	2,15	10,11	21,74	608,62	16,34	0,80	487 €
	Pilares	IPE 450	32	7,00	77,60	543,20	17382,40	359,55	0,70	12 168 €
	Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
		IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
		IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
		IPE 300	2	8,40	42,26	354,98	709,97	19,49	0,70	497 €
	Contraventamento	TRON 114x3.6	44	8,00	9,83	78,64	3460,16	126,40	0,80	2 768 €
		TRON 139x4	8	8,74	13,39	117,03	936,23	30,69	0,80	749 €
		TRON 139x4	16	9,44	13,39	126,40	2022,43	66,29	0,80	1 618 €
	Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 160	26	8,00	15,78	126,24	3282,24	129,49	0,70	2 298 €
	Treliça Sec - montantes	IPE 100	13	2,40	8,11	19,46	253,03	12,47	0,70	177 €
	Treliça Sec - diagonais	TCAR 60x2.5	26	4,67	4,52	21,11	548,82	29,14	0,80	439 €
	Madres fachada	C 150x2.5	96	5,00	5,61	28,05	2692,80	258,72	0,80	2 154 €
		C 250x3	180	8,00	10,72	85,76	15436,80	1254,24	0,80	12 349 €
	Madres cobertura	Z 200x2.5	390	8,00	7,58	60,64	23649,60	2325,75	0,80	18 920 €
		$\Sigma$					<b>135077</b>	<b>6346</b>		<b>100 387 €</b>
		Chapas	10%				13507,66		0,70	9 455 €
		Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	81 046 €
		Galvanização							0,40	54 031 €
		Chumbadouros							0,10	13 508 €
		Mão de obra							0,35	47 277 €
		Meios							0,17	22 963 €
		Multifunções							50,00	850 €
		Articulada							50,00	850 €
		$\Sigma$					<b>148584</b>			<b>330 367 €</b>

## Estimativa orçamental - caso de estudo T50-6

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	50	$\delta_{max}$ [mm]	250,0		kg/m <sup>2</sup>	<b>30,37</b>
	Comprimento [m]	150	$\delta$ [mm] *	165,5		€/m <sup>2</sup>	<b>67,28 €</b>
	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7		€/kg	<b>2,22 €</b>
	Área [m <sup>2</sup> ]	7500	$\delta$ [mm] *	38,7		Aluguer de máquinas [dias]	<b>31</b>

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
2	Asas de anjo	96							
Viga das empenas	HEA 400	4	25,07	124,84	3129,74	12518,96	191,70	0,70	8 763 €
Banzo superior	HEA 180	48	25,07	35,54	890,99	42767,41	1232,54	0,70	29 937 €
Banzo inferior - interior	HEA 180	24	20,00	35,54	710,80	17059,20	491,64	0,70	11 941 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 200	48	15,00	42,27	634,05	30434,40	817,99	0,70	21 304 €
Treliça principal - montantes	TCAR 70x3.2	48	1,47	6,68	9,82	471,34	19,15	0,80	377 €
	TCAR 70x3.2	48	1,59	6,68	10,62	509,82	20,71	0,80	408 €
	TCAR 70x3.2	48	1,70	6,68	11,36	545,09	22,15	0,80	436 €
	TCAR 70x3.2	48	1,82	6,68	12,16	583,56	23,71	0,80	467 €
	TCAR 70x3.2	48	1,94	6,68	12,96	622,04	25,27	0,80	498 €
	TCAR 70x3.2	48	2,05	6,68	13,69	657,31	26,71	0,80	526 €
	TCAR 70x3.2	48	2,17	6,68	14,50	695,79	28,27	0,80	557 €
	TCAR 70x3.2	48	2,29	6,68	15,30	734,27	29,83	0,80	587 €
	TCAR 70x3.2	48	2,40	6,68	16,03	769,54	31,27	0,80	616 €
	TCAR 70x3.2	48	2,52	6,68	16,83	808,01	32,83	0,80	646 €
	TCAR 70x3.2	48	2,64	6,68	17,64	846,49	34,39	0,80	677 €
	TCAR 70x3.2	24	2,75	6,68	18,37	440,88	17,91	0,80	353 €
	TCAR 80x5	48	1,12	11,69	13,09	628,45	16,74	0,80	503 €
	TCAR 80x5	48	1,24	11,69	14,50	695,79	18,54	0,80	557 €
	TCAR 80x5	48	1,35	11,69	15,78	757,51	20,18	0,80	606 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 70x3.2	48	2,15	6,68	14,36	689,38	28,01	0,80	552 €
	TCAR 70x3.2	48	2,22	6,68	14,83	711,82	28,92	0,80	569 €
	TCAR 70x3.2	48	2,30	6,68	15,36	737,47	29,96	0,80	590 €
	TCAR 70x3.2	48	2,38	6,68	15,90	763,12	31,01	0,80	610 €
	TCAR 70x3.2	48	2,47	6,68	16,50	791,98	32,18	0,80	634 €
	TCAR 70x3.2	48	2,56	6,68	17,10	820,84	33,35	0,80	657 €
	TCAR 70x3.2	48	2,65	6,68	17,70	849,70	34,52	0,80	680 €
	TCAR 70x3.2	48	2,74	6,68	18,30	878,55	35,70	0,80	703 €
	TCAR 70x3.2	48	2,83	6,68	18,90	907,41	36,87	0,80	726 €
	TCAR 70x3.2	48	2,93	6,68	19,57	939,48	38,17	0,80	752 €
	TCAR 70x3.2	48	3,02	6,68	20,17	968,33	39,34	0,80	775 €
	TCAR 70x3.2	48	3,12	6,68	20,84	1000,40	40,65	0,80	800 €
	TCAR 80x4	48	1,95	9,49	18,51	888,26	29,31	0,80	711 €
	TCAR 80x4	48	2,01	9,49	19,07	915,60	30,21	0,80	732 €
	TCAR 80x4	48	2,08	9,49	19,74	947,48	31,26	0,80	758 €
Pilares	IPE 450	52	7,00	77,60	543,20	28246,40	584,27	0,70	19 772 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	4	8,40	42,26	354,98	1419,94	38,98	0,70	994 €
	IPE 300	2	8,75	42,26	369,78	739,55	20,30	0,70	518 €
Contraventamento	TRON 88x2.5	68	6,00	5,33	31,98	2174,64	113,83	0,80	1 740 €
	TRON 114x5	8	6,95	13,48	93,69	749,49	19,97	0,80	600 €
	TRON 114x5	20	7,82	13,48	105,41	2108,27	56,16	0,80	1 687 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 140	46	6,00	12,90	77,40	3560,40	151,96	0,70	2 492 €
Treliça Sec - montantes	IPE 120	23	2,75	10,37	28,52	655,90	30,06	0,70	459 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 55x2.5	46	4,07	4,12	16,77	771,35	41,19	0,80	617 €
Madres fachada	C 150x2.5	124	5,00	5,61	28,05	3478,20	334,18	0,80	2 783 €
	C 200x2	300	6,00	6,12	36,72	11016,00	1355,40	0,80	8 813 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	850	6,00	4,49	26,94	22899,00	3802,05	0,80	18 319 €
<b>Σ</b>						<b>207080</b>	<b>10257</b>		<b>151 533 €</b>

Chapas	10%				20707,96		0,70	14 496 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	124 248 €
Galvanização							0,40	82 832 €
Chumbadouros							0,10	20 708 €

Mão de obra							0,35	72 478 €
Meios							0,17	35 204 €

Multifunções							50,00	1 550 €
Articulada							50,00	1 550 €

Σ

**227788**

**504 598 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo T50-7

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	50	$\delta_{max}$ [mm]	250,0	kg/m <sup>2</sup>	31,76
	Comprimento [m]	147	$\delta$ [mm] *	167,6	€/m <sup>2</sup>	67,15 €
	Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,11 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	7350	$\delta$ [mm] *	35,0	Aluguer de máquinas [dias]	26

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
2	Asas de anjo	80							
Viga das empenas	HEA 450	4	25,07	139,80	3504,79	14019,14	201,63	0,70	9 813 €
Banzo superior	HEA 180	40	25,07	35,54	890,99	35639,51	1027,12	0,70	24 948 €
Banzo inferior - interior	HEA 200	20	20,00	42,27	845,40	16908,00	454,44	0,70	11 836 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 220	40	15,00	50,53	757,95	30318,00	753,06	0,70	21 223 €
Treliça principal - montantes	TCAR 70x3.2	40	1,47	6,68	9,82	392,78	15,96	0,80	314 €
	TCAR 70x3.2	40	1,59	6,68	10,62	424,85	17,26	0,80	340 €
	TCAR 70x3.2	40	1,70	6,68	11,36	454,24	18,46	0,80	363 €
	TCAR 70x3.2	40	1,82	6,68	12,16	486,30	19,76	0,80	389 €
	TCAR 70x3.2	40	1,94	6,68	12,96	518,37	21,06	0,80	415 €
	TCAR 70x3.2	40	2,05	6,68	13,69	547,76	22,26	0,80	438 €
	TCAR 70x3.2	40	2,17	6,68	14,50	579,82	23,56	0,80	464 €
	TCAR 70x3.2	40	2,29	6,68	15,30	611,89	24,86	0,80	490 €
	TCAR 70x3.2	40	2,40	6,68	16,03	641,28	26,06	0,80	513 €
	TCAR 70x3.2	40	2,52	6,68	16,83	673,34	27,36	0,80	539 €
	TCAR 70x3.2	40	2,64	6,68	17,64	705,41	28,66	0,80	564 €
	TCAR 70x3.2	20	2,75	6,68	18,37	367,40	14,93	0,80	294 €
	TCAR 80x5	40	1,12	11,69	13,09	523,71	13,95	0,80	419 €
	TCAR 80x5	40	1,24	11,69	14,50	579,82	15,45	0,80	464 €
	TCAR 80x5	40	1,35	11,69	15,78	631,26	16,82	0,80	505 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 70x4	40	2,15	8,25	17,74	709,50	23,49	0,80	568 €
	TCAR 70x4	40	2,22	8,25	18,32	732,60	24,25	0,80	586 €
	TCAR 70x4	40	2,30	8,25	18,98	759,00	25,13	0,80	607 €
	TCAR 70x4	40	2,38	8,25	19,64	785,40	26,00	0,80	628 €
	TCAR 70x4	40	2,47	8,25	20,38	815,10	26,99	0,80	652 €
	TCAR 70x4	40	2,56	8,25	21,12	844,80	27,97	0,80	676 €
	TCAR 70x4	40	2,65	8,25	21,86	874,50	28,95	0,80	700 €
	TCAR 70x4	40	2,74	8,25	22,61	904,20	29,94	0,80	723 €
	TCAR 70x4	40	2,83	8,25	23,35	933,90	30,92	0,80	747 €
	TCAR 70x4	40	2,93	8,25	24,17	966,90	32,01	0,80	774 €
	TCAR 70x4	40	3,02	8,25	24,92	996,60	32,99	0,80	797 €
	TCAR 70x4	40	3,12	8,25	25,74	1029,60	34,09	0,80	824 €
	TCAR 80x6.3	40	1,95	14,45	28,18	1127,10	24,12	0,80	902 €
	TCAR 80x6.3	40	2,01	14,45	29,04	1161,78	24,86	0,80	929 €
	TCAR 80x6.3	40	2,08	14,45	30,06	1202,24	25,72	0,80	962 €
Pilares	IPE 500	44	7,00	90,72	635,04	27941,76	537,01	0,70	19 559 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	4	8,40	42,26	354,98	1419,94	38,98	0,70	994 €
	IPE 300	2	8,75	42,26	369,78	739,55	20,30	0,70	518 €
Contraventamento	TRON 101x3.6	60	7,00	8,70	60,90	3654,00	134,06	0,80	2 923 €
	TRON 139x4	8	7,83	13,39	104,84	838,75	27,49	0,80	671 €
	TRON 139x4	20	8,61	13,39	115,29	2305,76	75,58	0,80	1 845 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 160	38	7,00	15,78	110,46	4197,48	165,60	0,70	2 938 €
Treliça Sec - montantes	IPE 120	19	2,75	10,37	28,52	541,83	24,83	0,70	379 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 60x2.5	38	4,46	4,52	20,16	766,05	40,68	0,80	613 €
Madres fachada	C 150x2.5	124	5,00	5,61	28,05	3478,20	334,18	0,80	2 783 €
	C 200x2.5	252	7,00	7,79	54,53	13741,56	1342,40	0,80	10 993 €
Madres cobertura	Z 200x2	714	7,00	5,96	41,72	29788,08	3685,85	0,80	23 830 €
<b>Σ</b>					<b>212184</b>	<b>9694</b>	<b>132 354 €</b>		

Chapas	10%				21218,39		0,70	14 853 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	127 310 €
Galvanização							0,40	84 874 €
Chumbadouros							0,10	21 218 €

Mão de obra							0,35	74 264 €
Meios							0,17	36 071 €

Multifunções							50,00	1 300 €
Articulada							50,00	1 300 €

Σ

233402

493 544 €

## Estimativa orçamental - caso de estudo T50-8

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	50	$\delta_{max}$ [mm]	250,0	kg/m <sup>2</sup>	<b>33,80</b>
	Comprimento [m]	152	$\delta$ [mm] *	164,6	€/m <sup>2</sup>	<b>70,84 €</b>
	Afastamento [m]	8	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	<b>2,10 €</b>
	Área [m <sup>2</sup> ]	7600	$\delta$ [mm] *	31,7	Aluguer de máquinas [dias]	<b>24</b>

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
2	Asas de anjo	72							
Viga das empenas	HEA 450	4	25,07	139,80	3504,79	14019,14	201,63	0,70	9 813 €
Banzo superior	HEA 200	36	25,07	42,27	1059,71	38149,52	1025,35	0,70	26 705 €
Banzo inferior - interior	HEA 200	18	20,00	42,27	845,40	15217,20	409,00	0,70	10 652 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 240	36	15,00	60,34	905,10	32583,60	739,23	0,70	22 809 €
Treliça principal - montantes	TCAR 70x4	36	1,47	8,25	12,13	436,59	14,45	0,80	349 €
	TCAR 70x4	36	1,59	8,25	13,12	472,23	15,63	0,80	378 €
	TCAR 70x4	36	1,70	8,25	14,03	504,90	16,72	0,80	404 €
	TCAR 70x4	36	1,82	8,25	15,02	540,54	17,90	0,80	432 €
	TCAR 70x4	36	1,94	8,25	16,01	576,18	19,08	0,80	461 €
	TCAR 70x4	36	2,05	8,25	16,91	608,85	20,16	0,80	487 €
	TCAR 70x4	36	2,17	8,25	17,90	644,49	21,34	0,80	516 €
	TCAR 70x4	36	2,29	8,25	18,89	680,13	22,52	0,80	544 €
	TCAR 70x4	36	2,40	8,25	19,80	712,80	23,60	0,80	570 €
	TCAR 70x4	36	2,52	8,25	20,79	748,44	24,78	0,80	599 €
	TCAR 70x4	36	2,64	8,25	21,78	784,08	25,96	0,80	627 €
	TCAR 70x4	18	2,75	8,25	22,69	408,38	13,52	0,80	327 €
	TCAR 80x6.3	36	1,12	14,45	16,18	582,62	12,47	0,80	466 €
	TCAR 80x6.3	36	1,24	14,45	17,92	645,05	13,80	0,80	516 €
	TCAR 80x6.3	36	1,35	14,45	19,51	702,27	15,03	0,80	562 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 70x4	36	2,15	8,25	17,74	638,55	21,14	0,80	511 €
	TCAR 70x4	36	2,22	8,25	18,32	659,34	21,83	0,80	527 €
	TCAR 70x4	36	2,30	8,25	18,98	683,10	22,62	0,80	546 €
	TCAR 70x4	36	2,38	8,25	19,64	706,86	23,40	0,80	565 €
	TCAR 70x4	36	2,47	8,25	20,38	733,59	24,29	0,80	587 €
	TCAR 70x4	36	2,56	8,25	21,12	760,32	25,17	0,80	608 €
	TCAR 70x4	36	2,65	8,25	21,86	787,05	26,06	0,80	630 €
	TCAR 70x4	36	2,74	8,25	22,61	813,78	26,94	0,80	651 €
	TCAR 70x4	36	2,83	8,25	23,35	840,51	27,83	0,80	672 €
	TCAR 70x4	36	2,93	8,25	24,17	870,21	28,81	0,80	696 €
	TCAR 70x4	36	3,02	8,25	24,92	896,94	29,70	0,80	718 €
	TCAR 70x4	36	3,12	8,25	25,74	926,64	30,68	0,80	741 €
	TCAR 80x6.3	36	1,95	14,45	28,18	1014,39	21,70	0,80	812 €
	TCAR 80x6.3	36	2,01	14,45	29,04	1045,60	22,37	0,80	836 €
	TCAR 80x6.3	36	2,08	14,45	30,06	1082,02	23,15	0,80	866 €
Pilares	IPE 550	40	7,00	105,55	738,85	29554,00	525,45	0,70	20 688 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	4	8,40	42,26	354,98	1419,94	38,98	0,70	994 €
	IPE 300	2	8,75	42,26	369,78	739,55	20,30	0,70	518 €
Contraventamento	TRON 114x3.6	56	8,00	9,83	78,64	4403,84	160,87	0,80	3 523 €
	TRON 139x4	8	8,74	13,39	117,03	936,23	30,69	0,80	749 €
	TRON 139x4	20	9,44	13,39	126,40	2528,03	82,86	0,80	2 022 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 180	34	8,00	18,81	150,48	5116,32	189,84	0,70	3 581 €
Treliça Sec - montantes	IPE 120	17	2,75	10,37	28,52	484,80	22,21	0,70	339 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 60x2.5	34	4,86	4,52	21,97	746,88	39,66	0,80	598 €
Madres fachada	C 150x2.5	124	5,00	5,61	28,05	3478,20	334,18	0,80	2 783 €
	C 250x3	228	8,00	10,72	85,76	19553,28	1588,70	0,80	15 643 €
Madres cobertura	Z 200x2.5	646	8,00	7,58	60,64	39173,44	3852,39	0,80	31 339 €
<b>Σ</b>					<b>233515</b>	<b>10021</b>	<b>141 355 €</b>		

Chapas	10%				23351,52		0,70	16 346 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	140 109 €
Galvanização							0,40	93 406 €
Chumbadouros							0,10	23 352 €

Mão de obra							0,35	81 730 €
Meios							0,17	39 698 €

Multifunções							50,00	1 200 €
Articulada							50,00	1 200 €

Σ

256867

**538 395 €**

## Estimativa orçamental - caso de estudo T60-6

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	60	$\delta_{max}$ [mm]	300,0		kg/m <sup>2</sup>	39,44
	Comprimento [m]	180	$\delta$ [mm] *	197,9		€/m <sup>2</sup>	87,01 €
	Afastamento [m]	6	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7		€/kg	2,21 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	10800	$\delta$ [mm] *	29,2	Aluguer de máquinas [dias]		40

	S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kG/m]	Peso do elemento [kG]	Peso total [kG]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
4	Asas de anjo	232							
Viga das empenas	HEA 550	4	30,08	166,29	5002,00	20008,01	265,74	0,70	14 006 €
Banzo superior	HEA 220	58	30,08	50,53	1519,94	88156,66	2189,70	0,70	61 710 €
Banzo inferior - interior	HEA 200	29	20,00	42,27	845,40	24516,60	658,94	0,70	17 162 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 200	58	20,00	68,18	1363,60	79088,80	1721,21	0,70	55 362 €
Treliça principal - montantes	TCAR 80x3.2	58	1,47	7,68	11,29	654,80	26,81	0,80	524 €
	TCAR 80x3.2	58	1,59	7,68	12,21	708,25	29,00	0,80	567 €
	TCAR 80x3.2	58	1,70	7,68	13,06	757,25	31,01	0,80	606 €
	TCAR 80x3.2	58	1,82	7,68	13,98	810,70	33,20	0,80	649 €
	TCAR 80x3.2	58	1,94	7,68	14,90	864,15	35,39	0,80	691 €
	TCAR 80x3.2	58	2,05	7,68	15,74	913,15	37,39	0,80	731 €
	TCAR 80x3.2	58	2,17	7,68	16,67	966,60	39,58	0,80	773 €
	TCAR 80x3.2	58	2,29	7,68	17,59	1020,06	41,77	0,80	816 €
	TCAR 80x3.2	58	2,40	7,68	18,43	1069,06	43,78	0,80	855 €
	TCAR 80x3.2	58	2,52	7,68	19,35	1122,51	45,97	0,80	898 €
	TCAR 80x3.2	58	2,64	7,68	20,28	1175,96	48,16	0,80	941 €
	TCAR 80x3.2	58	2,75	7,68	21,12	1224,96	50,16	0,80	980 €
	TCAR 80x3.2	58	2,87	7,68	22,04	1278,41	52,35	0,80	1 023 €
	TCAR 80x3.2	58	2,99	7,68	22,96	1331,87	54,54	0,80	1 065 €
	TCAR 80x3.2	29	3,10	7,68	23,81	690,43	28,27	0,80	552 €
	TCAR 80x6.3	58	1,12	14,45	16,18	938,67	20,08	0,80	751 €
	TCAR 80x6.3	58	1,24	14,45	17,92	1039,24	22,24	0,80	831 €
	TCAR 80x6.3	58	1,35	14,45	19,51	1131,44	24,21	0,80	905 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 80x3.6	58	2,15	8,55	18,38	1066,19	39,13	0,80	853 €
	TCAR 80x3.6	58	2,22	8,55	18,98	1100,90	40,41	0,80	881 €
	TCAR 80x3.6	58	2,30	8,55	19,67	1140,57	41,86	0,80	912 €
	TCAR 80x3.6	58	2,38	8,55	20,35	1180,24	43,32	0,80	944 €
	TCAR 80x3.6	58	2,47	8,55	21,12	1224,87	44,96	0,80	980 €
	TCAR 80x3.6	58	2,56	8,55	21,89	1269,50	46,60	0,80	1 016 €
	TCAR 80x3.6	58	2,65	8,55	22,66	1314,14	48,23	0,80	1 051 €
	TCAR 80x3.6	58	2,74	8,55	23,43	1358,77	49,87	0,80	1 087 €
	TCAR 80x3.6	58	2,83	8,55	24,20	1403,40	51,51	0,80	1 123 €
	TCAR 80x3.6	58	2,93	8,55	25,05	1452,99	53,33	0,80	1 162 €
	TCAR 80x3.6	58	3,02	8,55	25,82	1497,62	54,97	0,80	1 198 €
	TCAR 80x3.6	58	3,12	8,55	26,68	1547,21	56,79	0,80	1 238 €
	TCAR 80x3.6	58	3,22	8,55	27,53	1596,80	58,61	0,80	1 277 €
	TCAR 80x3.6	58	3,32	8,55	28,39	1646,39	60,43	0,80	1 317 €
	TCAR 80x3.6	58	3,42	8,55	29,24	1695,98	62,25	0,80	1 357 €
	TCAR 80x6.3	58	1,95	14,45	28,18	1634,30	34,97	0,80	1 307 €
	TCAR 80x6.3	58	2,01	14,45	29,04	1684,58	36,04	0,80	1 348 €
	TCAR 80x6.3	58	2,08	14,45	30,06	1743,25	37,30	0,80	1 395 €
Pilares	HEA 450	62	7,00	139,80	978,60	60673,20	872,62	0,70	42 471 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
	IPE 300	4	8,40	42,26	354,98	1419,94	38,98	0,70	994 €
	IPE 300	4	8,75	42,26	369,78	1479,10	40,60	0,70	1 035 €
	IPE 300	2	9,10	42,26	384,57	769,13	21,11	0,70	538 €
Contraventamento	TRON 88x2.5	92	6,00	5,33	31,98	2942,16	154,01	0,80	2 354 €
	TRON 139x4	12	6,95	13,39	93,06	1116,73	36,60	0,80	893 €
	TRON 139x4	36	7,82	13,39	104,71	3769,55	123,55	0,80	3 016 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 140	56	6,00	12,90	77,40	4334,40	185,00	0,70	3 034 €
Treliça Sec - montantes	IPE 120	28	3,10	10,37	32,15	900,12	41,25	0,70	630 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 60x2.5	56	4,32	4,52	19,53	1093,48	58,06	0,80	875 €
Madres fachada	C 150x2.5	152	5,00	5,61	28,05	4263,60	409,64	0,80	3 411 €
	C 200x2	360	6,00	6,12	36,72	13219,20	1626,48	0,80	10 575 €
Madres cobertura	Z 200x1.5	1200	6,00	4,49	26,94	32328,00	5367,59	0,80	25 862 €
<b>Σ</b>						<b>387239</b>	<b>15443</b>		<b>281 266 €</b>
Chapas	10%					38723,87		0,70	27 107 €
Estrutura metálica de um pavilhão								0,60	232 343 €
Galvanização								0,40	154 895 €
Chumbadouros								0,10	38 724 €
Mão de obra								0,35	135 534 €
Meios								0,17	65 831 €
Multifunções								50,00	2 000 €
Articulada								50,00	2 000 €
<b>Σ</b>						<b>425963</b>			<b>939 699 €</b>

## Estimativa orçamental - caso de estudo T60-7

*\*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica*

Vão [m]	60	$\delta_{max}$ [mm]	300,0	kg/m <sup>2</sup>	38,94
Comprimento [m]	182	$\delta$ [mm] *	209,2	€/m <sup>2</sup>	82,84 €
Afastamento [m]	7	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,13 €
Área [m <sup>2</sup> ]	10920	$\delta$ [mm] *	28,4	Aluguer de máquinas [dias]	35

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
4 Asas de anjo	200							
Viga das empenas								
HEA 600	4	30,08	177,83	5349,13	21396,51	277,66	0,70	14 978 €
Banzo superior								
HEA 220	50	30,08	50,53	1519,94	75997,12	1887,67	0,70	53 198 €
Banzo inferior - interior								
HEA 200	25	20,00	42,27	845,40	21135,00	568,05	0,70	14 795 €
Banzo inferior - extremidade								
HEA 280	50	20,00	76,38	1527,60	76380,00	1602,80	0,70	53 466 €
Treliça principal - montantes								
TCAR 80x4	50	1,47	9,49	13,95	697,52	23,02	0,80	558 €
TCAR 80x4	50	1,59	9,49	15,09	754,46	24,89	0,80	604 €
TCAR 80x4	50	1,70	9,49	16,13	806,65	26,62	0,80	645 €
TCAR 80x4	50	1,82	9,49	17,27	863,59	28,50	0,80	691 €
TCAR 80x4	50	1,94	9,49	18,41	920,53	30,37	0,80	736 €
TCAR 80x4	50	2,05	9,49	19,45	972,73	32,10	0,80	778 €
TCAR 80x4	50	2,17	9,49	20,59	1029,67	33,97	0,80	824 €
TCAR 80x4	50	2,29	9,49	21,73	1086,61	35,85	0,80	869 €
TCAR 80x4	50	2,40	9,49	22,78	1138,80	37,58	0,80	911 €
TCAR 80x4	50	2,52	9,49	23,91	1195,74	39,45	0,80	957 €
TCAR 80x4	50	2,64	9,49	25,05	1252,68	41,33	0,80	1 002 €
TCAR 80x4	50	2,75	9,49	26,10	1304,88	43,06	0,80	1 044 €
TCAR 80x4	50	2,87	9,49	27,24	1361,82	44,93	0,80	1 089 €
TCAR 80x4	50	2,99	9,49	28,38	1418,76	46,81	0,80	1 135 €
TCAR 80x4	25	3,10	9,49	29,42	735,48	24,27	0,80	588 €
TCAR 90x6.3	50	1,12	16,41	18,38	918,96	19,55	0,80	735 €
TCAR 90x6.3	50	1,24	16,41	20,35	1017,42	21,65	0,80	814 €
TCAR 90x6.3	50	1,35	16,41	22,15	1107,68	23,57	0,80	886 €
Treliça principal - diagonais								
TCAR 80x4	50	2,15	9,49	20,40	1020,18	33,66	0,80	816 €
TCAR 80x4	50	2,22	9,49	21,07	1053,39	34,76	0,80	843 €
TCAR 80x4	50	2,30	9,49	21,83	1091,35	36,01	0,80	873 €
TCAR 80x4	50	2,38	9,49	22,59	1129,31	37,26	0,80	903 €
TCAR 80x4	50	2,47	9,49	23,44	1172,02	38,67	0,80	938 €
TCAR 80x4	50	2,56	9,49	24,29	1214,72	40,08	0,80	972 €
TCAR 80x4	50	2,65	9,49	25,15	1257,43	41,49	0,80	1 006 €
TCAR 80x4	50	2,74	9,49	26,00	1300,13	42,90	0,80	1 040 €
TCAR 80x4	50	2,83	9,49	26,86	1342,84	44,31	0,80	1 074 €
TCAR 80x4	50	2,93	9,49	27,81	1390,29	45,87	0,80	1 112 €
TCAR 80x4	50	3,02	9,49	28,66	1432,99	47,28	0,80	1 146 €
TCAR 80x4	50	3,12	9,49	29,61	1480,44	48,85	0,80	1 184 €
TCAR 80x4	50	3,22	9,49	30,56	1527,89	50,41	0,80	1 222 €
TCAR 80x4	50	3,32	9,49	31,51	1575,34	51,98	0,80	1 260 €
TCAR 80x4	50	3,42	9,49	32,46	1622,79	53,55	0,80	1 298 €
TCAR 90x6.3	50	1,95	16,41	32,00	1599,98	34,05	0,80	1 280 €
TCAR 90x6.3	50	2,01	16,41	32,98	1649,21	35,09	0,80	1 319 €
TCAR 90x6.3	50	2,08	16,41	34,13	1706,64	36,32	0,80	1 365 €
Pilares								
HEA 500	54	7,00	155,12	1085,84	58635,36	797,45	0,70	41 045 €
Pilares empena								
IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	0,70	870 €
IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	0,70	911 €
IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	0,70	953 €
IPE 300	4	8,40	42,26	354,98	1419,94	38,98	0,70	994 €
IPE 300	4	8,75	42,26	369,78	1479,10	40,60	0,70	1 035 €
IPE 300	2	9,10	42,26	384,57	769,13	21,11	0,70	538 €
Contraventamento								
TRON 101x3.6	84	7,00	8,70	60,90	5115,60	187,68	0,80	4 092 €
TRON 139x4	12	7,83	13,39	104,84	1258,12	41,24	0,80	1 006 €
TRON 139x4	36	8,61	13,39	115,29	4150,36	136,04	0,80	3 320 €
Treliça Sec - banzo sup e inf								
IPE 160	48	7,00	15,78	110,46	5302,08	209,18	0,70	3 711 €
Treliça Sec - montantes								
IPE 120	24	3,10	10,37	32,15	771,53	35,35	0,70	540 €
Treliça Sec - diagonais								
TCAR 60x2.5	48	4,68	4,52	21,15	1015,37	53,91	0,80	812 €
Madres fachada								
C 150x2.5	152	5,00	5,61	28,05	4263,60	409,64	0,80	3 411 €
C 200x2.5	312	7,00	7,79	54,53	17013,36	1662,02	0,80	13 611 €
Madres cobertura								
Z 200x2	1040	7,00	5,96	41,72	43388,80	5368,75	0,80	34 711 €
<b>Σ</b>					<b>386547</b>	<b>14775</b>		<b>247 807 €</b>
Chapas	10%				38654,66		0,70	27 058 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	231 928 €
Galvanização							0,40	154 619 €
Chumbadouros							0,10	38 655 €
Mão de obra							0,35	135 291 €
Meios							0,17	65 713 €
Multifunções							50,00	1 750 €
Articulada							50,00	1 750 €
<b>Σ</b>					<b>425201</b>			<b>904 571 €</b>

## Estimativa orçamental - caso de estudo T60-8

<i>*Deslocamentos calculados segundo a Combinação Característica</i>	Vão [m]	60	$\delta_{max}$ [mm]	300,0	kg/m <sup>2</sup>	42,08
	Comprimento [m]	176	$\delta$ [mm] *	190,5	€/m <sup>2</sup>	88,98 €
	Afastamento [m]	8	$\Delta_{max}$ [mm]	46,7	€/kg	2,11 €
	Área [m <sup>2</sup> ]	10560	$\delta$ [mm] *	23,9	Aluguer de máquinas [dias]	30

S 275	Quant. [un]	Comp. [m]	Peso por metro [kg/m]	Peso do elemento [kg]	Peso total [kg]	Área de pintura [m <sup>2</sup> ]	€/kg	€
4	Asas de anjo	168						
Viga das empenas	HEA 600	4	30,08	177,83	5349,13	21396,51	277,66	14 978 €
Banzo superior	HEA 240	42	30,08	60,34	1815,03	76231,14	1729,48	53 362 €
Banzo inferior - interior	HEA 220	21	20,00	50,53	1010,60	21222,60	527,14	14 856 €
Banzo inferior - extremidade	HEA 300	42	20,00	88,37	1767,40	74230,80	1441,99	51 962 €
Treliça principal - montantes	TCAR 90x4	42	1,47	10,76	15,82	664,32	21,80	531 €
	TCAR 90x4	42	1,59	10,76	17,11	718,55	23,58	575 €
	TCAR 90x4	42	1,70	10,76	18,29	768,26	25,21	615 €
	TCAR 90x4	42	1,82	10,76	19,58	822,49	26,99	658 €
	TCAR 90x4	42	1,94	10,76	20,87	876,72	28,77	701 €
	TCAR 90x4	42	2,05	10,76	22,06	926,44	30,40	741 €
	TCAR 90x4	42	2,17	10,76	23,35	980,67	32,18	785 €
	TCAR 90x4	42	2,29	10,76	24,64	1034,90	33,96	828 €
	TCAR 90x4	42	2,40	10,76	25,82	1084,61	35,60	868 €
	TCAR 90x4	42	2,52	10,76	27,12	1138,84	37,38	911 €
	TCAR 90x4	42	2,64	10,76	28,41	1193,07	39,16	954 €
	TCAR 90x4	42	2,75	10,76	29,59	1242,78	40,79	994 €
	TCAR 90x4	42	2,87	10,76	30,88	1297,01	42,57	1 038 €
	TCAR 90x4	42	2,99	10,76	32,17	1351,24	44,35	1 081 €
	TCAR 90x4	21	3,10	10,76	33,36	700,48	22,99	560 €
	TCAR 90x7.1	42	1,12	18,15	20,33	853,78	16,36	683 €
	TCAR 90x7.1	42	1,24	18,15	22,51	945,25	18,11	756 €
	TCAR 90x7.1	42	1,35	18,15	24,50	1029,11	19,72	823 €
Treliça principal - diagonais	TCAR 90x5	42	2,15	13,26	28,51	1197,38	31,73	958 €
	TCAR 90x5	42	2,22	13,26	29,44	1236,36	32,77	989 €
	TCAR 90x5	42	2,30	13,26	30,50	1280,92	33,95	1 025 €
	TCAR 90x5	42	2,38	13,26	31,56	1325,47	35,13	1 060 €
	TCAR 90x5	42	2,47	13,26	32,75	1375,59	36,46	1 100 €
	TCAR 90x5	42	2,56	13,26	33,95	1425,72	37,78	1 141 €
	TCAR 90x5	42	2,65	13,26	35,14	1475,84	39,11	1 181 €
	TCAR 90x5	42	2,74	13,26	36,33	1525,96	40,44	1 221 €
	TCAR 90x5	42	2,83	13,26	37,53	1576,08	41,77	1 261 €
	TCAR 90x5	42	2,93	13,26	38,85	1631,78	43,25	1 305 €
	TCAR 90x5	42	3,02	13,26	40,05	1681,90	44,57	1 346 €
	TCAR 90x5	42	3,12	13,26	41,37	1737,59	46,05	1 390 €
	TCAR 90x5	42	3,22	13,26	42,70	1793,28	47,53	1 435 €
	TCAR 90x5	42	3,32	13,26	44,02	1848,97	49,00	1 479 €
	TCAR 90x5	42	3,42	13,26	45,35	1904,67	50,48	1 524 €
	TCAR 90x8	42	1,95	20,34	39,66	1665,85	28,36	1 333 €
	TCAR 90x8	42	2,01	20,34	40,88	1717,10	29,23	1 374 €
	TCAR 90x8	42	2,08	20,34	42,31	1776,90	30,25	1 422 €
Pilares	HEA 600	46	7,00	177,83	1244,81	57261,26	743,06	40 083 €
Pilares empena	IPE 300	4	7,35	42,26	310,61	1242,44	34,11	870 €
	IPE 300	4	7,70	42,26	325,40	1301,61	35,73	911 €
	IPE 300	4	8,05	42,26	340,19	1360,77	37,35	953 €
	IPE 300	4	8,40	42,26	354,98	1419,94	38,98	994 €
	IPE 300	4	8,75	42,26	369,78	1479,10	40,60	1 035 €
	IPE 300	2	9,10	42,26	384,57	769,13	21,11	538 €
Contraventamento	TRON 114x3.6	76	8,00	9,83	78,64	5976,64	218,32	4 781 €
	TRON 139x4	12	8,74	13,39	117,03	1404,34	46,03	1 123 €
	TRON 139x4	36	9,44	13,39	126,40	4550,46	149,15	3 640 €
Treliça Sec - banzo sup e inf	IPE 180	40	8,00	18,81	150,48	6019,20	223,34	4 213 €
Treliça Sec - montantes	IPE 120	20	3,10	10,37	32,15	642,94	29,46	450 €
Treliça Sec - diagonais	TCAR 70x3.2	40	5,06	6,68	33,80	1352,03	54,93	1 082 €
Madres fachada	C 150x2.5	152	5,00	5,61	28,05	4263,60	409,64	3 411 €
	C 250x3	264	8,00	10,72	85,76	22640,64	1839,55	18 113 €
Madres cobertura	Z 200x2.5	880	8,00	7,58	60,64	53363,20	5247,84	42 691 €
<b>Σ</b>					<b>403934</b>	<b>14383</b>		<b>253 999 €</b>
Chapas	10%				40393,42		0,70	28 275 €
Estrutura metálica de um pavilhão							0,60	242 361 €
Galvanização							0,40	161 574 €
Chumbadouras							0,10	40 393 €
Mão de obra							0,35	141 377 €
Meios							0,17	68 669 €
Multifunções							50,00	1 500 €
Articulada							50,00	1 500 €
<b>Σ</b>					<b>444328</b>			<b>939 648 €</b>