

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Carlos Joel Vieira Fernandes

Dissertação de Mestrado

Orientador na FEUP: Prof. José Luís Soares Esteves



Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica

Setembro de 2018

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Aos meus Pais

Resumo

Neste trabalho é projetado um Pavilhão Industrial em estrutura metálica. Nele são definidos todos os perfis metálicos a utilizar, todos os painéis de revestimento e são projetadas as ligações aparafusadas.

Este projeto cumpre a versão portuguesa dos seguintes Eurocódigos:

- NP EN 1990 2009 – Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas;
- NP EN 1991-1-1 2009 – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais. Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-3 2009 – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-3: Acções gerais. Acções da neve;
- NP EN 1991-1-4 2010 – Eurocódigo 1 - Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais. Acções do vento;
- NP EN 1993-1-1 2010 – Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais regras para edifícios.

Design of a Industrial Steel Structure Pavilion

Abstract

In this work a metallic frame Pavilion is designed. It is specified all the metallic profiles to be used, all the panels of coating and the bolted connections are projected.

This project complies with the Portuguese version of the following Eurocodes:

- NP EN 1990 2009 – Eurocode – Basis of structural design;
- NP EN 1991-1-1 2009 – Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings;
- NP EN 1991-1-3 2009 – Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-3: General actions. Snow loads;
- NP EN 1991-1-4 2010 – Eurocódigo 1 - Eurocode 1 – Actions on structures. Part 1-4: General actions. Wind actions;
- NP EN 1993-1-1 2010 – Eurocode 3 – Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.

Agradecimentos

Ao professor José Luís Esteves, um grande agradecimento por toda a disponibilidade com que acompanhou este projeto e todo o apoio na sua realização. O conhecimentos transmitidos pelo professor foram indispensáveis na realização deste projeto.

Aos meus pais, agradeço todo o apoio motivacional e financeiro, sem os quais não seria possível a concretização desta etapa.

Índice

1.	Introdução	1
1.1	Estrutura da Dissertação	2
2.	Definição das Ações	3
2.1	Neve	3
2.2	Vento	4
2.2.1	Velocidade do vento e pressão dinâmica	4
2.2.1.1	Valor de referência	4
2.2.1.2	Vento médio	5
2.2.1.3	Turbulência do vento	6
2.2.1.4	Pressão dinâmica de pico	6
2.2.2	Ações do vento	7
2.2.3	Coeficientes de pressão e força	7
2.3	Sobrecarga	17
3.	Seleção dos painéis de revestimento	19
3.1	Painéis de fachada	19
3.1.1	Fachada de empena	19
3.1.2	Fachada lateral	20
3.2	Painéis de cobertura	20
4.	Dimensionamento das Madres	23
4.1	Madres de Fachada	23
4.1.1	Fachadas de empena	23
4.1.2	Fachadas laterais	27
4.2	Madres de Cobertura	29
4.2.1	Quantificação da carga	30
4.2.2	Seleção da madre	32
4.2.3	Verificação do estado limite último	33
4.2.4	Verificação ao estado limite de utilização	33
5.	Cargas na estrutura principal	35
5.1	Peso das madres e dos painéis	35
5.1.1	Fachadas laterais	35

5.1.2	Cobertura.....	37
5.2	Neve.....	39
5.3	Sobrecarga.....	40
5.4	Vento.....	41
5.4.1	Vento longitudinal	41
5.4.2	Vento transversal.....	44
6.	Combinações de Ações	53
6.1	Diagrama de esforços usando IPE 500.....	54
7.	Dimensionamento do Pórtico	57
7.1	Dimensionamento do perfil da travessa	57
7.2	Dimensionamento do perfil do pilar	67
7.3	Verificação do Estado Limite de Utilização	74
8.	Dimensionamento dos Pilares da fachada de empena	77
8.1	Verificação do estado limite ultimo	79
9.	Dimensionamento dos contraventamentos	81
9.1	Contraventamentos da cobertura.....	81
9.1.1	Dimensionamento dos montantes	83
9.1.2	Dimensionamento das diagonais.....	85
9.2	Contraventamentos laterais	86
9.2.1	Dimensionamento dos montantes	87
9.2.2	Dimensionamento das diagonais.....	87
10.	Dimensionamento das ligações aparafusadas.....	89
10.1	Ligações do contraventamento	89
10.1.1	Ligação do montante	90
10.1.2	Ligação da diagonal.....	93
10.2	Ligação do pilar à travessa	96
10.3	Ligações topo a topo da travessa	101
10.3.1	Parafusos dos banzos	103
10.3.2	Parafusos da Alma	106
10.4	Ligações da cumeeira.....	108
11.	Conclusão.	113
12.	Referências	115
Anexo A:	Tabela de Perfis SADEF.....	117

Índice de Figuras

Figura 1.1 Estrutura esquemática do pavilhão	2
Figura 2.1 Definição do perfil da pressão provocada pelo vento.....	7
Figura 2.2 Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão, paredes laterais.....	8
Figura 2.3 Coeficientes de Pressão para paredes laterais, vento transversal....	9
Figura 2.4 Coeficientes de Pressão para paredes laterais, vento longitudinal.	10
Figura 2.5 Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão na cobertura, vento transversal.....	10
Figura 2.6 Coeficientes de Pressão para cobertura, vento transversal.	11
Figura 2.7 Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão na cobertura, vento longitudinal.	12
Figura 2.8 Coeficientes de Pressão para cobertura, vento longitudinal.	12
Figura 2.9 Obtenção dos coeficiente de pressão interior.	14
Figura 2.10 Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão para vento transversal com sucção na cobertura.	16
Figura 2.11 Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão para vento transversal com pressão e sucção na cobertura.	16
Figura 2.12 Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão para vento longitudinal.	17
Figura 3.1 Painéis de fachada em poliuretano WALLTEC - N (1000)	20
Figura 3.2 Painéis de cobertura em poliuretano ROOFTEC – 5 (1000)	21
Figura 4.1 Esquema estático utilizado no dimensionamento das madres	23
Figura 4.2 Área de influência do vento sobre uma madre.....	24
Figura 4.3 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada de empena sujeita a vento transversal.	24
Figura 4.4 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada de empena sujeita a vento longitudinal.....	25
Figura 4.5 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada de empena sujeita ao peso dos painéis.....	25
Figura 4.6 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada de empena sujeita ao peso próprio.	26

Figura 4.7 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita a vento transversal.	27
Figura 4.8 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita a vento longitudinal.....	27
Figura 4.9 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita ao peso dos painéis.....	28
Figura 4.10 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita ao peso próprio.....	28
Figura 4.11 Esquema representativo das cargas que atuam sobre as madres de cobertura.	30
Figura 4.12 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da cobertura no eixo z-z.	31
Figura 4.13 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da cobertura no eixo y-y.	32
Figura 4.14 Esquema da carga aplicada e diagrama representativo do momento fletor máximo para uma madre da cobertura sujeita ao peso próprio, no eixo z-z.	32
Figura 4.15 Esquema da carga aplicada e diagrama representativo do momento fletor máximo para uma madre da cobertura sujeita ao peso próprio, no eixo y.	33
Figura 5.1 Esquema da carga aplicada para uma madre interior da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.	35
Figura 5.2 Esquema da carga aplicada para uma madre de extremidade da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.	36
Figura 5.3 Esquema da carga aplicada para uma madre interior da cobertura devido ao peso da madre e painéis.....	37
Figura 5.4 Esquema da carga aplicada para uma madre de extremidade da cobertura devido ao peso da madre e painéis.....	38
Figura 5.5 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao peso das madres e dos painéis.	38
Figura 5.6 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura devido à neve.	39
Figura 5.7 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido à neve.....	39
Figura 5.8 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura devido à sobrecarga.	40
Figura 5.9 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido à sobrecarga. ...	40
Figura 5.10 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada lateral, devido ao vento longitudinal.	41
Figura 5.11 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura na extremidade, devido ao vento longitudinal.	42
Figura 5.12 Esquema da carga aplicada para a 3ª madre da cobertura, devido ao vento longitudinal.	42

Figura 5.13 Esquema da carga aplicada para as restantes madres da cobertura, devido ao vento longitudinal.	43
Figura 5.14 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao vento longitudinal.	44
Figura 5.15 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada lateral a barlavento, devido ao vento transversal.	44
Figura 5.16 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada lateral a sotavento, devido ao vento transversal.	45
Figura 5.17 Esquema da carga aplicada para a madre da extremidade da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	46
Figura 5.18 Esquema da carga aplicada para a segunda madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	47
Figura 5.19 Esquema da carga aplicada para as restantes madres da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	47
Figura 5.20 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	48
Figura 5.21 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao vento transversal, com cobertura a sucção.	49
Figura 5.22 Esquema da carga aplicada para a madre intermédia da cobertura a barlavento com pressão e sucção, devido ao vento transversal.	49
Figura 5.23 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao vento transversal, com cobertura a pressão e sucção.	51
Figura 6.1 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido à combinação de ações 1.	54
Figura 6.2 Diagrama de momentos fletores da combinação 1, com o perfil IPE 500.	54
Figura 6.3 Diagrama de esforços de corte da combinação 1, com o perfil IPE 500.	55
Figura 6.4 Diagrama de esforços normais da combinação 1, com o perfil IPE 500.	55
Figura 7.1 Fatores de imperfeição α para as curvas de encurvadura	59
Figura 7.2 Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal.	60
Figura 7.3 Exemplo de comprimentos de encurvadura	61
Figura 7.4 Exemplo de encurvadura lateral numa viga em flexão simples.	62
Figura 7.5 Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais.	63
Figura 7.6 Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.	63
Figura 7.7 Valores dos fatores C1, C2 e C3 em função do valor k.	64
Figura 7.8 Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m	66

Figura 7.9 Esquema da simplificação efetuada para obter β	69
Figura 7.10 Diagrama de momentos fletores no pilar.....	72
Figura 7.11 Diagrama de esforços normais no pilar.7	72
Figura 7.12 Representação da deformação no pórtico, provocado pela combinação 1.....	75
Figura 7.13 Diagrama de momentos fletores da combinação 1.	75
Figura 7.14 Diagrama de esforços de corte da combinação 1.	76
Figura 7.15 Diagrama de esforços normais da combinação 1.	76
Figura 8.1 Área de influência em cada madre na fachada de empena.	77
Figura 8.2 Esquema estático usado para os pilares da fachada de empena ...	78
Figura 9.1 Esquema do contraventamento da cobertura.	81
Figura 9.2 Simplificação do contraventamento da cobertura para vida de Pratt, com a fachada de empena a compressão.	81
Figura 9.3 Simplificação do contraventamento da cobertura para vida de Pratt, com a fachada de empena a sucção.....	82
Figura 9.4 Representação das cargas aplicadas sobre o contraventamento da cobertura.	83
Figura 9.5 Diagrama de esforços normais do contraventamento da cobertura.83	
Figura 9.6 Esquema estático do contraventamento lateral.	86
Figura 9.7 Representação da carga sobre o contraventamento lateral.....	87
Figura 9.8 Diagrama de esforços normais no contraventamento lateral.	87
Figura 10.1 Representação das ligações aparafusadas a dimensionar.	89
Figura 10.2 Chapa de ligação para o montante.	91
Figura 10.3 Chapa de ligação para a diagonal.....	94
Figura 10.4 Momento fletor máximo entre o pilar e a travessa.....	96
Figura 10.5 Esforço normal máximo entre o pilar e a travessa.	96
Figura 10.6 Esforço de corte máximo entre o pilar e a travessa.	96
Figura 10.7 Ligação ortogonal com placa frontal.....	97
Figura 10.8 Esquema ilustrativo da ligação ortogonal com placa frontal.....	98
Figura 10.9 Diagrama de esforços da travessa.....	102
Figura 10.10 União de viga topo a topo.	102
Figura 10.11 Secção da viga.....	102
Figura 10.12 Representação da chapa a usar nos banzos.	104
Figura 10.13 Representação da chapa a usar na alma.....	106
Figura 10.14 Momento fletor na cumeeira.....	108
Figura 10.15 Esforço de corte na cumeeira.	108
Figura 10.16 Esforço normal na cumeeira.	108

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 Coeficientes de pressão exterior para vento transversal nas fachadas laterais.....	8
Tabela 2.2 Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal nas fachadas laterais.....	9
Tabela 2.3 Coeficientes de pressão exterior para vento transversal na cobertura.	11
Tabela 2.4 Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal na cobertura.	12
Tabela 2.5 Coeficientes de pressão resultantes para vento transversal nas fachadas laterais.	14
Tabela 2.6 Coeficientes de pressão resultantes para vento transversal na cobertura.	15
Tabela 2.7 Coeficientes de pressão resultantes para vento longitudinal nas fachadas laterais.	15
Tabela 2.8 Coeficientes de pressão resultantes para vento longitudinal na cobertura.	15
Tabela 5.1 Reações nos apoios de uma madre interior da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.	36
Tabela 5.2 Reações nos apoios de uma madre de extremidade da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.....	36
Tabela 5.3 Reações nos apoios de uma madre interior da cobertura devido ao peso da madre e painéis.	37
Tabela 5.4 Reações nos apoios de uma madre de extremidade da cobertura devido ao peso da madre e painéis.....	38
Tabela 5.5 Reações nos apoios de uma madre da cobertura devido à neve... 39	
Tabela 5.6 Reações nos apoios de uma madre da cobertura devido à sobrecarga.	40
Tabela 5.7 Reações nos apoios de uma madre da fachada lateral, devido ao vento longitudinal.	41
Tabela 5.8 Reações nos apoios de uma madre da cobertura na extremidade, devido ao vento longitudinal.....	42
Tabela 5.9 Reações nos apoios da 3ª madre da cobertura, devido ao vento longitudinal.	43
Tabela 5.10 Reações nos apoios das restantes madres da cobertura, devido ao vento longitudinal.	43

Tabela 5.11 Reações nos apoios de uma madre da fachada lateral a barlavento, devido ao vento transversal.....	45
Tabela 5.12 Reações nos apoios de uma madre da fachada lateral a sotavento, devido ao vento transversal.....	45
Tabela 5.13 Reações nos apoios da madre da extremidade da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	46
Tabela 5.14 Reações nos apoios da segunda madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	47
Tabela 5.15 Reações nos apoios das restantes madres da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	48
Tabela 5.16 Reações nos apoios de uma madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.	49
Tabela 5.17 Reações nos apoios de a madre intermédia da cobertura a barlavento com pressão e sucção, devido ao vento transversal.	50
Tabela 6.1 Combinações de ações	53
Tabela 7.1 Propriedades dos perfis IPE.....	58
Tabela 7.2 Propriedades dos perfis IPE.....	68
Tabela 7.3 Valores dos deslocamentos nos nós do pórtico.	75
Tabela 7.4 Valores dos deslocamentos nos nós para o pórtico com perfis IPE 750 e 600.	75
Tabela 8.1 Propriedades dos perfis IPE.....	79
Tabela 9.1 Esforços máximos no contraventamento da cobertura.....	83
Tabela 9.2 Propriedades do perfil ROR 95*3.2	84
Tabela 9.3 Propriedades do perfil ROR 33.7*2.3	85
Tabela 9.4 Esforços máximos no contraventamento lateral.....	87
Tabela 9.5 Propriedades do perfil ROR 38*2.3	88
Tabela 10.1 Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura à tração f_{ub} para parafusos.....	90
Tabela 10.2 Valores do diâmetro do furo e da haste e suas secções resistentes, em função do diâmetro nominal.	91
Tabela 10.3 Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura à tração f_{ub} para parafusos.....	93
Tabela 10.4 Dimensões dos perfis IPE.	100

1. Introdução

Este projeto foi realizado tendo por base, os conhecimentos da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas, lecionada no primeiro semestre do quinto ano do Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica, na Especialização de Projeto e construção mecânica, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

O projeto consiste em projetar um pavilhão industrial, de uma nave, em estrutura metálica para a cidade da Covilhã.

O projeto tem por base o Eurocódigo 1 e Eurocódigo 3, em particular o NPEN 1990, NPEN 1991-1-1, NPEN 1991-1-3, NPEN 1991-1-4 e NPEN 1993-1-1.

Partiu-se de especificações determinadas à partida pelo orientador:

- Vão – 38 metros;
- Comprimento da nave – 50 metros;
- Distância entre pórticos – 5 metros;
- Altura do pilar – 10 metros;
- Distância entre madres de fachada e de cobertura entre 2m e 3m;
- Localização do pavilhão – Cidade da Covilhã, zona industrial (altitude de 488m).
- Inclinação da vertente 5°.
- Solução estrutural: Pórtico encastrado na base dos pilares (utilização de perfis normalizados de secção constante).

O projeto consiste na seleção dos painéis de cobertura, dimensionamento das madres de cobertura e das fachadas, dimensionamento da estrutura resistente principal, dimensionamento dos pilares de empena, definição e projeto dos contraventamentos e dimensionamento das ligações aparafusadas.

Como auxílio nos cálculos de esforços, foi usado o *software Bentley Multiframe*.

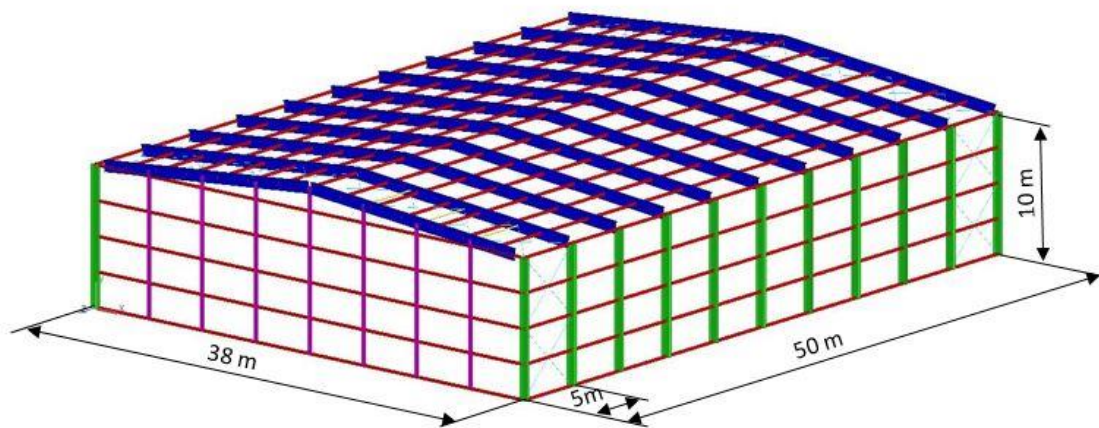


Figura 1.1 Estrutura esquemática do pavilhão

1.1 Estrutura da Dissertação

No capítulo 2 são quantificadas as ações do vento, neve e sobrecarga, que atuam sobre o pavilhão.

No capítulo 3 é selecionado o revestimento das fachadas e cobertura para o pavilhão.

No capítulo 4 são definidas as madres das fachadas e da cobertura.

No capítulo 5 é feita a análise das cargas a suportar pela estrutura principal, os pórticos, em cada ação independente.

No capítulo 6 são usados os valores do capítulo anterior para se fazerem as combinações de ações e definir o caso crítico para o pórtico.

No capítulo 7 é dimensionado o pórtico. São definidos os perfis a usar na travessa e nos pilares.

No capítulo 8 são dimensionados os pilares da fachada de empena.

No capítulo 9 é feito o dimensionamento dos contraventamentos.

No capítulo 10 são dimensionadas as ligações aparafusadas.

Finalmente no capítulo 11 é concluído o projeto.

2. Definição das Ações

Principia-se o projeto calculando as ações que sobre a estrutura atuam. Existem 3 categorias de ações (de acordo com a sua variação temporal):

- Ações permanentes: ações com elevada probabilidade de atuar durante um período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido até atingir um valor limite. São exemplos os pesos próprios de estruturas e equipamentos;
- Ações Variáveis: ações com variação de intensidade no tempo não desprezável nem monotónica. São exemplos as sobrecargas sobre pavimentos e coberturas, assim como a ação da neve e do vento;
- Ações de acidente: ações com baixa probabilidade de ocorrência durante o tempo de vida útil da estrutura e de curta duração, mas com intensidade significativa. São exemplos incêndios, sismos, explosões e embates com veículos na estrutura. Este tipo de ações não será considerado neste projeto.

Foram seguidos os Eurocódigos com os respetivos anexos nacionais.

2.1 Neve

O cálculo das ações provocadas pela neve na estrutura, tem por base o Eurocódigo 1 - NPEN 1991-1-3 – ações da neve [1]. Em caso de neve excecional, é considerado ação de acidente.

O valor característico para a carga de neve, S , é definido por:

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$$

Onde,

C_e - coeficiente exposição, igual a 1 para topografia normal;

C_t - coeficiente térmico, igual a 1 para coberturas em que a fusão da neve devida ao fluxo térmico pode ser desprezada;

μ_i - coeficiente de forma da cobertura, 0.8 para uma cobertura de duas vertentes com inclinação entre 0° e 30°;

S_k - valor característico da carga da neve ao nível do solo, definido em Anexo Nacional.

$$C_e = 1.0$$

$$C_t = 1.0$$

$$\mu_i = 0.8$$

$$S_k = C_z \cdot \left[1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right]$$

C_z – coeficiente dependente da zona ($Z1 \Rightarrow 0,3$; $Z2 \Rightarrow 0,2$; $Z3 \Rightarrow 0,1$). O pavilhão é projetado para a zona industrial da cidade de Covilhã, Zona 1;

H – altitude do local, em metros – 488m,

$$C_z = 0.3$$

$$H = 488$$

Por fim:

$$S = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.3 \cdot \left[1 + \left(\frac{488}{500} \right)^2 \right] = 0.4686 \text{ KN/m}^2$$

2.2 Vento

O cálculo das ações provocadas pelo vento na estrutura tem por base o Eurocódigo 1 - NPEN 1991-1-4 – ações do vento [2].

A velocidade do vento e a pressão dinâmica compreendem uma componente média e uma componente flutuante.

2.2.1 Velocidade do vento e pressão dinâmica

2.2.1.1 Valor de referência

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot V_{b,0}$$

V_b - valor de referência da velocidade do vento;

C_{dir} - coeficiente de direcção;

C_{season} - coeficiente de sazão;

$V_{b,0}$ - valor básico da velocidade de referência do vento, definido no quadro NA.I

$$C_{dir} = 1.0$$

$$C_{season} = 1.0$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s (zona A)}$$

$$V_b = 27 \text{ m/s}$$

2.2.1.2 Vento médio

- Variação com a altura

A velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, é calculada pela seguinte fórmula:

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot V_b$$

- Rugosidade do terreno

$$z_0 = 1 \text{ m}$$

$$z_{min} = 15 \text{ m}$$

$$z_{max} = 200 \text{ m}$$

$$z = 10 + \frac{38}{2} \cdot \sin 5^\circ = 11.66 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \text{ para } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

$$C_r(z) = C_r(z_{min}) \text{ para } z \leq z_{min}$$

$$K_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$$

z_0 - comprimento de rugosidade;

K_r - coeficiente de terreno;

$C_r(z)$ - coeficiente de rugosidade;

$C_0(z)$ - coeficiente de orografia;

$$K_r = 0.19 \cdot \left(\frac{1}{0.05}\right)^{0.07} = 0.234$$

$$C_r(z_{min}) = 0.234 \cdot \ln\left(\frac{15}{1}\right) = 0.635 \text{ m}$$

$$C_0(z) = 1.0$$

E por fim

$$V_m(z) = 0.635 \cdot 1.0 \cdot 27 = 17.13 \text{ m/s}$$

2.2.1.3 Turbulência do vento

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)}$$

$$\sigma_v = K_r \cdot V_b \cdot K_I$$

$I_v(z)$ - intensidade de turbulência à altura z ,

K_I - coeficiente de turbulência;

σ_v - desvio padrão da turbulência;

Pelo Anexo Nacional, o coeficiente de turbulência K_I tem o valor 1;

$$\sigma_v = 6.327$$

$$I_v(z) = 0.369$$

2.2.1.4 Pressão dinâmica de pico

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(z)$$

O valor recomendado de ρ é $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$

$$q_p(z) = 0.658 \text{ kN/m}^2$$

2.2.2 Ações do vento

As ações do vento sobre as construções devem ser determinadas tendo em conta as pressões internas e externas provocadas pelo vento.

2.2.2.1 Forças exercidas pelo vento em superfícies

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

$$w_i = q_p(z_e) \cdot c_{pi}$$

w_e - pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores;

w_i - pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores;

c_{pe} - coeficiente de pressão exterior;

c_{pi} - coeficiente de pressão interior;

$q_p(z)$ – pressão dinâmica de pico;

2.2.3 Coeficientes de pressão e força

2.2.3.1 Coeficientes de pressão para edifícios

Os coeficientes dependem da área da superfície carregada. Todas as superfícies do pavilhão têm uma área superior a 10m², pelo que se usou o $c_{pe,10}$.

2.2.3.1.1 Paredes Verticais de edifícios de planta retangular

Coeficiente de pressão exterior

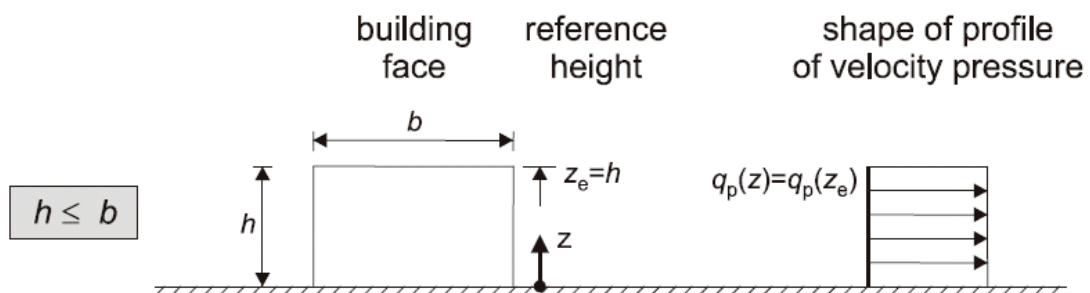


Figura 2.1 Definição do perfil da pressão provocada pelo vento

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

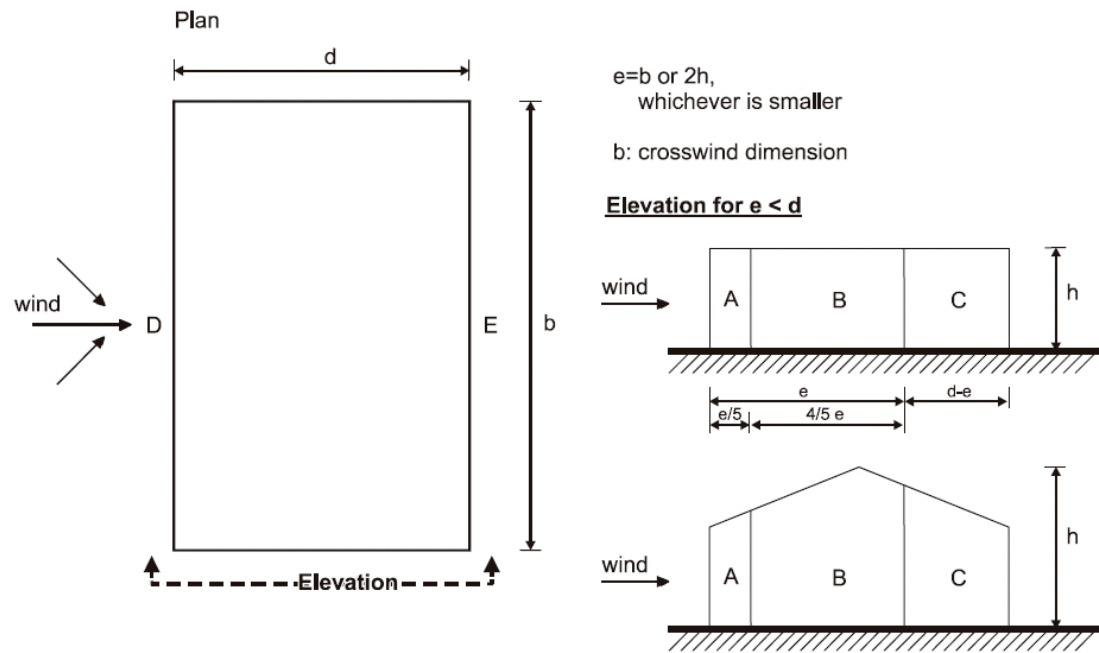


Figura 2.2 Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão, paredes laterais.

No caso do vento transversal:

$$b = 50m$$

$$d = 38m$$

$$h = 11.66m$$

$$e = \text{menor valor de entre } b \text{ e } 2h.$$

$$e = 23.32$$

Sendo que $e < d$ e $\frac{h}{d} = 0.31$, por interpolação do quadro 7.1 da norma, obteve-se os seguintes coeficientes:

Tabela 2.1 Coeficientes de pressão exterior para vento transversal nas fachadas laterais.

Zona	$c_{pe,10}$
A	-1.2
B	-0.8
C	-0.5
D	+0.71
E	-0.32

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

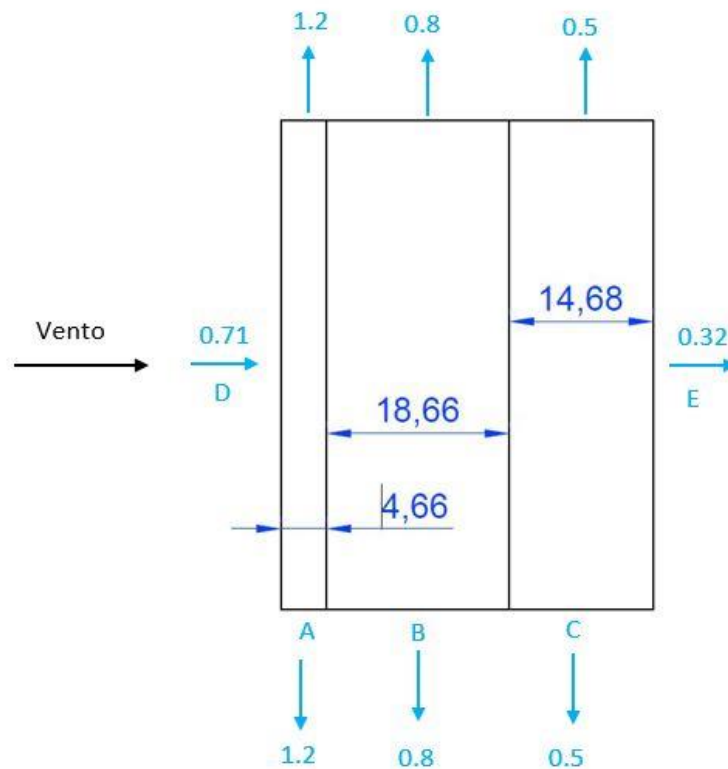


Figura 2.3 Coeficientes de Pressão para paredes laterais, vento transversal.

No caso do vento longitudinal:

$$b = 38m$$

$$d = 50m$$

$$h = 10m$$

$e = \text{menor valor de entre } b \text{ e } 2h.$

$$e = 20$$

Atendendo a que $e < d$ e $\frac{h}{d} = 0.20$,

Tabela 2.2 Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal nas fachadas laterais.

Zona	$c_{pe,10}$
A	-1.2
B	-0.8
C	-0.5
D	+0.7
E	-0.3

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

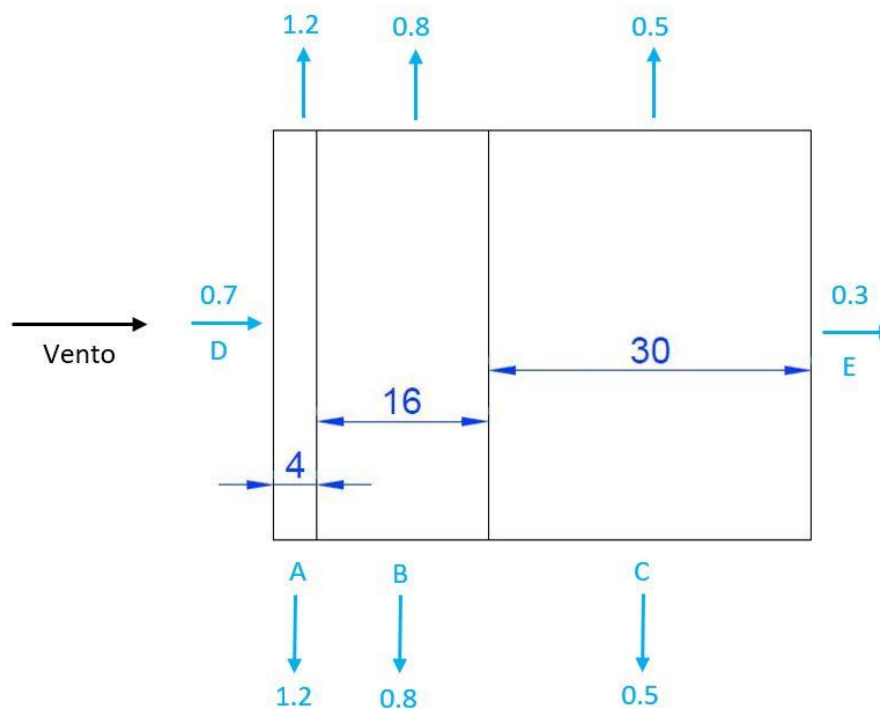


Figura 2.4 Coeficientes de Pressão para paredes laterais, vento longitudinal.

2.2.3.1.2 Coberturas de duas vertentes

No caso do vento transversal:

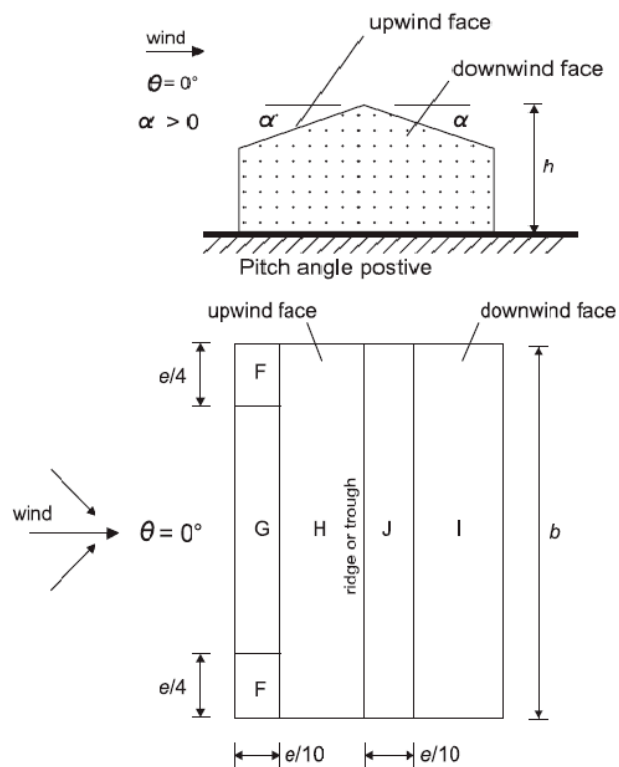


Figura 2.5 Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão na cobertura, vento transversal.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Sendo que o ângulo de inclinação é 5° , pelo quadro 7.4 da norma, obtiveram-se os seguintes coeficientes:

Tabela 2.3 Coeficientes de pressão exterior para vento transversal na cobertura.

Zona	$c_{pe,10}$	
F	-1.7	0.0
G	-1.2	0.0
H	-0.6	0.0
I	-0.6	-0.6
J	+0.2	-0.6

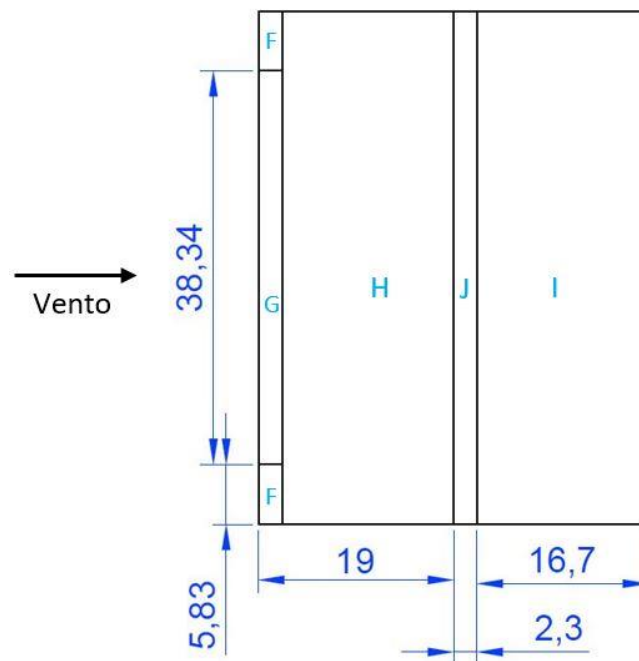


Figura 2.6 Coeficientes de Pressão para cobertura, vento transversal.

No caso do vento longitudinal:

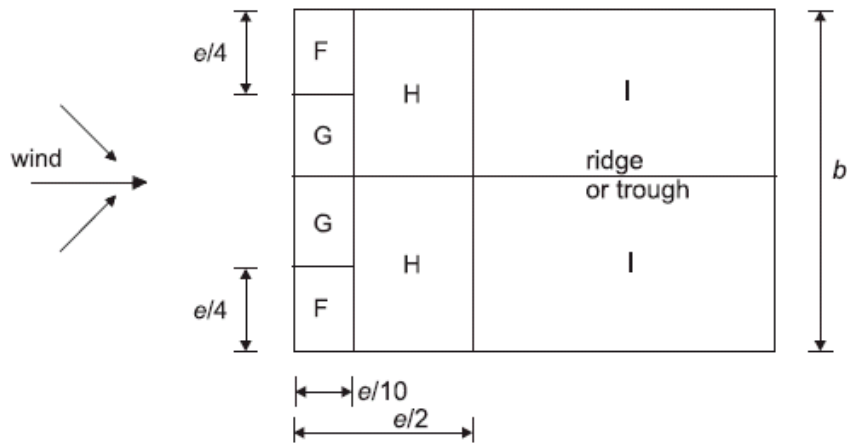


Figura 2.7 Divisão das zonas com diferentes coeficientes de pressão na cobertura, vento longitudinal.

Tabela 2.4 Coeficientes de pressão exterior para vento longitudinal na cobertura.

Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.6
G	-1.3
H	-0.7
I	-0.6

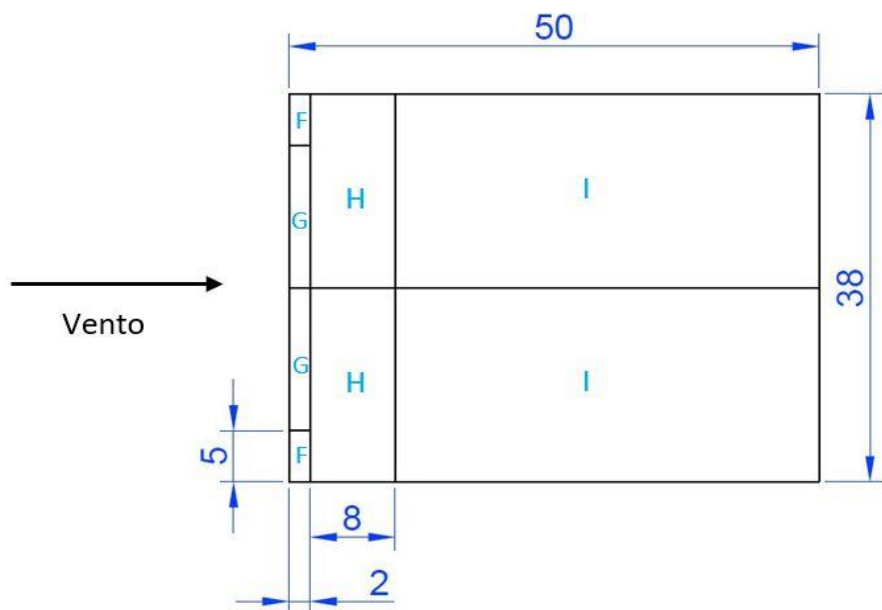


Figura 2.8 Coeficientes de Pressão para cobertura, vento longitudinal.

2.2.3.1.3 Pressão interior

É considerado que em situação de vento intenso, janelas e portas se encontram fechadas. Caso contrário, é considerado situação de acidente. É considerado que todas as paredes têm permeabilidade idêntica.

O coeficiente de pressão interior é obtido da secção 7.2.9 da norma:

$$\mu = \frac{\sum \text{área das aberturas em que } C_{pe} \text{ é negativo ou } -0.0}{\sum \text{área de todas as aberturas}}$$

Vento Transversal:

$$\mu = \frac{(38 \times 10 + 38 \times 1.66/2) \times 2 + 50 \times 10}{((38 + 50) \times 10 + 38 \times 1.66) \times 2} = 0.701$$

$$\frac{h}{d} = 0.31$$

Vento Longitudinal:

$$\mu = \frac{(38 \times 10 + 38 \times 1.66/2) + (50 \times 10) \times 2}{((38 + 50) \times 10 + 38 \times 1.66) \times 2} = 0.748$$

$$\frac{h}{d} = 0.23$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

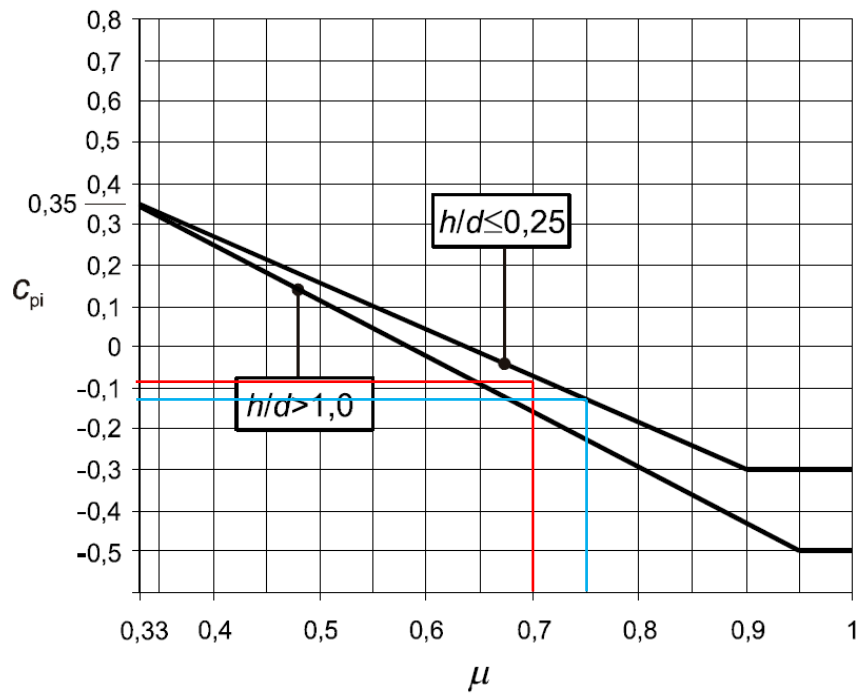


Figura 2.9 Obtenção dos coeficiente de pressão interior.

Pela análise do gráfico, verifica-se que os coeficientes de pressão interna são:

Vento transversal: $c_{pi} = -0,09$

Vento longitudinal: $c_{pi} = -0,13$

2.2.3.1.3 Resultante dos Coeficientes de pressão

No caso do vento transversal:

Tabela 2.5 Coeficientes de pressão resultantes para vento transversal nas fachadas laterais.

Zona	$c_{pe,10}$
A	-1.11
B	-0.71
C	-0.41
D	+0.8
E	-0.23

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 2.6 Coeficientes de pressão resultantes para vento transversal na cobertura.

Zona	$c_{pe,10}$	
	Sucção	Pressão e Sucção
F	-1.61	0.09
G	-1.11	0.09
H	-0.51	0.09
I	-0.51	-0.51
J	+0.29	-0.51

No caso do vento longitudinal:

Tabela 2.7 Coeficientes de pressão resultantes para vento longitudinal nas fachadas laterais.

Zona	$c_{pe,10}$
A	-1.07
B	-0.67
C	-0.37
D	+0.83
E	-0.17

Tabela 2.8 Coeficientes de pressão resultantes para vento longitudinal na cobertura.

Zona	$c_{pe,10}$
F	-1.47
G	-1.17
H	-0.57
I	-0.47

Em forma de síntese, nas figuras seguintes representam-se os coeficientes de pressão resultantes que atuam sobre os pavilhão. É indicado o seu valor, sentido e zona de atuação.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

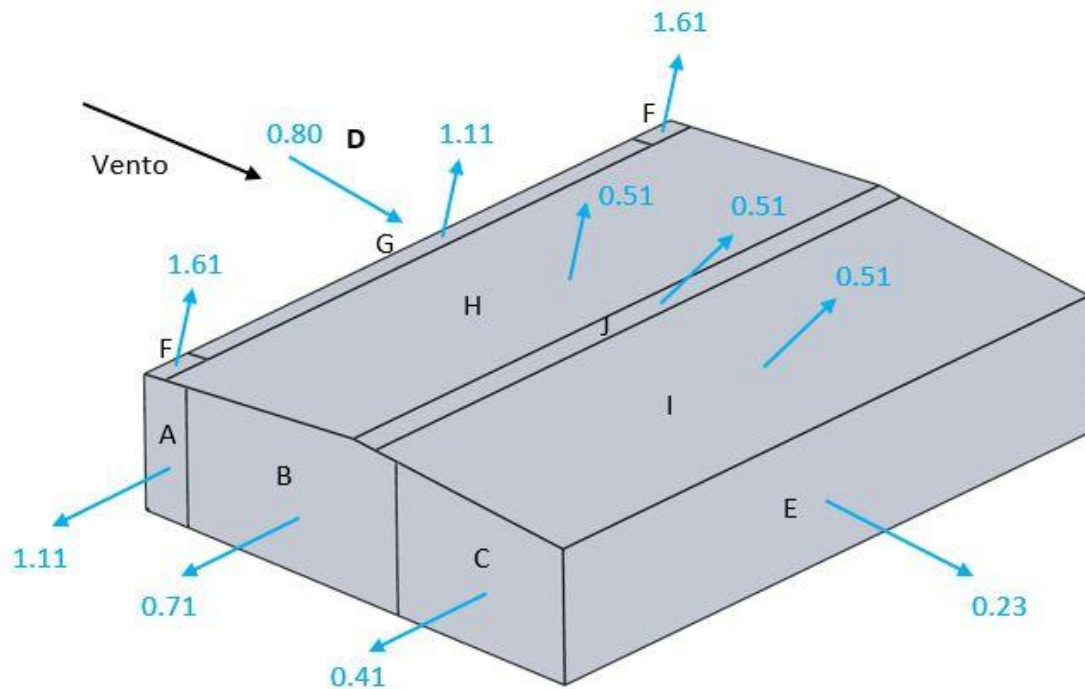


Figura 2.10 Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão para vento transversal com sucção na cobertura.

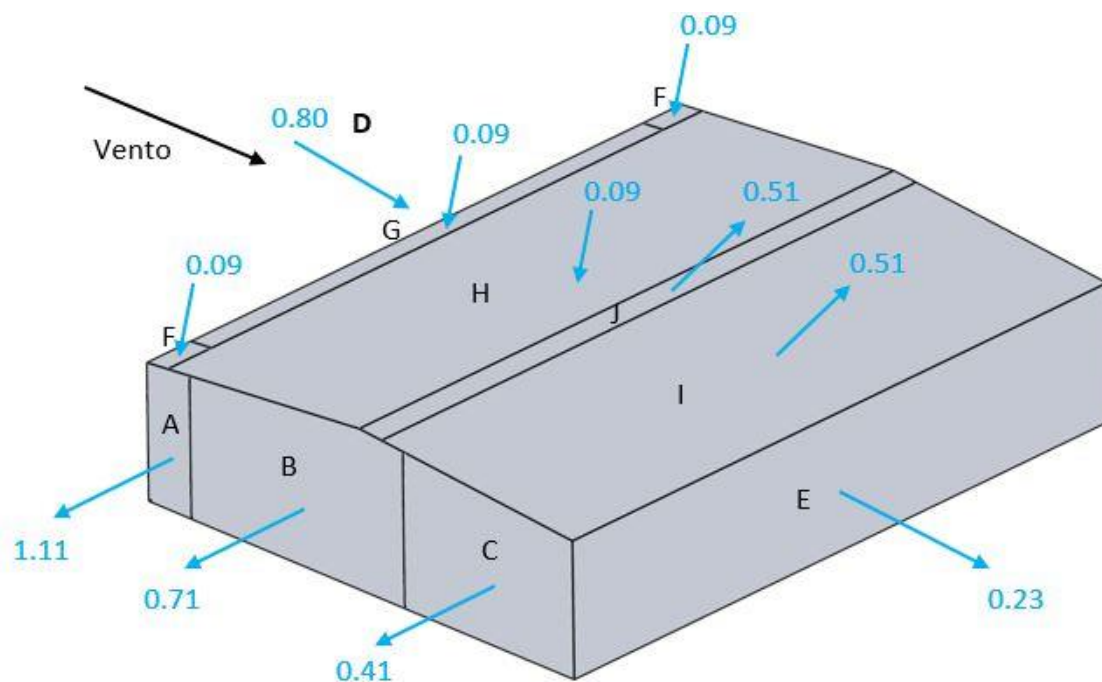


Figura 2.11 Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão para vento transversal com pressão e sucção na cobertura.

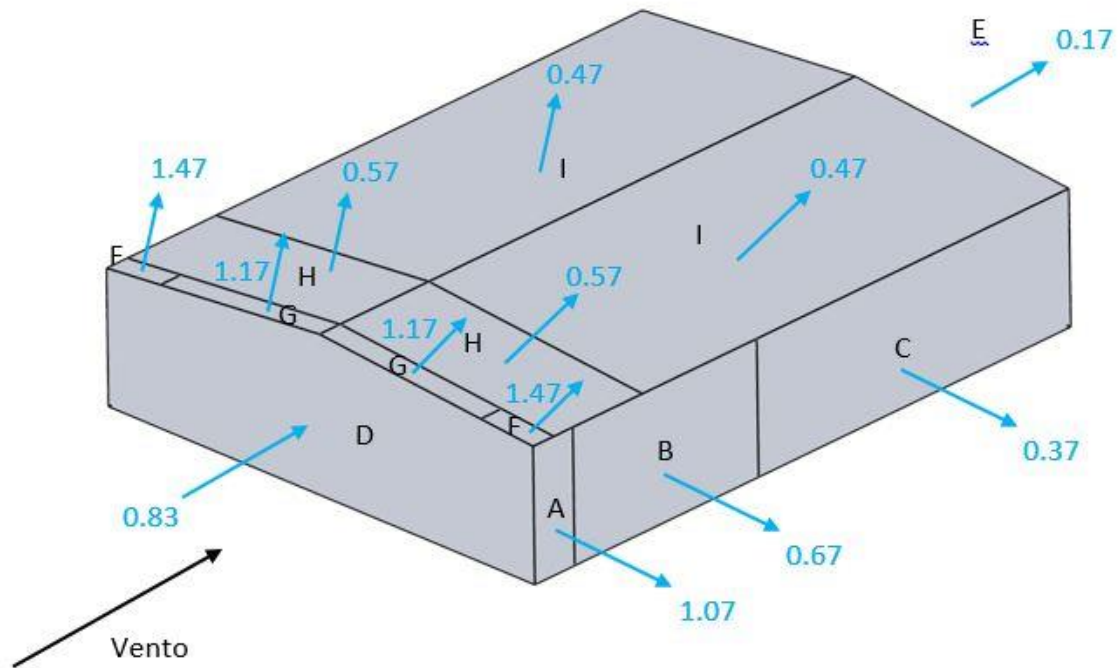


Figura 2.12 Representação do valor e sentido dos coeficientes de pressão resultante para todo o pavilhão para vento longitudinal.

2.3 Sobrecarga

O cálculo da sobrecarga é definida na norma NP EN 1991-1-1 de 2009 [3]. O pavilhão em projeto classifica-se na categoria H, coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparações correntes. Em anexo nacional, no quadro NA-6.10 é indicado usar:

$$q_k = 0.4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$Q_k = 1.0 \text{ [kN]}$$

Sendo que:

q_k é o valor característico de uma carga uniformemente distribuída;

Q_k é o valor característico de uma carga concentrada variável;

3. Seleção dos painéis de revestimento

Os painéis de revestimento suportam diretamente as ações externas do vento, neve e sobrecarga. A distância entre madres é decisiva para a escolha do painel. Essa distância terá de ser menor se for usado um painel com baixa resistência mecânica.

Para o revestimento do pavilhão, foram escolhidos os painéis da empresa PERFITEC. Optou-se pela utilização de painéis de poliuretano, tanto para a cobertura como para a fachada.

3.1 Painéis de fachada

Definiu-se que a distância entre madres nas fachadas era de 2,5 metros.

Na escolha destes painéis, a ação influente é o vento. Com vista a uma redução de custos, foi feita a distinção entre os painéis de fachada lateral e fachada de empena. Para ambos os casos foi feito o dimensionamento com o pior coeficiente de pressão resultante (Zona A), ficando assim assegurada a resistência nas outras zonas de menos exigência.

3.1.1 Fachada de empena

O pior coeficiente de pressão nesta fachada é de 1.11 com vento transversal em sucção.

$$w_t = q_p(z_e) \cdot c_p \cdot 1.5$$
$$w_t = 657.73 \cdot 1.11 \cdot 1.5 = 1095 \text{ N/m}^2$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m² - KN/m²												
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m²		U.M.												
	Kcal m².h.°C	W m².K	0,5+0,4	0,6+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
40	0,44	0,51	9,32	10,16	Kg/m² KN/m²	166 1,63	125 1,22	90 0,88	70 0,68	55 0,54	40 0,39	178 1,74	140 1,37	108 1,05	85 0,83	70 0,68	58 0,56
50	0,36	0,41	9,74	10,59	Kg/m² KN/m²	225 2,21	160 1,57	120 1,18	90 0,88	70 0,68	50 0,49	245 2,41	182 1,78	140 1,37	115 1,13	80 0,78	70 0,68
60	0,30	0,35	10,16	11,00	Kg/m² KN/m²	289 2,83	216 2,12	132 1,29	98 0,96	85 0,83	95 0,53	321 3,15	237 2,32	181 1,77	139 1,36	98 0,96	80 0,78
80	0,23	0,26	11,00	11,84	Kg/m² KN/m²	455 4,46	316 3,09	182 1,78	125 1,22	89 0,87	74 0,72	500 4,91	347 3,40	220 2,15	176 1,72	150 1,47	116 1,13
100	0,20	0,23	11,83	12,66	Kg/m² KN/m²	—	—	210 2,06	172 1,68	135 1,32	108 1,06	—	—	—	210 2,06	177 1,73	131 1,28

N.B.: Os valores nesta tabela são para uma flecha $f \leq 1/200$ de vão l (m) e referem-se a painéis com a espessura de chapa de 0,5+0,4mm

Figura 3.1 Painéis de fachada em poliuretano WALLTEC - N (1000)

Pela análise do catálogo, para o afastamento de madres escolhido de 2.5 metros, constata-se que o painel de 40mm de espessura é suficiente.

O painel escolhido foi o **WALLTEC – N 1000 – ESP 40**.

Este painel tem uma carga útil de 1.37 kN/m^2 e um peso de 10.16 Kg/m^2 .

3.1.2 Fachada lateral

O pior coeficiente de pressão nesta fachada é de 1.07 com vento longitudinal.

$$w_t = q_p(z_e) \cdot c_p \cdot 1.5$$

$$w_t = 657.73 \cdot 1.07 \cdot 1.5 = 1056 \text{ N/m}^2$$

O painel escolhido foi novamente o **WALLTEC – N 1000 – ESP 40**.

3.2 Painéis de cobertura

Sobre a cobertura, atuam todas as ações e por vezes várias em simultâneo. Foi então necessário proceder-se ao cálculo das combinações de ações para se determinar o pior dos casos. As combinações de ações são definidas pela norma NP EN 1990 – Bases para o projeto de estruturas [4].

Combinação 1 – Ação de base Vento de sucção

Combinação 2 – Ação de base Neve

Combinação 3 – Ação de base Neve com Ação variável vento de pressão

Combinação 4 – Ação de base Vento de pressão com Ação variável neve

Combinação 5 – Ação de base Sobrecarga com Ações variáveis neve e vento de pressão

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$q_1 = 0.658 \cdot 1.61 \cdot 1.5 = \mathbf{1.588 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_2 = 0.469 \cdot 1.5 = \mathbf{0.703 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_3 = 0.469 \cdot 1.5 + 0.658 \cdot 0.09 \cdot 1.5 \cdot 0.6 = \mathbf{0.756 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_4 = 0.658 \cdot 0.09 \cdot 1.5 + 0.469 \cdot 1.5 \cdot 0.5 = \mathbf{0.440 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_5 = 0.4 \cdot 1.5 + 0.469 \cdot 1.5 \cdot 0.5 + 0.658 \cdot 0.09 \cdot 1.5 \cdot 0.6 = \mathbf{1.005 \text{ KN/m}^2}$$

Conclui-se que o pior cenário é o da combinação 1, q_1 , vento de sucção.

Definiu-se que o afastamento máximo entre as madres da cobertura seria de 3 metros e através do catálogo dos painéis, selecionou-se:

CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EM KG/m ² - KN/m ²												
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m ²		U.M.												
	Kcal m ² .h.°C	W m ² .K	0,5+0,4	0,4+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
30	0,51	0,60	9,91	8,94	Kg/m ² KN/m ²	250 2,45	180 1,81	140 1,37	110 1,08	75 0,73	40 0,39	265 2,59	200 1,96	160 1,56	135 1,32	100 0,98	55 0,53
40	0,40	0,46	10,33	9,35	Kg/m ² KN/m ²	315 3,09	234 2,29	153 1,50	127 1,24	88 0,86	69 0,67	355 3,48	261 2,56	198 1,94	154 1,51	121 1,18	97 0,95
50	0,32	0,37	10,75	9,77	Kg/m ² KN/m ²	351 3,44	264 2,58	180 1,76	143 1,40	101 0,99	80 0,78	399 3,91	294 2,88	224 2,19	174 1,70	138 1,35	111 1,09
60	0,27	0,31	11,17	10,19	Kg/m ² KN/m ²	386 3,77	291 2,85	217 2,12	170 1,66	122 1,19	102 1,00	435 4,26	317 3,10	260 2,54	204 2,00	165 1,61	130 1,27
80	0,20	0,23	12,01	11,03	Kg/m ² KN/m ²	528 5,17	375 3,67	273 2,67	203 1,99	150 1,47	120 1,17	575 5,64	408 3,99	297 2,91	221 2,16	180 1,76	158 1,54
100	0,17	0,20	12,85	11,86	Kg/m ² KN/m ²	—	—	386 3,78	322 3,15	242 2,37	192 1,88	—	—	—	340 3,33	292 2,86	252 2,47

N.B.: Os valores nesta tabela são para uma flecha f ≤ 1/ 200 de vão ℓ (m) e referem-se a painéis com a espessura de chapa de 0,5+0,4mm

Figura 3.2 Painéis de cobertura em poliuretano ROOFTEC – 5 (1000)

O painel escolhido foi o **ROOFTEC – 5 (1000) – ESP 40**.

Este painel tem uma carga útil de 1.94 kN/m^2 e um peso de 10.33 Kg/m^2 .

4. Dimensionamento das Madres

As madres suportam os painéis e conseqüentemente as cargas externas que sobre eles atuam. As cargas distribuídas nos painéis são transmitidas à estrutura principal em cargas concentradas nos pontos de fixação das madres aos pórticos.

Foram selecionadas madres da empresa SADEF, com perfis CEE - Plus. O catálogo encontra-se no Anexo A

O esquema estático usado é de uma viga com um apoio duplo numa das extremidades e os restantes apoios simples. O vão entre os apoios das madres é a distância entre pórticos para as madres da cobertura e fachadas laterais, enquanto que para as fachadas de empena é a distância entre os pilares de empena.

Para a obtenção dos diagramas de esforços ao longo de todo o projeto foi usado o *software Multiframe*.



Figura 4.1 Esquema estático utilizado no dimensionamento das madres

4.1 Madres de Fachada

Sobre as fachadas atua uma combinação de ações com o vento como ação de base e o peso próprio dos painéis e das madres como ação permanente. Como indicado no quadro A1.2(B) da norma [4], a ação de base é majorada com o fator $\gamma_{Q,1} = 1.5$ e as ações permanentes com um fator $\gamma_{Gj,sup} = 1.35$.

4.1.1 Fachadas de empena

O vão do pavilhão é de 38 metros e optou-se por um afastamento entre os pilares de empena de 4.75 metros.

4.1.1.1 Vento transversal

A área de influência das cargas suportadas pelas madres é definida pelo afastamento entre madres, exceto nas madres da extremidade do topo e da base, que é metade. Essa área está representada na Figura 4.2.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

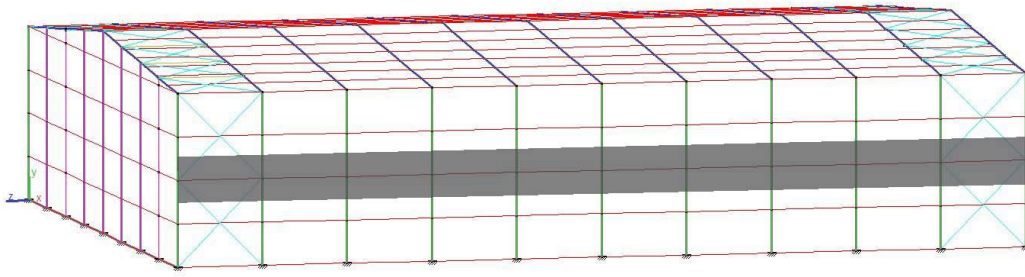


Figura 4.2 Área de influência do vento sobre uma madre.

Dado o afastamento de 2.5m entre as madres, e tendo em conta os diferentes coeficientes de pressão, a carga máxima é de:

$$q_v = 658 \cdot 1.11 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 2739 \text{ N/m} \quad (\text{dos } 0 \text{ aos } 4.66\text{m})$$

$$q_v = 658 \cdot 0.71 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 1752 \text{ N/m} \quad (\text{dos } 4.66 \text{ aos } 23.32\text{m})$$

$$q_v = 658 \cdot 0.41 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 1012 \text{ N/m} \quad (\text{dos } 23.32 \text{ aos } 38\text{m})$$

Fez-se a projeção da carga sobre a madre em função do comprimento e recorreu-se ao *software multiframe* para obter o pior esforço.

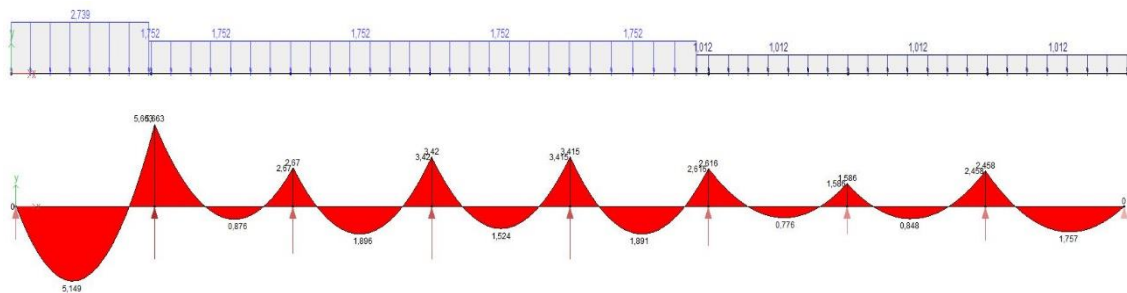


Figura 4.3 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada de empena sujeita a vento transversal.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 5663 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.1.1.2 Vento longitudinal

$$q_v = 658 \cdot 0.83 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 2048 \text{ N/m}$$



Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

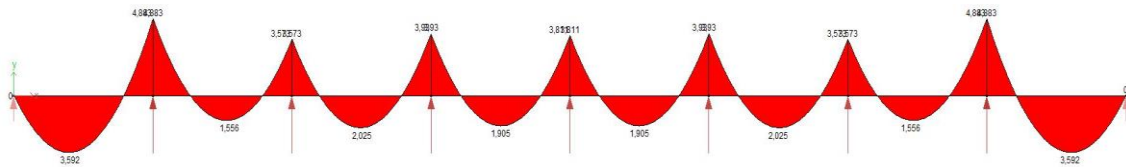


Figura 4.4 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada de empena sujeita a vento longitudinal.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{\max} = 4883 \, N \cdot m$$

4.1.1.3 Peso dos Painéis

$$q_p = 10.16 \cdot 9.81 \cdot 1.35 \cdot 2.5 = 336.4 \, N/m$$

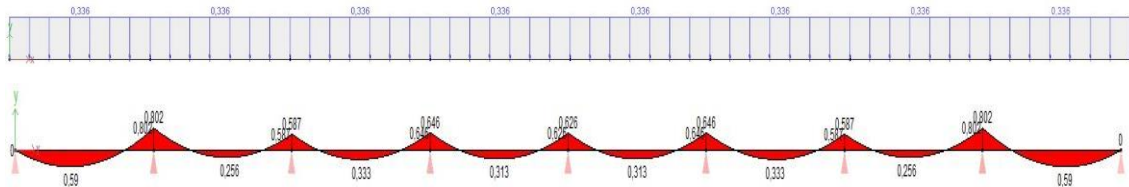


Figura 4.5 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada de empena sujeita ao peso dos painéis.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{\max} = 802 \, N \cdot m$$

4.1.1.4 Seleção da madre

Começou-se por seleccionar uma madre que resista ao esforço máximo provocado pelo vento, isto porque o esforço do peso próprio é pouco significativo, quando comparado com o do vento, e posteriormente foi feita a verificação do estado limite último contando também com os pesos próprios.

$$\sigma_{sd} > \frac{M_{\max}}{W}$$

$$250 \times 10^6 > \frac{5663}{W}$$

$$W > 22.652 \, cm^3$$

C + 150 × 2 S250

Peso: 6.61 kg/m

Wy: $38.6 \times 10^{-6} \, m^3$

$$W_z: 22.8 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

$$q_p = 6.61 \cdot 9.81 \cdot 1.35 = 87.54 \text{ N/m}$$

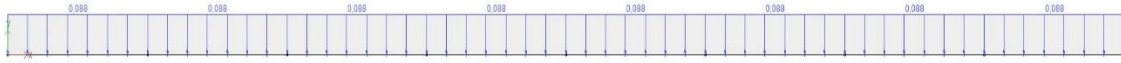


Figura 4.6 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada de empena sujeita ao peso próprio.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{\max} = 209 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.1.1.5 Verificação do estado limite último

$$\sigma_{sd} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{5663}{38.6 \times 10^{-6}} + \frac{802 + 209}{22.8 \times 10^{-6}} = 191.1 \text{ MPa} \leq 250 \text{ MPa}$$

4.1.1.6 Verificação do estado limite de utilização

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{4.75}{200} = 0.024 \text{ m}$$

$$\delta_{y,\max} = \frac{q_y \times L^4}{185 \times E \times I_z} = \frac{(336.4 + 87.54) \times 4.75^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 111 \times 10^{-8}} = 0.005 \text{ m}$$

$$\delta_{z,\max} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{2739 \times 4.75^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 286 \times 10^{-8}} = 0.013 \text{ m}$$

4.1.2 Fachadas laterais

O afastamento entre pórticos é de 5 metros.

4.1.2.1 Vento transversal

$$q_v = 658 \cdot 0.8 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 1974 \text{ N/m}$$

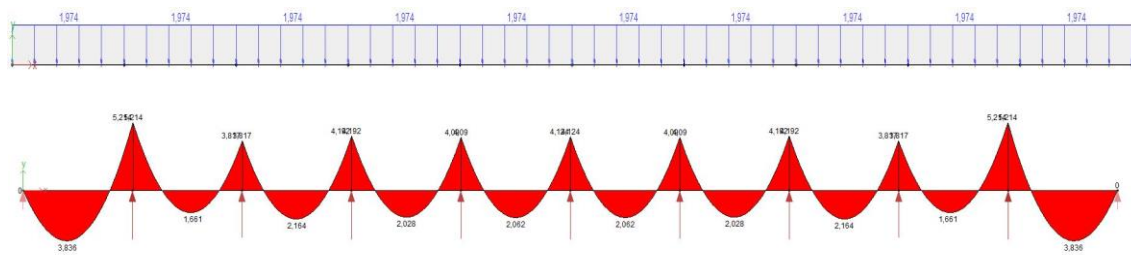


Figura 4.7 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita a vento transversal.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 5214 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.1.2.2 Vento longitudinal

$$q_v = 658 \cdot 1.07 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 2640 \text{ N/m} \quad (\text{dos } 0 \text{ aos } 4\text{m})$$

$$q_v = 658 \cdot 0.67 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 1653 \text{ N/m} \quad (\text{dos } 4 \text{ aos } 20\text{m})$$

$$q_v = 658 \cdot 0.37 \cdot 1.5 \cdot 2.5 = 913 \text{ N/m} \quad (\text{dos } 20 \text{ aos } 50\text{m})$$

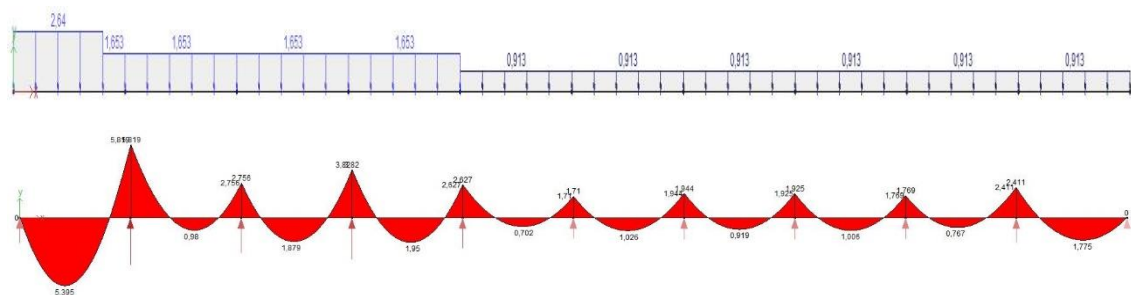


Figura 4.8 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita a vento longitudinal.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 5819 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Verifica-se que das duas situações, a pior é a de vento longitudinal.

4.1.2.3 Peso dos Painéis

$$q_p = 10.16 \cdot 9.81 \cdot 1.35 \cdot 2.5 = 336.4 \text{ N/m}$$

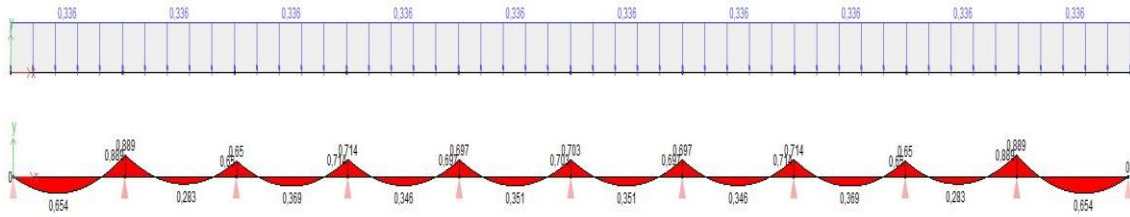


Figura 4.9 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita ao peso dos painéis.

$$M_{m\acute{a}x} = 889 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.1.2.4 Seleção da madre

$$\sigma_{sd} > \frac{M_{max}}{W}$$

$$250 \times 10^6 > \frac{5819}{W}$$

$$W > 23.276 \text{ cm}^3$$

C + 150 × 2 S250

Peso: 6.61 kg/m

Wy: 38.6 × 10⁻⁶ m³

Wz: 22.8 × 10⁻⁶ m³

$$q_p = 6.61 \cdot 9.81 \cdot 1.35 = 87.54 \text{ N/m}$$

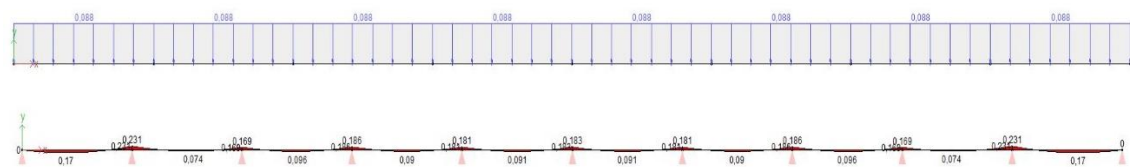


Figura 4.10 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da fachada lateral sujeita ao peso próprio.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 231 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.1.2.5 Verificação do estado limite último

$$\sigma_{sd} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{5819}{38.6 \times 10^{-6}} + \frac{889 + 231}{22.8 \times 10^{-6}} = 199.9 \text{ MPa} \leq 250 \text{ MPa}$$

4.1.2.6 Verificação do estado limite de utilização

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{5}{200} = 0.025 \text{ m}$$

$$\delta_{y,max} = \frac{q_y \times L^4}{185 \times E \times I_z} = \frac{(336.4 + 87.54) \times 5^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 111 \times 10^{-8}} = 0.006 \text{ m}$$

$$\delta_{z,max} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{2640 \times 5^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 286 \times 10^{-8}} = 0.015 \text{ m}$$

4.2 Madres de Cobertura

A distância entre madres foi definida para 2,72 metros, de forma a obter-se um espaçamento entre madres uniforme, dividindo a cobertura em 7 partes iguais em cada vertente.

$$d = \frac{38}{2 \times 7 \times \cos 5} = 2.72 \text{ m}$$

O esquema estático é o mesmo usado nas madres da fachada lateral. Um comprimento total de 50 metros e um espaçamento entre apoios de 5 metros (distância entre pórticos).

Devido à inclinação da cobertura, é exercida carga nas madres nos dois eixos, como demonstra a Figura 4.11.

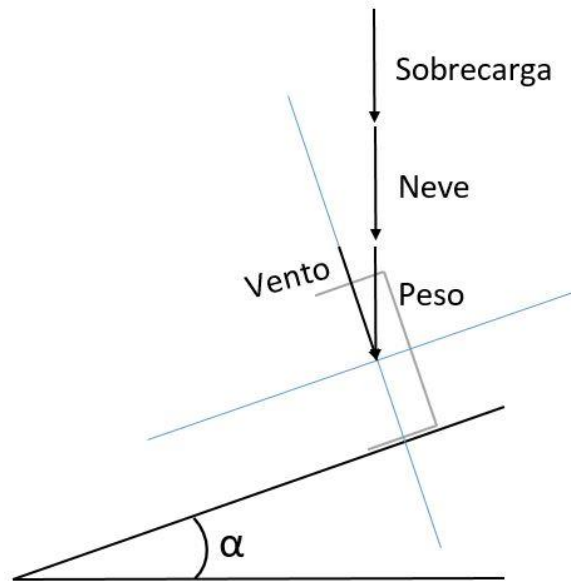


Figura 4.11 Esquema representativo das cargas que atuam sobre as madres de cobertura.

4.2.1 Quantificação da carga

As cargas individualmente calculadas (ainda sem majoração) são as seguintes:

Neve

$$q_n = 468.6 \times 2.72 = 1274.59 \text{ [N/m]}$$

$$q_{n,z} = 1274.59 \times \cos 5 = 1269.74 \text{ [N/m]}$$

$$q_{n,y} = 1274.59 \times \sin 5 = 111.09 \text{ [N/m]}$$

Sobrecarga

$$q_k = 400 \times 2.72 = 1088 \text{ [N/m]}$$

$$q_{k,z} = 1088 \times \cos 5 = 1083.86 \text{ [N/m]}$$

$$q_{k,y} = 1088 \times \sin 5 = 94.83 \text{ [N/m]}$$

Painéis de cobertura

$$q_p = 10.33 \times 9.81 \times 2.72 = 275.64 \text{ [N/m]}$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$q_{p,z} = 275.64 \times \cos 5 = 274.59 \text{ [N/m]}$$

$$q_{p,y} = 275.64 \times \sin 5 = 24.02 \text{ [N/m]}$$

Vento de pressão

$$q_{v,z} = 658 \times 0.09 \times 2.72 = 161.08 \text{ [N/m]}$$

O pior caso de combinação de ações é o que contempla como ações permanentes o peso dos painéis e das madres, ação de base sobrecarga e ações variáveis acompanhantes a neve e o vento de pressão.

Os coeficientes de segurança são de:

$$\gamma_{Q,1} = 1.5$$

$$\gamma_{Gj,sup} = 1.35$$

$$\psi_0 = 0.5 \text{ (neve)}$$

$$\psi_0 = 0.6 \text{ (vento)}$$

$$q_z = 274.59 \times 1.35 + 1083.86 \times 1.5 + 1269.74 \times 1.5 \times 0.5 + 161.08 \times 1.5 \times 0.6$$
$$q_z = 3093.76 \text{ [N/m]}$$

$$q_y = 24.02 \times 1.35 + 94.83 \times 1.5 + 111.09 \times 1.5 \times 0.5$$
$$q_y = 257.99 \text{ [N/m]}$$

qz

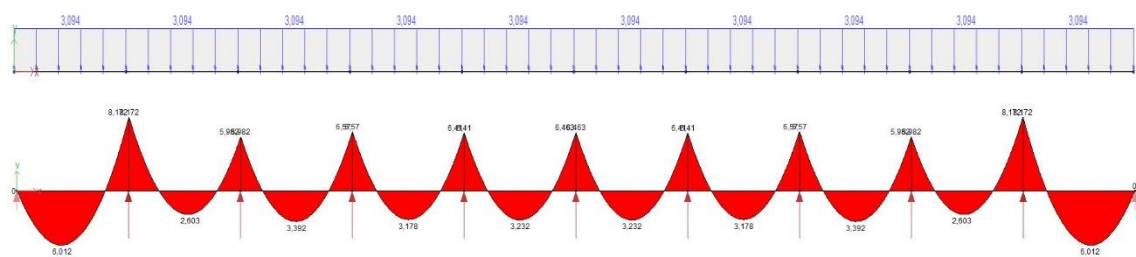


Figura 4.12 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da cobertura no eixo z-z.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 8172 \text{ N} \cdot \text{m}$$

qy

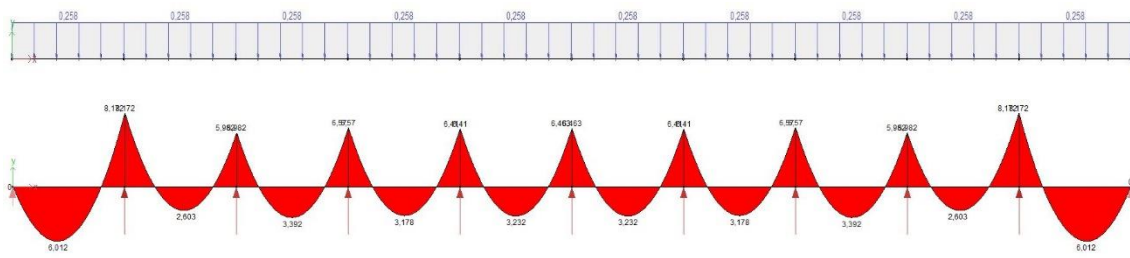


Figura 4.13 Esquema da carga aplicada e diagrama de momentos fletores para uma madre da cobertura no eixo y-y.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 681 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.2.2 Seleção da madre

$$\sigma_{sd} > \frac{M_{max}}{W}$$

$$250 \times 10^6 > \frac{8172}{W}$$

$$W > 32.688 \text{ cm}^3$$

C + 150 × 2 S250

Peso: 6.61 kg/m

Wy: $38.6 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

Wz: $22.8 \times 10^{-6} \text{ m}^3$

$$q_p = 6.61 \cdot 9.81 \cdot 1.35 = 87.54 \text{ N/m}$$

$$q_{pz} = 87.54 \times \cos 5 = 87.20 \text{ N/m}$$

$$q_{py} = 87.54 \times \sin 5 = 7.63 \text{ N/m}$$

qpz

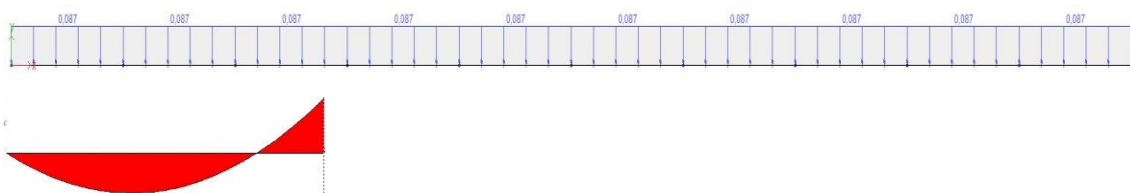


Figura 4.14 Esquema da carga aplicada e diagrama representativo do momento fletor máximo para uma madre da cobertura sujeita ao peso próprio, no eixo z-z.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 230 \text{ N} \cdot \text{m}$$

qpy

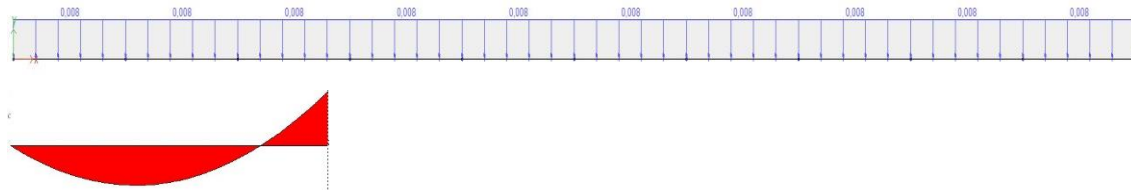


Figura 4.15 Esquema da carga aplicada e diagrama representativo do momento fletor máximo para uma madre da cobertura sujeita ao peso próprio, no eixo y.

O momento fletor máximo é de:

$$M_{\max} = 20 \text{ N} \cdot \text{m}$$

4.2.3 Verificação do estado limite último

$$\sigma_{Sd} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\sigma_{Sd} = \frac{8172 + 230}{38.6 \times 10^{-6}} + \frac{681 + 20}{22.8 \times 10^{-6}} = 248.41 \text{ MPa} \leq 250 \text{ MPa}$$

4.2.4 Verificação ao estado limite de utilização

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{5}{200} = 0.025 \text{ m}$$

$$\delta_{y,\max} = \frac{q_y \times L^4}{185 \times E \times I_z} = \frac{(257.99 + 7.63) \times 5^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 111 \times 10^{-8}} = 0.03 \text{ m}$$

$$\delta_{z,\max} = \frac{q_z \times L^4}{185 \times E \times I_y} = \frac{(3093.76 + 87.20) \times 5^4}{185 \times 210 \times 10^9 \times 286 \times 10^{-8}} = 0.018 \text{ m}$$

5. Cargas na estrutura principal

Para se determinar a carga na estrutura principal, foram calculadas as reações nos apoios das madres, que são transmitidas como cargas concentradas à estrutura principal. São calculadas as cargas para cada ação isoladamente e de seguida é feita a combinação de ações com os devidos coeficientes de segurança.

5.1 Peso das madres e dos painéis

5.1.1 Fachadas laterais

Peso das madres: 6.61 kg/m

Peso dos painéis: 10.16 kg/m²

$$q_m = 6.61 \cdot 9.81 = 64.84 \text{ N/m}$$

$$q_p = 10.16 \cdot 9.81 \cdot 2.5 = 249.17 \text{ N/m}$$

A carga total transmitida pela madre interiores será de

$$q_{total} = 64.84 + 249.17 = 314.01 \text{ N/m}$$

As madres de cada extremidade suportam metade do peso dos painéis. A carga total das madres das extremidades são de

$$q_{total,ext} = 64.84 + 249.17/2 = 189.43 \text{ N/m}$$

Usando o *multiframe* foi determinada a maior reação de cada madre, por norma no segundo e penúltimo pórtico. Essas reações são as cargas pontuais suportadas pelo pórtico que têm de ser levadas em consideração para o dimensionamento da estrutura resistente principal.

Para as madres interiores:



Figura 5.1 Esquema da carga aplicada para uma madre interior da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 5.1 Reações nos apoios de uma madre interior da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	0,619	0,000
2		0,000	1,780	0,000
3		0,000	1,514	0,000
4		0,000	1,585	0,000
5		0,000	1,566	0,000
6		0,000	1,572	0,000
7		0,000	1,566	0,000
8		0,000	1,585	0,000
9		0,000	1,514	0,000
10		0,000	1,780	0,000
11		0,000	0,619	0,000

$$F_{transm\ mad\ int} = 1.78\ KN$$

Para as madres das extremidades



Figura 5.2 Esquema da carga aplicada para uma madre de extremidade da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.

Tabela 5.2 Reações nos apoios de uma madre de extremidade da fachada lateral devido ao peso da madre e painéis.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	0,373	0,000
2		0,000	1,074	0,000
3		0,000	0,913	0,000
4		0,000	0,956	0,000
5		0,000	0,945	0,000
6		0,000	0,948	0,000
7		0,000	0,945	0,000
8		0,000	0,956	0,000
9		0,000	0,913	0,000
10		0,000	1,074	0,000
11		0,000	0,373	0,000

$$F_{transm\ mad\ ext} = 1.074\ KN$$

5.1.2 Cobertura

Peso das madres: 6.61 kg/m

Peso dos painéis: 10.33 kg/m²

$$q_m = 6.61 \cdot 9.81 = 64.84 \text{ N/m}$$

$$q_p = 10.33 \cdot 9.81 \cdot 2.72 = 275.64 \text{ N/m}$$

A carga total transmitida pela madre interiores será de

$$q_{total} = 64.84 + 275.64 = 340.48 \text{ N/m}$$

As madres de cada extremidade suportam metade do peso dos painéis. A carga total das madres das extremidades são de

$$q_{total,ext} = 64.84 + 275.64/2 = 202.66 \text{ N/m}$$

Para as madres interiores:



Figura 5.3 Esquema da carga aplicada para uma madre interior da cobertura devido ao peso da madre e painéis.

Tabela 5.3 Reações nos apoios de uma madre interior da cobertura devido ao peso da madre e painéis.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	0,671	0,000
2		0,000	1,930	0,000
3		0,000	1,641	0,000
4		0,000	1,719	0,000
5		0,000	1,698	0,000
6		0,000	1,705	0,000
7		0,000	1,698	0,000
8		0,000	1,719	0,000
9		0,000	1,641	0,000
10		0,000	1,930	0,000
11		0,000	0,671	0,000

$$F_{transm\ mad\ int} = 1.93 \text{ KN}$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Para as madres das extremidades



Figura 5.4 Esquema da carga aplicada para uma mãe de extremidade da cobertura devido ao peso da mãe e painéis.

Tabela 5.4 Reações nos apoios de uma mãe de extremidade da cobertura devido ao peso da mãe e painéis.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	0,400	0,000
2		0,000	1,149	0,000
3		0,000	0,977	0,000
4		0,000	1,023	0,000
5		0,000	1,011	0,000
6		0,000	1,015	0,000
7		0,000	1,011	0,000
8		0,000	1,023	0,000
9		0,000	0,977	0,000
10		0,000	1,149	0,000
11		0,000	0,400	0,000

$$F_{transm\ mad\ ext} = 1.15\ KN$$

Depois de determinada a reação máxima de cada mãe, foi construído o caso de carga no *software*, neste caso corresponde ao peso das mães e dos painéis, que posteriormente foi usado com os restantes casos de carga para a combinação de ações.

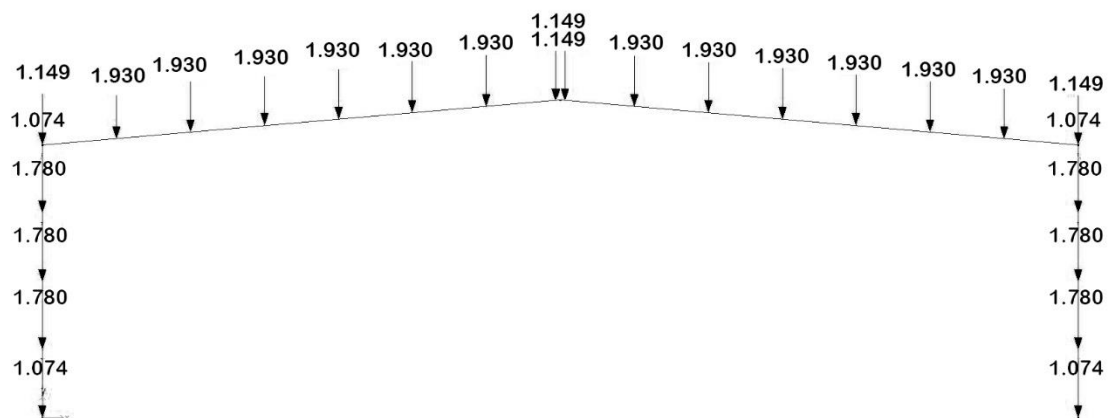


Figura 5.5 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao peso das mães e dos painéis.

5.2 Neve

Do capítulo 2.1 temos

$$S = 0.4686 \text{ KN/m}^2$$

$$q_n = 468.6 \cdot 2.72 = 1274.6 \text{ N/m}$$

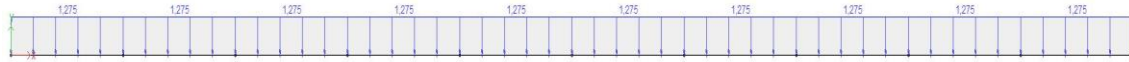


Figura 5.6 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura devido à neve.

Tabela 5.5 Reações nos apoios de uma madre da cobertura devido à neve.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	2,513	0,000
2		0,000	7,227	0,000
3		0,000	6,144	0,000
4		0,000	6,435	0,000
5		0,000	6,355	0,000
6		0,000	6,382	0,000
7		0,000	6,355	0,000
8		0,000	6,435	0,000
9		0,000	6,144	0,000
10		0,000	7,227	0,000
11		0,000	2,513	0,000

$$F_{transm \text{ mad int}} = 7.23 \text{ KN}$$

$$F_{transm \text{ mad ext}} = 3.61 \text{ KN}$$

O caso de carga devido à neve é o seguinte:

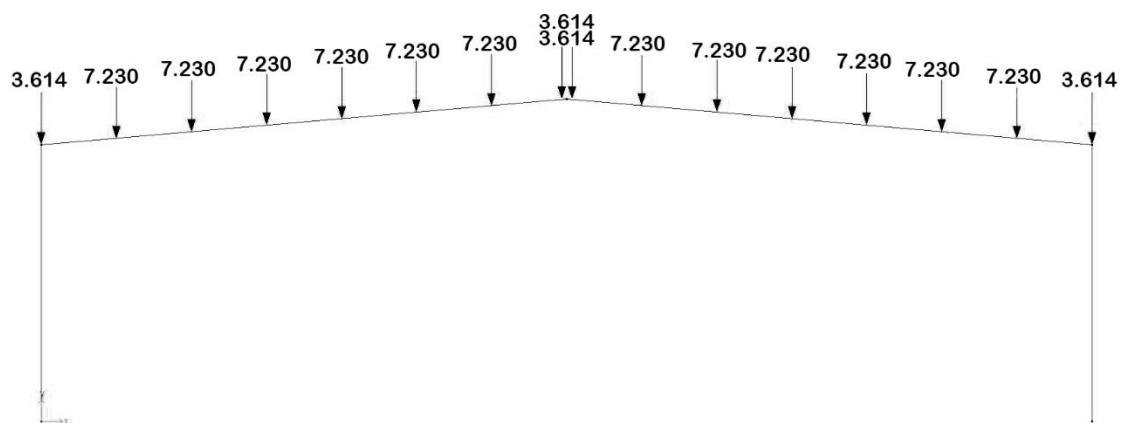


Figura 5.7 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido à neve.

5.3 Sobrecarga

Do capítulo 2.3 temos:

$$q_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$$

$$q_k = 0.4 \cdot 2.72 = 1088 \text{ N/m}$$

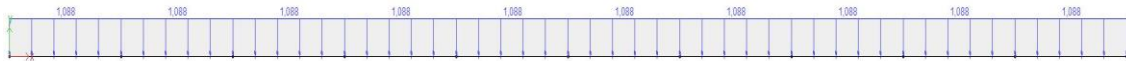


Figura 5.8 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura devido à sobrecarga.

Tabela 5.6 Reações nos apoios de uma madre da cobertura devido à sobrecarga.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	2,145	0,000
2		0,000	6,169	0,000
3		0,000	5,245	0,000
4		0,000	5,493	0,000
5		0,000	5,425	0,000
6		0,000	5,448	0,000
7		0,000	5,425	0,000
8		0,000	5,493	0,000
9		0,000	5,245	0,000
10		0,000	6,169	0,000
11		0,000	2,145	0,000

$$F_{transm \text{ mad int}} = 6.17 \text{ KN}$$

$$F_{transm \text{ mad ext}} = 3.09 \text{ KN}$$

O caso de carga devido à sobrecarga é o seguinte:

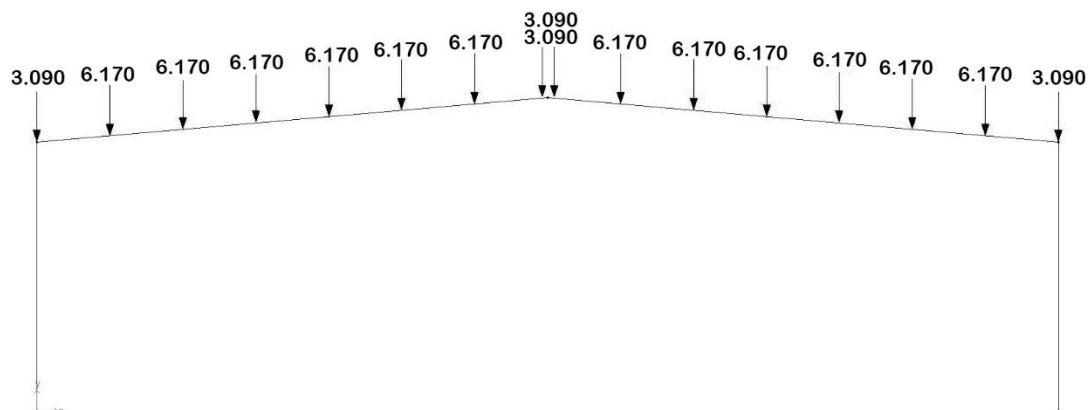


Figura 5.9 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido à sobrecarga.

5.4 Vento

5.4.1 Vento longitudinal

5.4.1.1 Fachadas laterais

A área de influência do vento é igual à distancia entre madres, que corresponde suportar a carga até metade do vão antes e depois da madre. Ou seja, 2.5 metros.

Nesta fachada há 3 zonas A, B e C que têm coeficientes de pressão diferentes.

$$q_A = 658 \times 1.07 \times 2.5 = 1760.15 \text{ N/m (dos 0 aos 4 metros)}$$

$$q_B = 658 \times 0.67 \times 2.5 = 1102.15 \text{ N/m (dos 4 aos 20 metros)}$$

$$q_C = 658 \times 0.37 \times 2.5 = 608.65 \text{ N/m (dos 20 aos 50 metros)}$$



Figura 5.10 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada lateral, devido ao vento longitudinal.

Tabela 5.7 Reações nos apoios de uma madre da fachada lateral, devido ao vento longitudinal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	3,559	0,000
2		0,000	7,748	0,000
3		0,000	4,960	0,000
4		0,000	5,812	0,000
5		0,000	4,240	0,000
6		0,000	2,890	0,000
7		0,000	3,077	0,000
8		0,000	3,061	0,000
9		0,000	2,937	0,000
10		0,000	3,450	0,000
11		0,000	1,200	0,000

$$F_{transm \text{ mad int}} = 7.75 \text{ KN}$$

$$F_{transm \text{ mad ext}} = 3.88 \text{ KN}$$

5.4.1.2 Cobertura

Na madre da extremidade lateral atuam as áreas F, H e I. A área de influência é de $\frac{2.72}{2} = 1.36$ metros

$$q_F = 658 \times 1.47 \times 1.36 = 1315.47 \text{ N/m (dos 0 aos 2 metros)}$$

$$q_H = 658 \times 0.57 \times 1.36 = 510.08 \text{ N/m (dos 2 aos 10 metros)}$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$q_I = 658 \times 0.47 \times 1.36 = 420.59 \text{ N/m (dos 10 aos 50 metros)}$$



Figura 5.11 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura na extremidade, devido ao vento longitudinal.

Tabela 5.8 Reações nos apoios de uma madre da cobertura na extremidade, devido ao vento longitudinal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	2,210	0,000
2		0,000	3,422	0,000
3		0,000	2,108	0,000
4		0,000	2,132	0,000
5		0,000	2,095	0,000
6		0,000	2,106	0,000
7		0,000	2,097	0,000
8		0,000	2,123	0,000
9		0,000	2,027	0,000
10		0,000	2,385	0,000
11		0,000	0,829	0,000

$$F_{transm\ 1madre} = 3.42 \text{ KN}$$

Na segunda madre atuam as mesmas forças. A área de influência é o dobro, então a força transmitida ao pórtico será o dobro.

$$F_{transm\ 2madre} = 6.84 \text{ KN}$$

Na terceira madre atua para além da zona F ($1.36 - 0.44 = 0.92\text{m}$), também a zona G ($0.44 + 1.36 = 1.8$).

$$q_{FG} = 658 \times 1.47 \times 0.92 + 658 \times 1.17 \times 1.8 = 2275.63 \text{ N/m (dos 0 aos 2 metros)}$$

$$q_H = 658 \times 0.57 \times 2.72 = 1020.16 \text{ N/m (dos 2 aos 10 metros)}$$

$$q_I = 658 \times 0.47 \times 2.72 = 841.19 \text{ N/m (dos 10 aos 50 metros)}$$

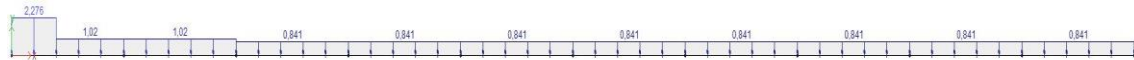


Figura 5.12 Esquema da carga aplicada para a 3ª madre da cobertura, devido ao vento longitudinal.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 5.9 Reações nos apoios da 3ª madre da cobertura, devido ao vento longitudinal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	3,887	0,000
2		0,000	6,623	0,000
3		0,000	4,272	0,000
4		0,000	4,248	0,000
5		0,000	4,194	0,000
6		0,000	4,212	0,000
7		0,000	4,194	0,000
8		0,000	4,247	0,000
9		0,000	4,055	0,000
10		0,000	4,769	0,000
11		0,000	1,659	0,000

$$F_{transm\ 3\ madre} = 6.62\ KN$$

As restantes madres nos primeiros 2 metros terão apenas a influência da zona G. A zona H e I têm a mesma carga calculada anteriormente.

$$\begin{aligned} q_G &= 658 \times 1.17 \times 2.72 = 2094.02\ N/m && \text{(dos 0 aos 2 metros)} \\ q_H &= 1020.16\ N/m && \text{(dos 2 aos 10 metros)} \\ q_I &= 841.19\ N/m && \text{(dos 10 aos 50 metros)} \end{aligned}$$



Figura 5.13 Esquema da carga aplicada para as restantes madres da cobertura, devido ao vento longitudinal.

Tabela 5.10 Reações nos apoios das restantes madres da cobertura, devido ao vento longitudinal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	3,614	0,000
2		0,000	6,510	0,000
3		0,000	4,301	0,000
4		0,000	4,241	0,000
5		0,000	4,196	0,000
6		0,000	4,211	0,000
7		0,000	4,194	0,000
8		0,000	4,247	0,000
9		0,000	4,055	0,000
10		0,000	4,769	0,000
11		0,000	1,659	0,000

$$F_{transm\ rest\ madre} = 6.51\ KN$$

Na madre do cume a área de influência será metade.

$$F_{transm\ cume} = 3.26\ KN$$

O caso de carga devido ao vento longitudinal é o seguinte:

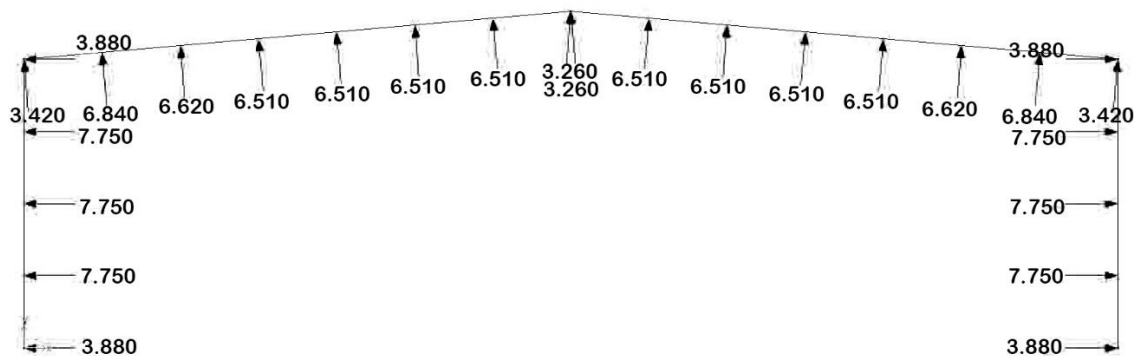


Figura 5.14 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao vento longitudinal.

5.4.2 Vento transversal

5.4.2.1 Fachadas laterais

Fachada a barlavento

A área de influência é 2.5 metros.

$$q_v = 658 \times 0.8 \times 2.5 = 1316 \text{ N/m}$$



Figura 5.15 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada lateral a barlavento, devido ao vento transversal.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 5.11 Reações nos apoios de uma madre da fachada lateral a barlavento, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	2,595	0,000
2		0,000	7,462	0,000
3		0,000	6,344	0,000
4		0,000	6,644	0,000
5		0,000	6,562	0,000
6		0,000	6,589	0,000
7		0,000	6,562	0,000
8		0,000	6,644	0,000
9		0,000	6,344	0,000
10		0,000	7,462	0,000
11		0,000	2,595	0,000

Nas madres intermédias a força transmitida ao pórtico será de:

$$F_{transm\ madr\ int} = 7.46\text{ KN}$$

Nas madres do topo e da base a área de influencia é metade, então a força transmitida será de:

$$F_{transm\ madr\ extr} = 3.73\text{ KN}$$

Fachada a sotavento

$$q_v = 658 \times 0.23 \times 2.5 = 378.35\text{ N/m}$$



Figura 5.16 Esquema da carga aplicada para uma madre da fachada lateral a sotavento, devido ao vento transversal.

Tabela 5.12 Reações nos apoios de uma madre da fachada lateral a sotavento, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	0,746	0,000
2		0,000	2,145	0,000
3		0,000	1,824	0,000
4		0,000	1,910	0,000
5		0,000	1,887	0,000
6		0,000	1,894	0,000
7		0,000	1,887	0,000
8		0,000	1,910	0,000
9		0,000	1,824	0,000
10		0,000	2,145	0,000
11		0,000	0,746	0,000

Nas madres intermédias a força transmitida ao pórtico será de:

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$F_{transm\ matr\ int} = 2.15\ KN$$

Nas madres do topo e da base a força transmitida será de:

$$F_{transm\ matr\ ext} = 1.08\ KN$$

5.4.2.2 Cobertura a Sucção

Na cobertura a área de influência é de 2.72 metros

Cobertura a barlavento

Neste cálculo foi feita uma aproximação, no sentido da segurança, assumindo que as zonas F e G se prolongam até à madre seguinte, ou seja, que tem 2.72 metros em vez de 2.33 metros.

$$q_v = 658 \times 1.61 \times 2.72 = 2881.51\ N/m$$

$$q_v = 658 \times 1.11 \times 2.72 = 1986.63\ N/m$$



Figura 5.17 Esquema da carga aplicada para a madre da extremidade da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Tabela 5.13 Reações nos apoios da madre da extremidade da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	5,831	0,000
2		0,000	14,899	0,000
3		0,000	9,155	0,000
4		0,000	10,143	0,000
5		0,000	9,873	0,000
6		0,000	9,963	0,000
7		0,000	9,873	0,000
8		0,000	10,143	0,000
9		0,000	9,155	0,000
10		0,000	14,899	0,000
11		0,000	5,831	0,000

A carga calculada, referente às zonas F e G é distribuída metade para a madre da extremidade e metade para a segunda madre.

$$F_{transm\ 1madre} = \frac{14.899}{2} = 7.45\ KN$$

Na segunda madre, para além do valor a cima indicado, recai também metade da área de influência na zona H.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$q_v = 658 \times 0.51 \times 2.72 = 912.78 \text{ N/m}$$

A carga na segunda madre será então de

$$q_1 = \frac{2881.51 + 912.78}{2} = 1897.15 \text{ N/m}$$

$$q_2 = \frac{1986.63 + 912.78}{2} = 1449.71 \text{ N/m}$$

$$q_3 = 1897.15 \text{ N/m}$$

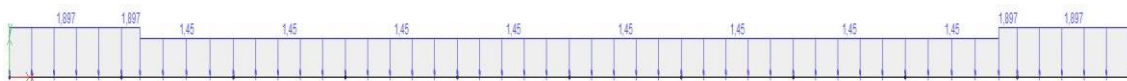


Figura 5.18 Esquema da carga aplicada para a segunda madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Tabela 5.14 Reações nos apoios da segunda madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	3,815	0,000
2		0,000	10,037	0,000
3		0,000	6,778	0,000
4		0,000	7,375	0,000
5		0,000	7,212	0,000
6		0,000	7,267	0,000
7		0,000	7,212	0,000
8		0,000	7,375	0,000
9		0,000	6,778	0,000
10		0,000	10,037	0,000
11		0,000	3,815	0,000

$$F_{transm\ 2madre} = 10.04 \text{ KN}$$

Nas restantes madres apenas atua a zona H

$$q_v = 658 \times 0.51 \times 2.72 = 912.78 \text{ N/m}$$



Figura 5.19 Esquema da carga aplicada para as restantes madres da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 5.15 Reações nos apoios das restantes madres da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	1,800	0,000
2		0,000	5,175	0,000
3		0,000	4,400	0,000
4		0,000	4,608	0,000
5		0,000	4,551	0,000
6		0,000	4,570	0,000
7		0,000	4,551	0,000
8		0,000	4,608	0,000
9		0,000	4,400	0,000
10		0,000	5,175	0,000
11		0,000	1,800	0,000

$$F_{transm} = 5.18 \text{ KN}$$

A madre do cume transmite metade da carga em comparação com as madres centrais.

$$F_{transm \text{ cume}} = 2.59 \text{ KN}$$

Cobertura a sotavento

Nesta cobertura o coeficiente de pressão é sempre constante. A carga suportada é de

$$q_v = 658 \times 0.51 \times 2.72 = 912.78 \text{ N/m}$$



Figura 5.20 Esquema da carga aplicada para uma madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 5.16 Reações nos apoios de uma madre da cobertura a barlavento com sucção, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	1,800	0,000
2		0,000	5,175	0,000
3		0,000	4,400	0,000
4		0,000	4,608	0,000
5		0,000	4,551	0,000
6		0,000	4,570	0,000
7		0,000	4,551	0,000
8		0,000	4,608	0,000
9		0,000	4,400	0,000
10		0,000	5,175	0,000
11		0,000	1,800	0,000

$$F_{transm\ rest\ madres} = 5.175\ KN$$

$$F_{transm\ extrem} = \frac{5.175}{2} = 2.59\ KN$$

O caso de carga devido ao vento transversal com cobertura a sucção é o seguinte:

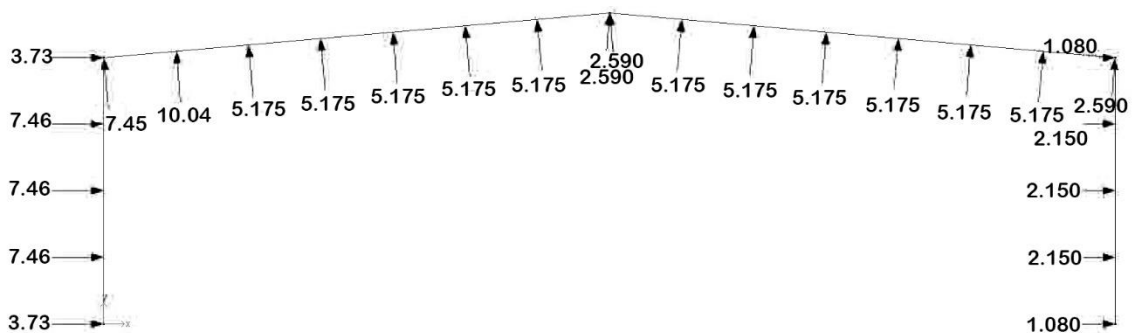


Figura 5.21 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao vento transversal, com cobertura a sucção.

5.4.2.3 Cobertura a Pressão e Sucção

Cobertura a barlavento

Nesta cobertura o coeficiente de pressão é sempre constante.

As madres intermédias suportam um carga de

$$q_v = 658 \times 0.09 \times 2.72 = 161.08\ N/m$$



Figura 5.22 Esquema da carga aplicada para a madre intermédia da cobertura a barlavento com pressão e sucção, devido ao vento transversal.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 5.17 Reações nos apoios de a madre intermédia da cobertura a barlavento com pressão e sucção, devido ao vento transversal.

Joint	Label	Rx' kN	Ry' kN	Rz' kN
1		0,000	0,318	0,000
2		0,000	0,913	0,000
3		0,000	0,776	0,000
4		0,000	0,813	0,000
5		0,000	0,803	0,000
6		0,000	0,807	0,000
7		0,000	0,803	0,000
8		0,000	0,813	0,000
9		0,000	0,776	0,000
10		0,000	0,913	0,000
11		0,000	0,318	0,000

A força transmitida pelas madres intermédias é de:

$$F_{transm\ mad\ int} = 0.913\ KN$$

A força transmitida pelas madres da extremidade e do cume é de:

$$F_{transm\ mad\ ext} = 0.457\ KN$$

Cobertura a barlavento

Nesta cobertura o coeficiente de pressão é sempre constante.

As madres intermédias suportam um carga de:

$$q_v = 658 \times 0.51 \times 2.72 = 912.78\ N/m$$

Como já calculado acima, no caso de sucção, para o qual tínhamos a mesma carga.

$$F_{transm\ mad\ int} = 5.18\ KN$$

$$F_{transm\ extrem} = \frac{5.175}{2} = 2.59\ KN$$

O caso de carga devido ao vento transversal com cobertura a pressão e sucção é o seguinte:

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

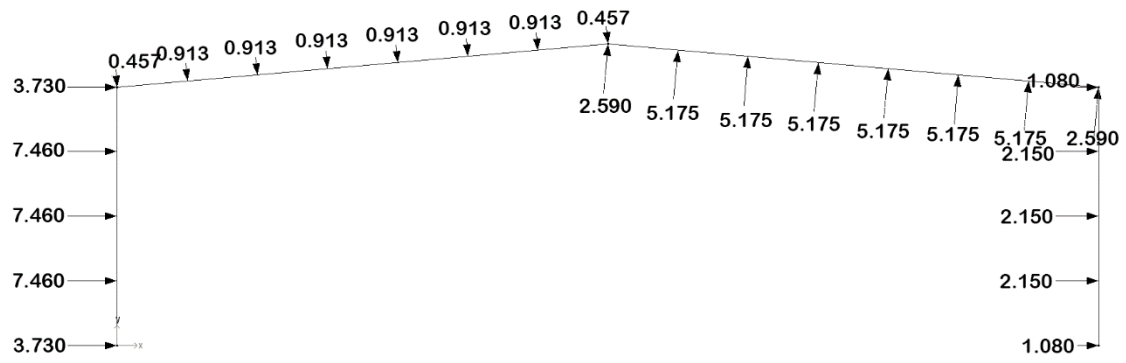


Figura 5.23 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido ao vento transversal, com cobertura a pressão e sucção.

6. Combinações de Ações

Depois de terem sido determinados os casos de carga no capítulo anterior e introduzidos no *multiframe*, criaram-se as combinações de ações. Essas combinações estão representadas na tabela seguinte:

Tabela 6.1 Combinações de ações

Combinação	Ação Permanente	Coefficiente de segurança	Ação Variável Base	Coefficiente de segurança	Ações Variáveis acompanhantes			
1	Peso	1,35	Sobrecarga	1,5	Neve	1,5*0,5	Vento Tr (P+S)	1,5*0,6
2		1,35	Neve	1,5			Vento Tr (P+S)	1,5*0,6
3		1,0	Vento Log	1,5				
4		1,0	Vento Tr (S)	1,5				
5		1,35	Vento Tr (P+S)	1,5	Neve	1,5*0,5		

Após uma análise comparativa no software *multiframe*, concluiu-se que o caso crítico é a combinação 1.

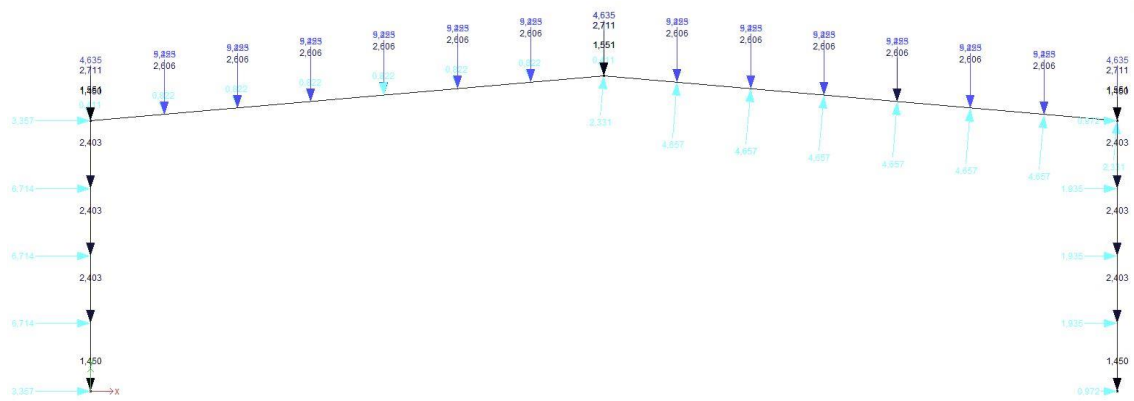


Figura 6.1 Esquema das cargas aplicadas no pórtico devido à combinação de ações 1.

6.1 Diagrama de esforços usando IPE 500

No capítulo 7, inicialmente foram feitos os cálculos de resistência de forma iterativa e chegou-se à solução de usar perfis IPE 500 na travessa e no pilar. Foi então incluído o peso próprio dos perfis na combinação de ações do presente capítulo. Os perfis IPE 500 embora sejam uma solução válida do ponto de vista da resistência, não cumpriram depois o estado limite de utilização. Pelo facto de os perfis IPE 500 terem resistência suficiente, um perfil maior também terá obrigatoriamente, por isso não foi necessário repetir os cálculos de resistência. Posto isto, como forma de se perceber o que foi feito no capítulo 7, em baixo estão representados os diagramas de esforços da combinação 1 incluindo o peso próprio do perfil IPE 500, usados nos cálculos do dimensionamento do pórtico. Posteriormente foi necessário seleccionar perfis maiores para respeitar o estado limite de utilização e foram atualizados os diagramas de esforços com os novos perfis, que são exibidos no final do capítulo 7.

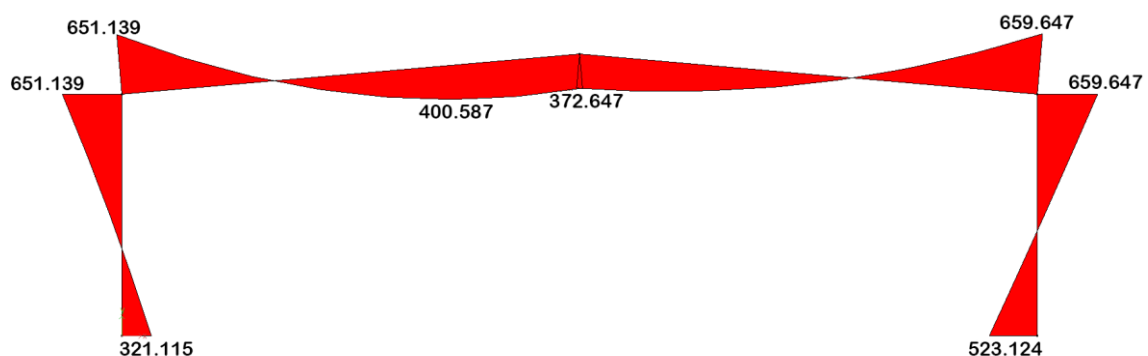


Figura 6.2 Diagrama de momentos fletores da combinação 1, com o perfil IPE 500.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

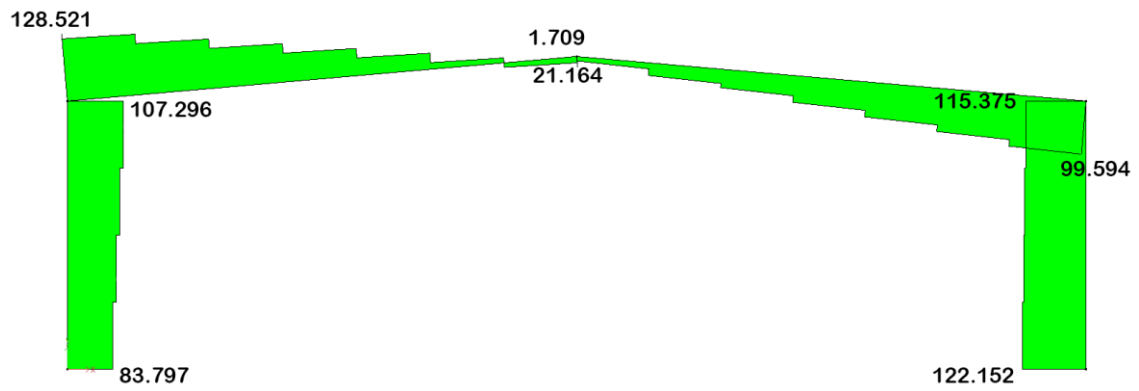


Figura 6.3 Diagrama de esforços de corte da combinação 1, com o perfil IPE 500.

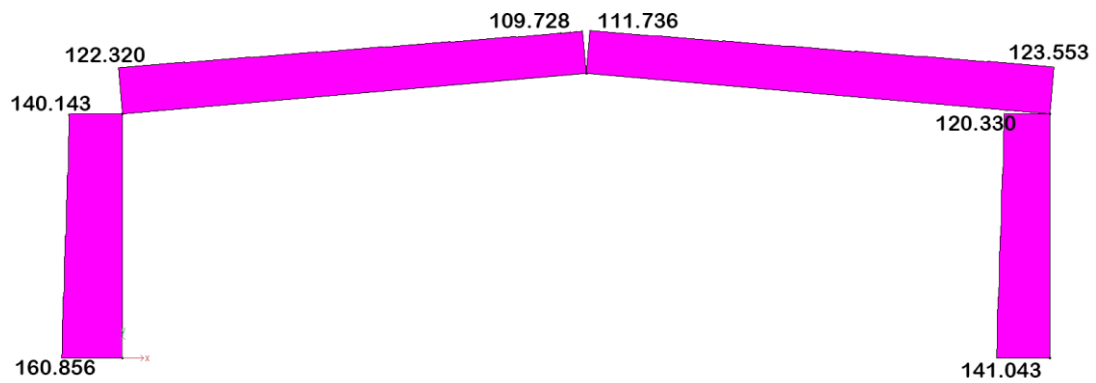


Figura 6.4 Diagrama de esforços normais da combinação 1, com o perfil IPE 500.

7. Dimensionamento do Pórtico

O pórtico é a estrutura resistente principal do pavilhão. É constituído por dois pilares e pela travessa. O pórtico tem de ser resistente o suficiente para resistir à combinação de ações mais gravosa, neste caso a combinação 1 do capítulo 6, e terá de garantir uma flexa nunca maior que a definida pelo critério limite de utilização, mesmo na combinação mais gravosa. Este capítulo é baseado no Eurocódigo 3 [5] e nos apontamentos do professor Reis Gomes [6]. Para toda a estrutura resistente principal foi selecionado aço S355.

7.1 Dimensionamento do perfil da travessa

Foi definido pelo orientador que se iria dimensionar a travessa sem cartela de reforço, isto porque o *software* usado só funciona com elementos lineares.

Na travessa, para a combinação de ações crítica temos os esforços:

$$M_{ed,max} = 659,647 \text{ KN/m}$$

$$N_{ed,max} = 123,553 \text{ KN}$$

Inicialmente efetuou-se o dimensionamento somente à flexão:

$$\sigma_{sd} > \frac{M_{max}}{W}$$

$$355 \times 10^6 > \frac{659647}{W}$$

$$W > 1858,16 \text{ cm}^3$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 7.1 Propriedades dos perfis IPE.

IPE	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												K = I _x mm ⁴
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	$\bar{W}_y$ mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	
					x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶	x 10 ³	x 10 ³		x 10 ⁶
80*	6,0	764	358	284	0,801	20,0	21,4	23,2	32,4	0,085	3,69	5,8	10,5	0,0067
100*	8,1	1030	508	387	1,71	34,2	36,3	39,4	40,7	0,159	5,79	9,2	12,4	0,0115
120*	10,4	1320	631	500	3,18	53,0	55,9	60,8	49,0	0,277	8,65	13,6	14,5	0,0169
140*	12,9	1640	764	626	5,41	77,3	81,3	88,4	57,4	0,449	12,3	19,2	16,5	0,0240
160*	15,8	2010	966	763	8,69	109	114	124	65,8	0,683	16,7	26,1	18,4	0,0353
180*	18,8	2390	1125	912	13,2	146	154	166	74,2	1,01	22,2	34,6	20,5	0,0472
200*	22,4	2850	1400	1070	19,4	194	203	220	82,6	1,42	28,5	44,7	22,4	0,0685
220*	26,2	3340	1588	1240	27,7	252	263	286	91,1	2,05	37,3	58,0	24,8	0,0898
240*	30,7	3910	1914	1430	38,9	324	338	366	99,7	2,84	47,3	74,0	26,9	0,127
270*	36,1	4590	2214	1710	57,9	429	446	484	112	4,20	62,2	97,0	30,2	0,157
300*	42,2	5380	2568	2050	83,6	557	578	628	125	6,04	80,5	125	33,5	0,198
330*	49,1	6260	3081	2390	117,7	713	739	804	137	7,88	98,5	154	35,5	0,276
360*	57,1	7270	3514	2780	162,7	904	937	1020	150	10,4	123	191	37,9	0,371
400*	66,3	8450	4269	3320	231,3	1160	1200	1310	165	13,2	146	229	39,5	0,504
450*	77,6	9880	5085	4090	337,4	1500	1550	1700	185	16,8	176	275	41,2	0,661
500*	90,7	11600	5987	4940	482,0	1930	1990	2200	204	21,4	214	336	43,1	0,886
550	106	13400	7234	5910	671,2	2440	2520	2780	223	26,7	254	401	44,5	1,22
600	122	15600	8378	6970	920,8	3070	3170	3520	243	33,9	308	486	46,6	1,65

Considerou-se que o Perfil IPE no pavilhão a projetar é da classe 1, em que as secções transversais podem formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para a análise plástica, sem redução da sua resistência. (secção 5.5 do Eurocódigo [5]).

De seguida efetuou-se o cálculo de verificação considerando a solicitação de flexão composta com compressão e depois a validação pelo EC3.

$$\sigma_{xx} = \frac{M_f}{W} + \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{659647}{1930 \times 10^{-6}} + \frac{123553}{11600 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{xx} = 352,44 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Verificação pelo EC3:

Como os pilares e as travessas estão sujeitos a flexão composta com compressão, devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Determinação do coeficiente de redução χ

Comprimento da travessa

$$l_y = \frac{38}{2 \times \cos 5} = 19.0726 \text{ m} = 19073 \text{ mm}$$

É considerado de modo conservativo, um coeficiente de correção do comprimento à encurvadura de $\mu = 1$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_y} = \frac{1 \times 19073}{204} = 93.495$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210 \times 10^9}{355 \times 10^6}} = 76.049$$

A esbelteza normalizada é

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{93.495}{76.409} = 1.229$$

Curva de encurvadura	a ₀	a	b	c	d
Factor de imperfeição α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 7.1 Fatores de imperfeição α para as curvas de encurvadura

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

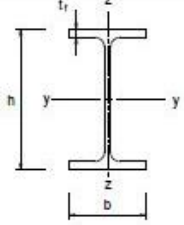
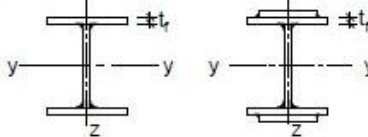
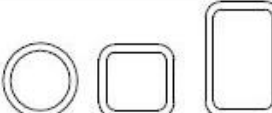
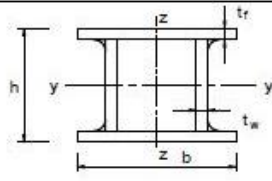
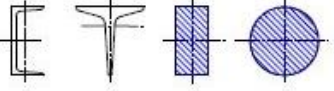
Secção transversal		Limites	Encurvadura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Perfis I soldados		$t_f \leq 40 \text{ mm}$		y-y z-z	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$		y-y z-z	c d
Secções tubulares		acabadas a quente		qualquer	a a ₀
		enformadas a frio		qualquer	c c
Secções em caixão soldadas		em geral (excepto como abaixo indicado)		qualquer	b b
		soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$		qualquer	c c
Perfis U, T e secções cheias				qualquer	c c
Cantoneiras				qualquer	b b

Figura 7.2 Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal.

Para o perfil IPE 500

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5$$

$$\frac{h}{b} > 1.2$$

$$t_f = 16 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Encurvadura segundo y-y

Curva de encurvadura – a

Fator de imperfeição $\alpha = 0.21$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1.363$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.512$$

Encurvadura segundo z-z

No eixo z-z o comprimento para o cálculo é equivalente à distância entre madres, uma vez que estas oferecem resistência à encurvadura nesta direção, como é exemplificado na imagem seguinte.

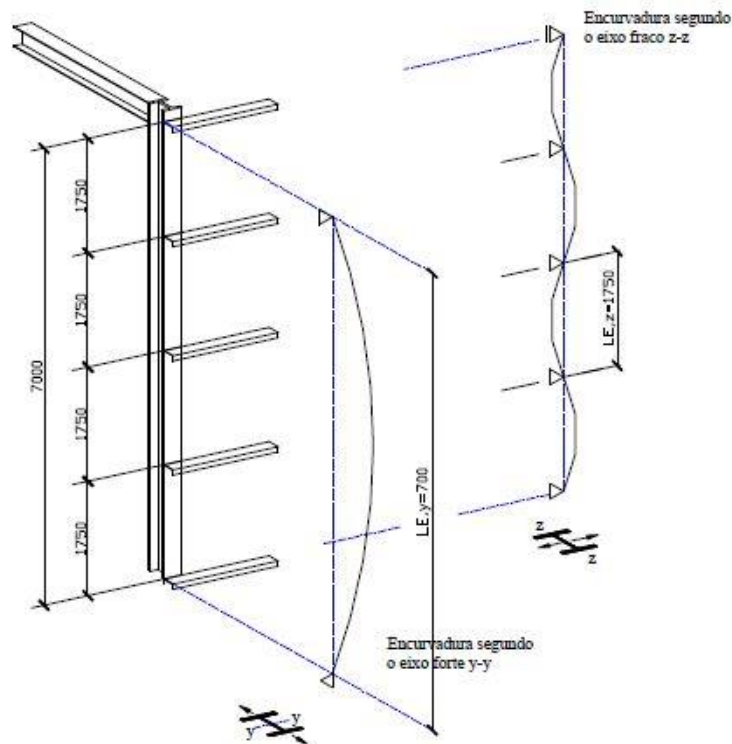


Figura 7.3 Exemplo de comprimentos de encurvadura

$$\lambda_z = \frac{l_{e,z}}{i_z} = \frac{1 \times 2720}{43.1} = 63.109$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{63.109}{76.409} = 0.826$$

Curva de encurvadura – b

Fator de imperfeição $\alpha = 0.34$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.948$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.708$$

Encurvadura lateral (bambeamento)

A encurvadura lateral é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de deformações transversais ao plano em que atuam os esforços de flexão, devido às tensões de compressão.

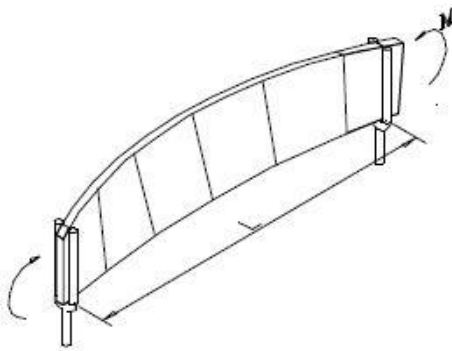


Figura 7.4 Exemplo de encurvadura lateral numa viga em flexão simples.

Determinação do coeficiente χ_{LT}

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

<i>Secção transversal</i>	<i>Limites</i>	<i>Curva de encurvadura</i>
<i>Secções em I laminadas</i>	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
<i>Secções em I soldadas</i>	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
<i>Outras secções transversais</i>	-	d

Figura 7.5 Curvas de encurvadura lateral recomendadas para secções transversais.

<i>Curva de encurvadura</i>	a	b	c	d
<i>Factor de imperfeição α_{LT}</i>	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 7.6 Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral.

$h/b=2.5$

curva de encurvadura b

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

No caso de uma viga de secção constante, bi-simétrica e carregada no seu centro de torção, o momento crítico de bambeamento é dado por:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{e,z}^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{e,z}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5}$$

$$l_{e,z} = 19.073m$$

De modo conservativo consideraram-se os fatores de rotação e empenamento na extremidade da viga, com o valor 1.

$$k = 1$$

$$k_w = 1$$

$$I_w = \frac{I_y \cdot h_m^2}{4} = \frac{482.0 \times 10^{-6} \cdot 0.484^2}{4} = 28.228 \times 10^{-6} m^6$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$h_m = h - t_f = 0.500 - 0.0115 = 0.484m$$

$$I_T = \frac{2b \cdot t_f^3 + (h - 2t_f) \cdot t_w^3}{3} = \frac{2 \times 0.2 \cdot 0.016^3 + (0.5 - 2 \times 0.016) \cdot 0.0102^3}{3} = 0.712 \times 10^{-6} m^3$$

C_1 – Coeficiente que depende da forma do diagrama de momentos fletores e das condições de apoio na peça.

Loading and support conditions	Bending moment diagram	Value of k	Values of factors		
			C_1	C_2	C_3
	$\psi = +1$	1.0 0.7 0.5	1.000 1.000 1.000	-	1.000 1.113 1.144
	$\psi = +\frac{1}{4}$	1.0 0.7 0.5	1.141 1.270 1.305	-	0.998 1.565 2.283
	$\psi = +\frac{1}{2}$	1.0 0.7 0.5	1.323 1.473 1.514	-	0.992 1.556 2.271
	$\psi = +\frac{3}{4}$	1.0 0.7 0.5	1.563 1.739 1.788	-	0.977 1.531 2.235
	$\psi = 0$	1.0 0.7 0.5	1.879 2.092 2.150	-	0.939 1.473 2.150
	$\psi = -\frac{1}{4}$	1.0 0.7 0.5	2.281 2.538 2.609	-	0.855 1.340 1.957
	$\psi = -\frac{1}{2}$	1.0 0.7 0.5	2.704 3.009 3.093	-	0.676 1.059 1.546
	$\psi = -\frac{3}{4}$	1.0 0.7 0.5	2.927 3.009 3.093	-	0.366 0.575 0.837
	$\psi = -1$	1.0 0.7 0.5	2.752 3.063 3.149	-	0.000 0.000 0.000

Figura 7.7 Valores dos fatores C_1 , C_2 e C_3 em função do valor k.

$$\psi_f = \frac{-372.6}{659.6} = -0.565$$

Por interpolação do quadro F1.1 obtemos

$$C_1 = 2.762$$

$$M_{cr} = 2.762 \times \frac{\pi^2 \cdot 210 \times 10^9 \cdot 21.4 \times 10^{-6}}{19.073^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{28.228 \times 10^{-6}}{21.4 \times 10^{-6}} + \frac{19.073^2 \cdot 80 \times 10^9 \cdot 0.712 \times 10^{-6}}{\pi^2 \cdot 210 \times 10^9 \cdot 21.4 \times 10^{-6}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 450.078 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2200 \times 10^{-6} \cdot 355 \times 10^6}{450078}} = 1.317$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.34(1.317 - 0.2) + 1.317^2] = 1.557$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.419$$

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 11600 \times 10^{-6} \cdot 355 \times 10^6 = 4118 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 2200 \times 10^{-6} \cdot 355 \times 10^6 = 781.0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 123.55 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 659.65 \text{ kNm}$$

Foi adotado um coeficiente parcial de segurança de $\gamma_{M1} = 1$

Determinou-se k_{yy} e k_{zy} pelo segundo método apresentado no anexo B do EC3 de 2010.

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy}$$

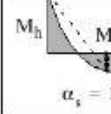
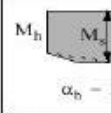
Diagrama de momentos	Domínio de aplicação	C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
		Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s / M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_b = M_h / M_s$	$0 \leq \alpha_b \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_b$
	$-1 \leq \alpha_b < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_b$
	$-1 \leq \alpha_b < 0$	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_b(1+2\psi)$

Figura 7.8 Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m

$$\psi = \frac{-372.6}{659.6} = -0.565$$

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{-103.7}{659.6} = -0.157$$

$$C_{my} = 0.1 \cdot (1 - \psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.1 \cdot (1 - (-0.565)) - 0.8 \cdot (-0.157) = 0.282 \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.4$$

$$k_{yy} = 0.4 \cdot \left(1 + (1.229 - 0.2) \frac{123550}{0.512 \frac{4118 \times 10^3}{1}} \right) \leq 0.4 \cdot \left(1 + 0.8 \frac{123550}{0.512 \frac{4118 \times 10^3}{1}} \right)$$

$$k_{yy} = 0.424 \leq 0.419$$

$$k_{yy} = 0.419$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot 0.419 = 0.251$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{123550}{0.512 \frac{4118000}{1}} + 0.419 \frac{659650}{0.419 \frac{781000}{1}} \leq 1 = 0.903 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{123550}{0.708 \frac{4118000}{1}} + 0.251 \frac{659650}{0.419 \frac{781000}{1}} \leq 1 = 0.548 \leq 1$$

Conclui-se assim que o perfil IPE 500 cumpre o código EC3.

7.2 Dimensionamento do perfil do pilar

O Pilar mais solicitado é o do lado direito.

$$Mt = 659,647 \text{ KN/m}$$

$$P = 120,330 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sd} = 355 \text{ MPa}$$

Dimensionamento somente à flexão:

$$\sigma_{sd} > \frac{M_{max}}{W}$$

$$355 \times 10^6 > \frac{659647}{W}$$

$$W > 1858,16 \text{ cm}^3$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 7.2 Propriedades dos perfis IPE.

IPE	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												K = I _x mm ⁴
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	$\bar{W}_y$ mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	
					$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^6$	$\times 10^3$	$\times 10^3$		$\times 10^6$
80*	6,0	764	358	284	0,801	20,0	21,4	23,2	32,4	0,085	3,69	5,8	10,5	0,0067
100*	8,1	1030	508	387	1,71	34,2	36,3	39,4	40,7	0,159	5,79	9,2	12,4	0,0115
120*	10,4	1320	631	500	3,18	53,0	55,9	60,8	49,0	0,277	8,65	13,6	14,5	0,0169
140*	12,9	1640	764	626	5,41	77,3	81,3	88,4	57,4	0,449	12,3	19,2	16,5	0,0240
160*	15,8	2010	966	763	8,69	109	114	124	65,8	0,683	16,7	26,1	18,4	0,0353
180*	18,8	2390	1125	912	13,2	146	154	166	74,2	1,01	22,2	34,6	20,5	0,0472
200*	22,4	2850	1400	1070	19,4	194	203	220	82,6	1,42	28,5	44,7	22,4	0,0685
220*	26,2	3340	1588	1240	27,7	252	263	286	91,1	2,05	37,3	58,0	24,8	0,0898
240*	30,7	3910	1914	1430	38,9	324	338	366	99,7	2,84	47,3	74,0	26,9	0,127
270*	36,1	4590	2214	1710	57,9	429	446	484	112	4,20	62,2	97,0	30,2	0,157
300*	42,2	5380	2568	2050	83,6	557	578	628	125	6,04	80,5	125	33,5	0,198
330*	49,1	6260	3081	2390	117,7	713	739	804	137	7,88	98,5	154	35,5	0,276
360*	57,1	7270	3514	2780	162,7	904	937	1020	150	10,4	123	191	37,9	0,371
400*	66,3	8450	4269	3320	231,3	1160	1200	1310	165	13,2	146	229	39,5	0,504
450*	77,6	9880	5085	4090	337,4	1500	1550	1700	185	16,8	176	275	41,2	0,661
500*	90,7	11600	5987	4940	482,0	1930	1990	2200	204	21,4	214	336	43,1	0,886
550	106	13400	7234	5910	671,2	2440	2520	2780	223	26,7	254	401	44,5	1,22
600	122	15600	8378	6970	920,8	3070	3170	3520	243	33,9	308	486	46,6	1,65

Verificação considerando a solicitação de flexão composta com compressão:

$$\sigma_{xx} = \frac{M_f}{W} + \frac{N}{A}$$

$$\sigma_{xx} = \frac{659647}{1930 \times 10^{-6}} + \frac{120330}{11600 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{xx} = 352,16 \text{ MPa} < 355 \text{ MPa}$$

Verificação pelo EC3:

Como os pilares e as travessas estão sujeitos a flexão composta com compressão, devem satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Determinação do coeficiente de redução χ

Para a determinação do comprimento de cálculo á encurvadura do pilar usou-se a norma NBE-EA-95. Aproximou-se a um caso de estrutura de pórtico simples de um piso.

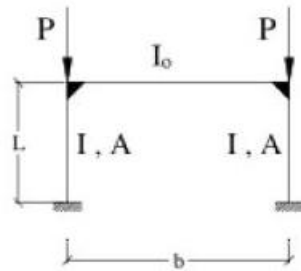


Figura 7.9 Esquema da simplificação efetuada para obter β

$$m = \frac{P_1}{P} = \frac{120330}{140143} = 0.859$$

$$c = \frac{I \cdot b}{I_0 \cdot L} = \frac{482 \times 10^{-6} \cdot 38}{482 \times 10^{-6} \cdot 10} = 3.8$$

$$s = \frac{4 \cdot I}{b^2 \cdot A} = \frac{4 \cdot 482 \times 10^{-6}}{38^2 \cdot 11600 \times 10^{-6}} = 0.115 \times 10^{-3}$$

$$\beta = \sqrt{0.51 \cdot (1 + m)} \times \sqrt{1 + 0.35(c + 6s) + 0.017 \cdot (c + 6s)^2} = 1.562$$

$$l_{e,y} = \beta \cdot l = 1.562 \cdot 10 = 15.62 \text{ m}$$

Para o perfil IPE 500

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{200} = 2.5$$

$$\frac{h}{b} > 1.2$$

$$t_f = 16\text{mm} < 40\text{mm}$$

Encurvadura segundo y-y

Curva de encurvadura – a

Fator de imperfeição $\alpha = 0.21$

$$\lambda_y = \frac{l_{e,y}}{i_y} = \frac{15620}{204} = 76.569$$

$$\lambda_1 = 76.409$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{76.569}{76.409} = 1.002$$

$$\phi_y = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2 \right] = 1.086$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0.665$$

Encurvadura segundo z-z

Curva de encurvadura – b

Fator de imperfeição $\alpha = 0.34$

No eixo z-z o comprimento para o cálculo é equivalente à distância entre madres.

$$\lambda_z = \frac{l_{e,z}}{i_z} = \frac{1 \times 2500}{43.1} = 58.005$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{58.005}{76.409} = 0.759$$

$$\phi_z = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.883$$

$$\chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0.749$$

Encurvadura lateral (bambeamento)

$h/b=2.5$

curva de encurvadura b

$$\alpha_{LT} = 0.34$$

Como se trata do mesmo perfil usado na travessa, os momentos de inercia são os mesmo, já calculados anteriormente:

$$I_w = 28.228 \times 10^{-6} m^6$$

$$I_T = 0.712 \times 10^{-6} m^3$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{l_{e,z}^2} \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{l_{e,z}^2 \cdot G \cdot I_T}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} \right]^{0.5}$$

$$l_{e,z} = 10 m$$

De modo conservativo consideraram-se os fatores de rotação e empenamento na extremidade da viga, com o valor 1.

$$k = 1$$

$$k_w = 1$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

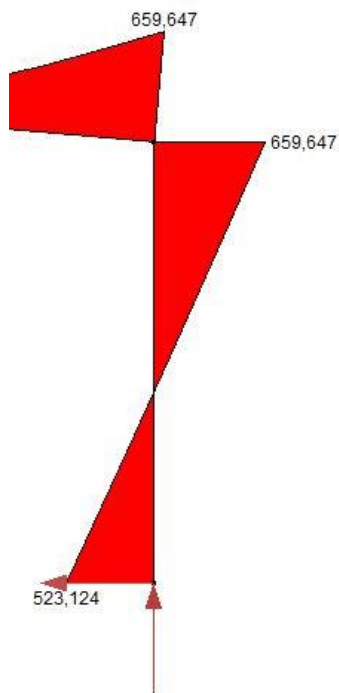


Figura 7.10 Diagrama de momentos fletores no pilar.

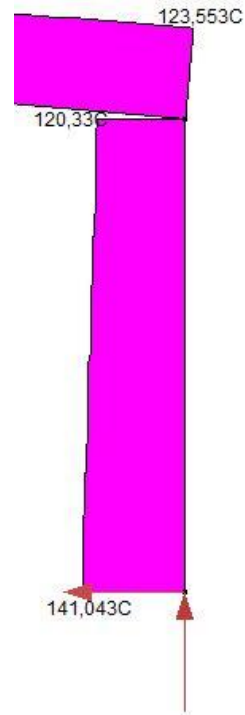


Figura 7.11 Diagrama de esforços normais no pilar.7

$$\psi_f = \frac{-523.124}{659.6} = -0.793$$

Por interpolação do quadro F1.1 obtivemos

$$C_1 = 2.897$$

$$M_{cr} = 2.897 \times \frac{\pi^2 \cdot 210 \times 10^9 \cdot 21.4 \times 10^{-6}}{15.62^2} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{28.228 \times 10^{-6}}{21.4 \times 10^{-6}} + \frac{15.62^2 \cdot 80 \times 10^9 \cdot 0.712 \times 10^{-6}}{\pi^2 \cdot 210 \times 10^9 \cdot 21.4 \times 10^{-6}} \right]^{0.5}$$

$$M_{cr} = 672.871 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{2200 \times 10^{-6} \cdot 355 \times 10^6}{672871}} = 1.077$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + 0.34(1.077 - 0.2) + 1.077^2] = 1.229$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.229 + \sqrt{1.229^2 - 1.077^2}} = 0.549$$

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 11600 \times 10^{-6} \cdot 355 \times 10^6 = 4118 \text{ kN}$$

$$M_{y,Rk} = W_{pl,y} \cdot f_y = 2200 \times 10^{-6} \cdot 355 \times 10^6 = 781.0 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 120.33 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 659.65 \text{ kNm}$$

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0.2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) \leq C_{my} \cdot \left(1 + 0.8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot k_{yy}$$

$$\psi = \frac{-523.124}{659.6} = -0.793$$

$$\alpha_s = \frac{M_s}{M_h} = \frac{77.94}{659.65} = -0.118$$

$$C_{my} = 0.1 \cdot (1 - \psi) - 0.8 \cdot \alpha_s \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.1 \cdot (1 - (-0.793)) - 0.8 \cdot (-0.118) = 0.274 \geq 0.4$$

$$C_{my} = 0.4$$

$$k_{yy} = 0.4 \cdot \left(1 + (1.002 - 0.2) \frac{120330}{0.665 \frac{4118 \times 10^3}{1}} \right) \leq 0.4 \cdot \left(1 + 0.8 \frac{120330}{0.665 \frac{4118 \times 10^3}{1}} \right)$$

$$k_{yy} = 0.414 \leq 0.414$$

$$k_{yy} = 0.414$$

$$k_{zy} = 0.6 \cdot 0.414 = 0.248$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{120330}{0.665 \frac{4118000}{1}} + 0.414 \frac{659650}{0.549 \frac{781000}{1}} \leq 1 = 0.681 \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{123550}{0.749 \frac{4118000}{1}} + 0.248 \frac{659650}{0.549 \frac{781000}{1}} \leq 1 = 0.421 \leq 1$$

Conclui-se assim que o perfil IPE 500 cumpre o código EC3.

7.3 Verificação do Estado Limite de Utilização

O estado limite de utilização é definido em Anexo Nacional na secção NA-7.2 do Eurocódigo [5].

A travessa tem de garantir um deslocamento vertical (flecha) máximo:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{200} = \frac{38145}{200} = 190.726 \text{ mm}$$

Para o pilar tem de garantir um deslocamento horizontal máximo. Considerou-se que o pavilhão não pode conter aparelhos de elevação.

$$\delta_{max} \leq \frac{h}{150} = \frac{10000}{150} = 66.667 \text{ mm}$$

Através do *software multiframe*, foram analisados os deslocamentos.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

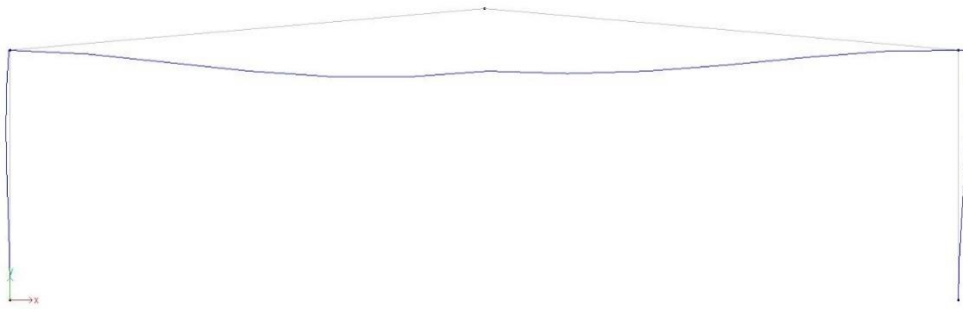


Figura 7.12 Representação da deformação no pórtico, provocado pela combinação 1.

Tabela 7.3 Valores dos deslocamentos nos nós do pórtico.

Joint	dx' mm	dy' mm
1	0,000	0,000
2	-9,344	-0,646
3	0,000	0,000
4	63,720	-0,560
5	27,192	-429,209

Verifica-se que o deslocamento vertical no cume da cobertura ultrapassa o limite admissível. Foram seleccionados perfis maiores e verificados os deslocamentos, até que se chegou à solução ideal de usar perfis IPE 750*137 na travessa e perfis IPE 600 nos pilares.

Tabela 7.4 Valores dos deslocamentos nos nós para o pórtico com perfis IPE 750 e 600.

Joint	dx' mm	dy' mm
1	0,000	0,000
2	-3,154	-0,522
3	0,000	0,000
4	25,732	-0,463
5	11,292	-172,919

Verifica-se que esta solução cumpre o estado limite de utilização.

Uma vez seleccionados novos perfis, **IPE 750*137 para a travessa e IPE600 para os pilares**, procedeu-se à determinação dos diagramas de esforços atualizados, contando com o peso próprio dos novos perfis nas combinações de ações, que estão representados nas figuras seguintes.

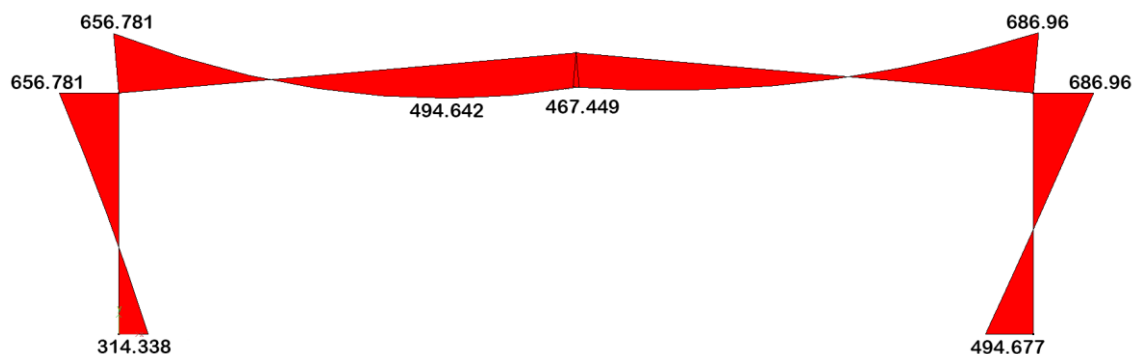


Figura 7.13 Diagrama de momentos fletores da combinação 1.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

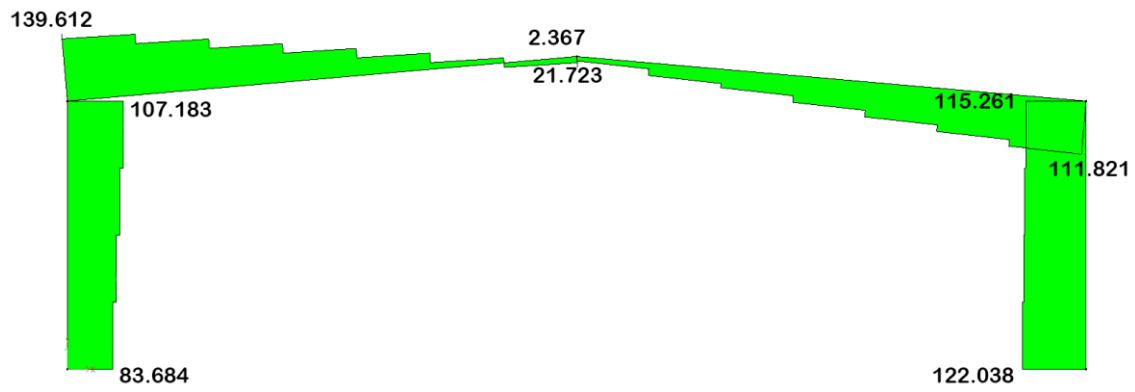


Figura 7.14 Diagrama de esforços de corte da combinação 1.

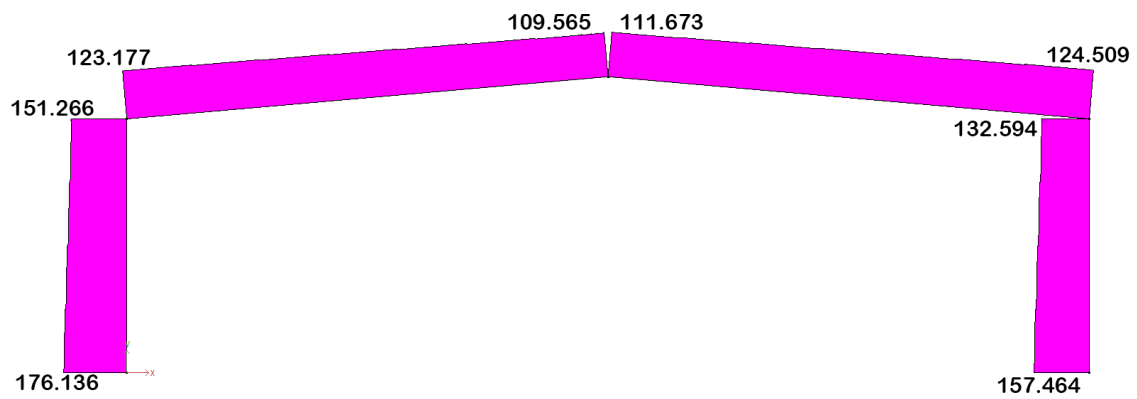


Figura 7.15 Diagrama de esforços normais da combinação 1.

8. Dimensionamento dos Pilares da fachada de empena

Sobre os pilares de empena recaem as ações do vento, peso das madres e peso dos painéis. Foi feito o dimensionamento para o pilar central, uma vez que se concluiu que era o caso crítico, quando sopra o vento longitudinal.

No caso da ação do vento, a área de influência do vento é igual à distância entre os pilares, ou seja, 4.75m. Como simplificação, considerou-se por excesso, que a área de influência no pilar central, caso crítico, era uma área retangular perfeita.

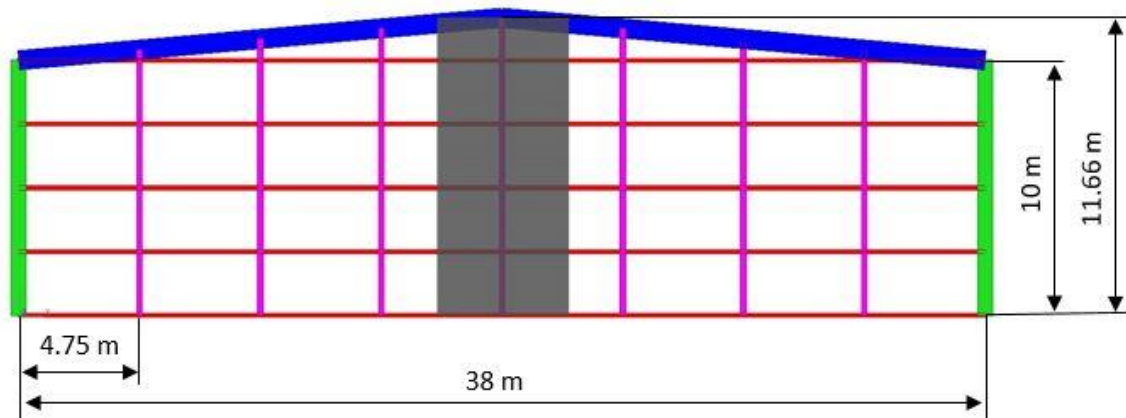
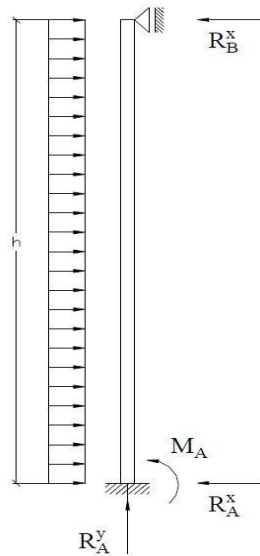


Figura 8.1 Área de influência em cada madre na fachada de empena.

O esquema de fixação adotado é encastramento na base e um apoio simples no topo, conforme a Figura 8.2.



Segundo os apontamentos do professor Reis Gomes [6], as reações podem ser obtidas pelas seguintes formas:

$$R_A^x = \frac{5}{8} q \cdot L$$

$$R_B^x = \frac{3}{8} q \cdot L$$

$$M_A^z = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Neste caso optou-se por seguir este procedimento, em detrimento da utilização do *software*.

Figura 8.2 Esquema estático usado para os pilares da fachada de empena

A carga provocada pelo vento no pilar, por unidade de comprimento é:

$$q_v = 0.83 \times 658 \times 4.75 = 2.594 \text{ kN/m}$$

$$L = 10 + 19 \times \tan 5 = 11.662 \text{ m}$$

$$R_A^x = 18.907 \text{ kN}$$

$$R_B^x = 11.344 \text{ kN}$$

$$M_A^z = 44.098 \text{ kNm}$$

O momento majorado com o coeficiente de segurança é de:

$$M_{Rd} = 44.098 \times 1.5 = 66.148 \text{ kNm}$$

$$f_y = \frac{M}{W_y}$$

$$W_y > \frac{66148}{355 \times 10^6} = 186 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

Tabela 8.1 Propriedades dos perfis IPE.

IPE	m kg/m	Statische Werte / Valeurs statiques												
		A mm ²	A _v mm ²	A _w mm ²	I _y mm ⁴	W _{ely} mm ³	$\bar{W}_y$ mm ³	W _{ply} mm ³	i _y mm	I _z mm ⁴	W _{elz} mm ³	W _{plz} mm ³	i _z mm	K = I _x mm ⁴
					× 10 ⁶	× 10 ³	× 10 ³	× 10 ³		× 10 ⁶	× 10 ³	× 10 ³		× 10 ⁶
80*	6,0	764	358	284	0,801	20,0	21,4	23,2	32,4	0,085	3,69	5,8	10,5	0,0067
100*	8,1	1030	508	387	1,71	34,2	36,3	39,4	40,7	0,159	5,79	9,2	12,4	0,0115
120*	10,4	1320	631	500	3,18	53,0	55,9	60,8	49,0	0,277	8,65	13,6	14,5	0,0169
140*	12,9	1640	764	626	5,41	77,3	81,3	88,4	57,4	0,449	12,3	19,2	16,5	0,0240
160*	15,8	2010	966	763	8,69	109	114	124	65,8	0,683	16,7	26,1	18,4	0,0353
180*	18,8	2390	1125	912	13,2	146	154	166	74,2	1,01	22,2	34,6	20,5	0,0472
200*	22,4	2850	1400	1070	19,4	194	203	220	82,6	1,42	28,5	44,7	22,4	0,0685
220*	26,2	3340	1588	1240	27,7	252	263	286	91,1	2,05	37,3	58,0	24,8	0,0898
240*	30,7	3910	1914	1430	38,9	324	338	366	99,7	2,84	47,3	74,0	26,9	0,127
270*	36,1	4590	2214	1710	57,9	429	446	484	112	4,20	62,2	97,0	30,2	0,157
300*	42,2	5380	2568	2050	83,6	557	578	628	125	6,04	80,5	125	33,5	0,198
330*	49,1	6260	3081	2390	117,7	713	739	804	137	7,88	98,5	154	35,5	0,276
360*	57,1	7270	3514	2780	162,7	904	937	1020	150	10,4	123	191	37,9	0,371
400*	66,3	8450	4269	3320	231,3	1160	1200	1310	165	13,2	146	229	39,5	0,504
450*	77,6	9880	5085	4090	337,4	1500	1550	1700	185	16,8	176	275	41,2	0,661
500*	90,7	11600	5987	4940	482,0	1930	1990	2200	204	21,4	214	336	43,1	0,886
550	106	13400	7234	5910	671,2	2440	2520	2780	223	26,7	254	401	44,5	1,22
600	122	15600	8378	6970	920,8	3070	3170	3520	243	33,9	308	486	46,6	1,65

Escolheu-se o perfil IPE 200.

8.1 Verificação do estado limite ultimo

Para a verificação do estado limite ultimo são também contabilizados os esforços de compressão provocados pelo peso dos painéis, das madres e peso próprio.

Peso dos painéis:

$$m = 10.16 \text{ kg/m}$$

$$P = 10.16 \times 9.81 \times 11.662 = 1.162 \text{ kN}$$

Peso das madres:

$$m = 6.61 \text{ kg/m}$$

$$P = 6.61 \times 9.81 \times 4.75 \times 5 = 1.540 \text{ kN}$$

Peso do pilar

$$m = 22.4 \text{ kg/m}$$

$$P = 22.4 \times 9.81 \times 11.662 = 2.562 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1.5 \times (1.162 + 1.540 + 2.562) = 7.896 \text{ kN}$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$\sigma_{sd} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{66148}{194 \times 10^{-6}} + \frac{7896}{2850 \times 10^{-6}} = 343.7 \text{ MPa} \leq 355 \text{ MPa}$$

9. Dimensionamento dos contraventamentos

Os contraventamentos servem para estabilizar longitudinalmente o pavilhão, transmitindo os esforços provocados pelo vento na fachada de empena às fundações. São colocados entre o primeiro e o segundo pórtico, nas duas fachadas de empena.

O dimensionamento foi feito para perfis ROR.

9.1 Contraventamentos da cobertura

Este contraventamento suporta diretamente os esforços dos pilares de empena provocados pela ação do vento. O contraventamento foi projetado para ser montado no plano da cobertura, entre as travessas dos pórticos com uma viga articulada em cruz de St. André.

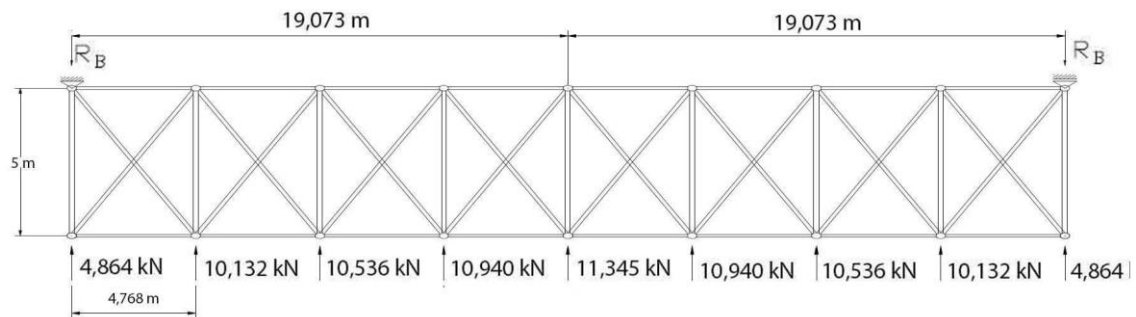


Figura 9.1 Esquema do contraventamento da cobertura.

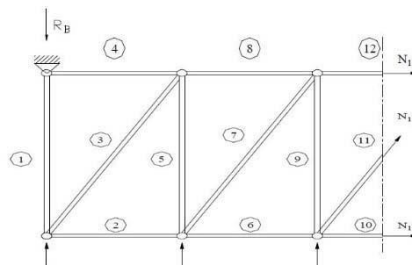


Figura 9.2 Simplificação do contraventamento da cobertura para vida de Pratt, com a fachada de empena a compressão.

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

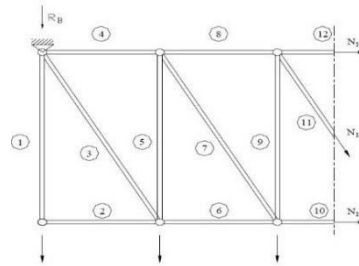


Figura 9.3 Simplificação do contraventamento da cobertura para vida de Pratt, com a fachada de empena a sucção.

O dimensionamento é feito tendo por base uma viga de Pratt isostática, uma vez que para cada direção do vento, é esforçada uma das diagonais à tração. No caso do vento longitudinal, é exercida pressão sobre a fachada (Figura 9.2), enquanto que no vento transversal é exercida sucção (Figura 9.3). Em cada uma das imagens está representada a diagonal que funciona à tração. Assim garante-se que a viga trabalha sempre com uma diagonal à tração, sendo por isso as diagonais dimensionadas somente à tração e os montantes à compressão.

A carga do vento já foi calculada no capítulo anterior. $q_v = 2.594 \text{ kN/m}$

As ações provocadas por cada pilar de empena na viga articulada são:

Pilar 1 e 9

$$R_1 = \frac{3}{8} \times \frac{2.594}{2} \times 10 = 4.864 \text{ kN}$$

Pilar 2 e 8

$$R_2 = \frac{3}{8} \times 2.594 \times (10 + 4.75 \times \tan 5) = 10.132 \text{ kN}$$

Pilar 3 e 7

$$R_3 = \frac{3}{8} \times 2.594 \times (10 + 2 \times 4.75 \times \tan 5) = 10.536 \text{ kN}$$

Pilar 4 e 6

$$R_4 = \frac{3}{8} \times 2.594 \times (10 + 3 \times 4.75 \times \tan 5) = 10.940 \text{ kN}$$

Pilar 5

$$R_5 = \frac{3}{8} \times 2.594 \times (10 + 4 \times 4.75 \times \tan 5) = 11.345 \text{ kN}$$

$$h = 5 \text{ m}$$

$$d = \frac{4.75}{2} = 4.768 \text{ m}$$

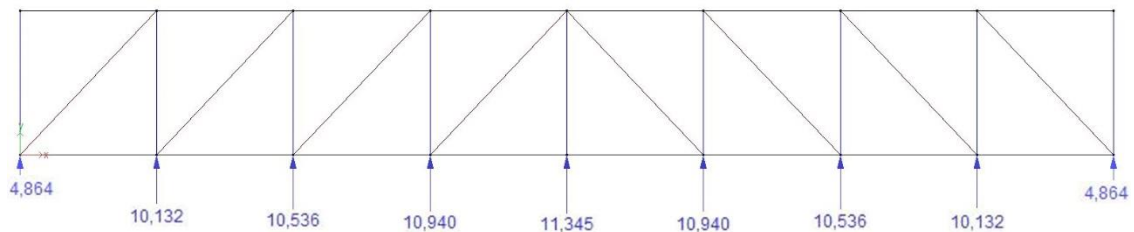


Figura 9.4 Representação das cargas aplicadas sobre o contraventamento da cobertura.

Os esforços normais estão representados na seguinte figura:

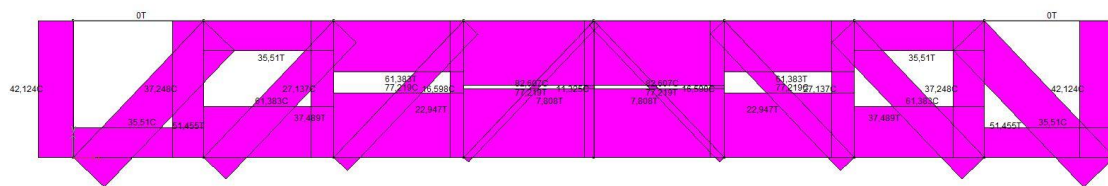


Figura 9.5 Diagrama de esforços normais do contraventamento da cobertura.

Tabela 9.1 Esforços máximos no contraventamento da cobertura.

Os valores máximos são:

Montante	42.124 kN - Compressão
Diagonal	51.455 kN - Tração
RA	42.145 kN
RB	42.145 kN

9.1.1 Dimensionamento dos montantes

A carga majorada com o coeficiente de segurança de 1.5 será de

$$N_{Ed} = 1.5 \times 42.124 = 63.186 \text{ kN}$$

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

$$f_y = \frac{N}{A} \Leftrightarrow 355 \times 10^6 = \frac{63186}{A} \Rightarrow A > 177.99 \text{ mm}^2$$

$$\lambda_{max} = \frac{l_e}{i_{min}} \Leftrightarrow 180 = \frac{1 \times 5000}{i_{min}} \Rightarrow i_{min} = 27.78mm$$

De seguida foi feita a verificação segundo o EC3 de forma iterativa até se chegar a um perfil válido. O perfil escolhido foi o ROR 95 *3.2

Tabela 9.2 Propriedades do perfil ROR 95*3.2

ROR 95 *3.2	
$A [mm^2]$	923
$i [mm]$	32.5

Segundo o EC3, para resistência a encurvadura, deve verificar-se a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\gamma_{M1} = 1$$

Determinação do coeficiente de redução χ

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{1 \times 5000}{32.5} = 153.846$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210 \times 10^9}{355 \times 10^6}} = 76.049$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{153.846}{76.409} = 2.013$$

Curva de encurvadura – a

Fator de imperfeição $\alpha = 0.21$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.21(2.013 - 0.2) + 2.013^2] = 2.717$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{3.039 + \sqrt{3.039^2 - 2.160^2}} = 0.220$$

$$N_{b,Rd} = \chi \frac{Af_y}{\gamma_{M1}} = 0.220 \frac{923 \cdot 10^{-6} \times 355 \cdot 10^{-6}}{1} = 72.086 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = \frac{63.186}{72.086} = 0.876 \leq 1$$

Verifica-se que o perfil ROR 95 *3.2 é o indicado para o dimensionamento dos montantes.

9.1.2 Dimensionamento das diagonais

$$N_{Ed} = 1.5 \times 51.455 = 77.183 \text{ kN}$$

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

$$f_y = \frac{N}{A} \Leftrightarrow 355 \times 10^6 = \frac{77183}{A} \Rightarrow A > 217.42 \text{ mm}^2$$

O perfil escolhido foi o ROR 33.7 *2.3

Tabela 9.3 Propriedades do perfil ROR 33.7*2.3

ROR 33.7 *2.3	
<i>A [mm²]</i>	227
<i>i [mm]</i>	11.1

Segundo o EC3, para resistência à tração, deve verificar-se a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$N_{t,Rd} = Af_y = 227 \cdot 10^{-6} \times 355 \cdot 10^{-6} = 80.585 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{77.183}{80.585} = 0.958 \leq 1$$

Verifica-se que o perfil ROR 33.7 *2.3 é o indicado para o dimensionamento das diagonais.

9.2 Contraventamentos laterais

O contraventamento lateral suporta as reações do contraventamento da cobertura. As reações deste, já calculadas, carregam os pilares do pórtico no topo. O princípio de dimensionamento é o mesmo, diagonais dimensionadas à tração e montantes à compressão. Os apoios são encastrados.

$$R_B = 42.145 \text{ kN}$$

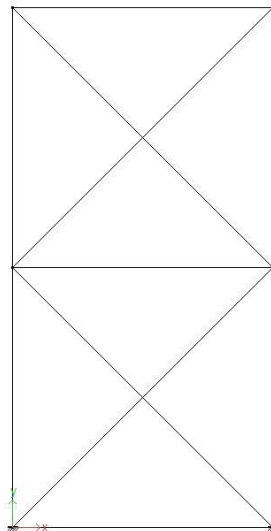


Figura 9.6 Esquema estático do contraventamento lateral.

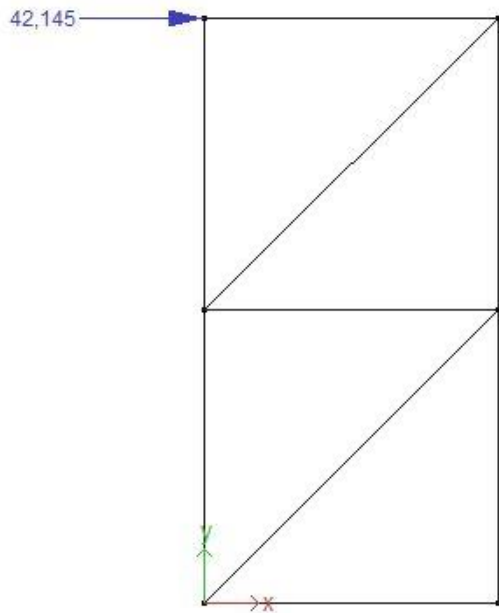


Figura 9.7 Representação da carga sobre o contraventamento lateral

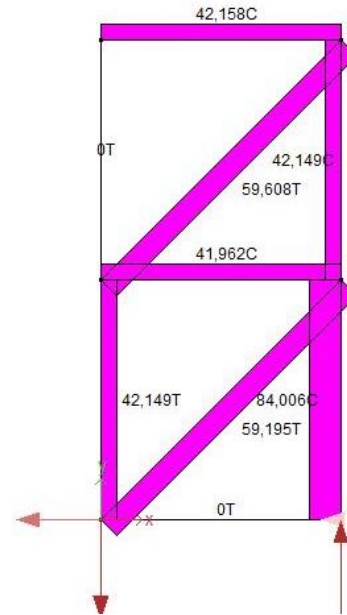


Figura 9.8 Diagrama de esforços normais no contraventamento lateral.

Tabela 9.4 Esforços máximos no contraventamento lateral.

Os valores máximos são:

Montante	42.158 kN - Compressão
Diagonal	59.608 kN - Tração

9.2.1 Dimensionamento dos montantes

Constata-se que o esforço no montante central, que é o que falta dimensionar, é praticamente igual ao esforço máximo no montante da cobertura. Posto isto, selecionou-se o mesmo perfil, ou seja, ROR 95 *3.2

9.2.2 Dimensionamento das diagonais

O esforço máximo nas diagonais do contraventamento lateral é um pouco maior que o do contraventamento da cobertura, será necessário um novo dimensionamento

$$N_{Ed} = 1.5 \times 59.608 = 89.412 \text{ kN}$$

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

$$f_y = \frac{N}{A} \Leftrightarrow 355 \times 10^6 = \frac{89412}{A} \Rightarrow A > 251.87 \text{ mm}^2$$

O perfil escolhido foi o ROR 38 *2.3

Tabela 9.5 Propriedades do perfil ROR 38*2.3

ROR 38 *2.3	
<i>A [mm²]</i>	258
<i>i [mm]</i>	12.6

Segundo o EC3, para resistência à tração, deve verificar-se a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$N_{t,Rd} = Af_y = 258 \cdot 10^{-6} \times 355 \cdot 10^6 = 91.590 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{89.412}{91.590} = 0.976 \leq 1$$

Verifica-se que o perfil ROR 38 *2.3 é o indicado para o dimensionamento das diagonais do contraventamento lateral.

10. Dimensionamento das ligações aparafusadas

Neste capítulo são dimensionadas as ligações aparafusadas. Definiu-se que se iriam dimensionar neste projeto as ligações mais importantes: ligações para os contraventamentos; ligação do pilar à travessa; ligação topo a topo da travessa e ligação da cumeeira. A ligação da sapata do pilar não foi dimensionada, uma vez que atualmente a ordem dos engenheiros não nos permite esse cálculo. A ligação da sapata terá de ser calculada por um engenheiro civil.

Os parafusos são dimensionados para ligação corrente, sem pré-esforço. O dimensionamento é feito para os parafusos e para a chapa, ao corte e ao esmagamento.

As ligações a dimensionar estão representadas na imagem seguinte.

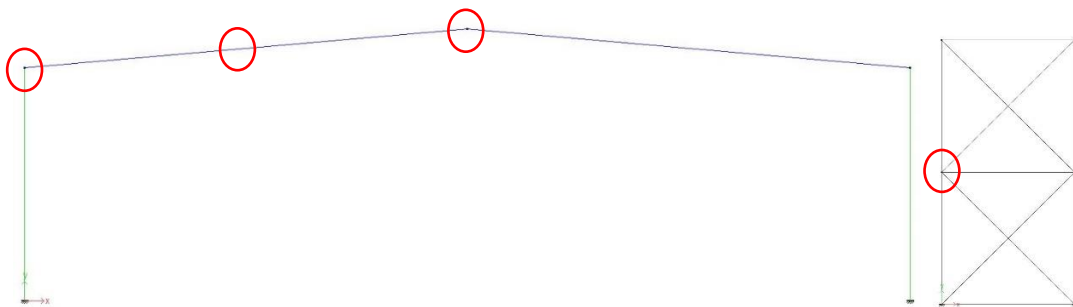


Figura 10.1 Representação das ligações aparafusadas a dimensionar.

10.1 Ligações do contraventamento

Para as ligações do contraventamento optou-se por ligações de apenas um parafuso para garantir que não são transmitidos momentos.

As ligações são de Categoria A: a ligação é assegurada somente pelos esforços de corte nos parafusos e esmagamento entre os parafusos e os elementos a ligar. Ligação sem pré-esforço.

As chapas são em aço S355. Os parafusos são de classe 8.8.

10.1.1 Ligação do montante

O diâmetro do perfil usado nos montantes é de 95mm (dimensionado no capítulo anterior). A largura da chapa tem de ser ligeiramente maior que o diâmetro do perfil, para permitir margens para os cordões de soldadura.

Definiu-se

$$L = 110 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

O esforço máximo suportado nesta ligação será de 42.158 kN

$$e_1 \geq 1,2 \cdot d_0$$

$$e_2 \geq 1,2 \cdot d_0$$

$$d_0 = \text{dimensão do furo}$$

Resistência ao corte

Parafusos de categoria A

Tabela 10.1 Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura à tração f_{ub} para parafusos.

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$$

Majorando com o coeficiente de segurança:

$$F_{v,Ed} = 42.158 \times 1.5 = 63.237 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\alpha_v = 0.6$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$63.237 \times 10^3 = \frac{0.6 \cdot 800 \times 10^6 \cdot A}{1.25}$$

$$A > 164.68 \text{ mm}^2$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

A área da parte roscada é menor que a parte não roscada que tem o diâmetro nominal. Para garantir a resistência é necessário garantir que área da secção roscada é maior que o A calculado. Para isso recorreu-se à tabela seguinte:

Tabela 10.2 Valores do diâmetro do furo e da haste e suas secções resistentes, em função do diâmetro nominal.

Parafuso	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M12	M16	M20	M24	M27
furo (mm)	12	14	18	22	26	30	14	18	22	26	30
haste (mm)	10	12	16	20	24	27	12	16	20	24	27
	Secção resistente (mm ²)						Secção resistente (mm ²)				
Haste	78	113	201	314	452	573	113	201	314	452	573
Tracção	58	84	157	245	353	459	84	157	245	353	459

O parafuso escolhido é o M20.

$$F_{v,Rd} = 94.08 \text{ kN}$$

$$e_1 \geq 1,2 \cdot 22 = 26.4$$

$$e_2 \geq 1,2 \cdot 22 = 26.4$$

Valores usados:

$$e_2 = \frac{L}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ mm}$$

$$e_1 = 55 \text{ mm}$$

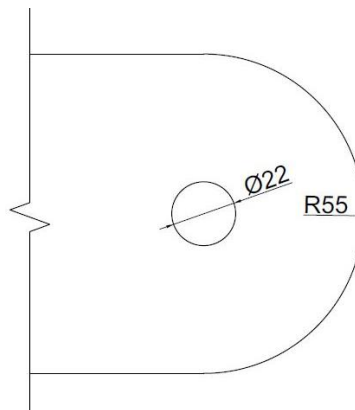


Figura 10.2 Chapa de ligação para o montante.

Resistência ao esmagamento

Para a resistência ao esmagamento, uma vez que se escolheu um parafuso classe 8.8, o elemento mais fraco é a chapa de aço S355. Na zona central esmaga primeiro a chapa e não o parafuso. Foi então feito o dimensionamento da chapa ao esmagamento na zona central.

Para $d = 20$ temos $d_0 = 22$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

f_u foi determinada pelo Art 57º, REAPE

$$f_u = 2.25 \times 355 = 798.75 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \min \left[2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{55}{22} - 1.7 = 5.3$$

$1.4 \frac{p_2}{d_0}$ não é possível calcular, uma vez que não temos p_2 .

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = 0.613$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{55}{3 \times 22} = 0.833$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{490}{798.75} = 0.613$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.613 \cdot 798.75 \times 10^6 \cdot 20 \times 10^{-3} \cdot 10 \times 10^{-3}}{1.25} = 195.854 \text{ kN} > 63.237 \text{ kN}$$

Verifica-se a resistência da chapa na zona central.

Resistência da chapa à tração

A largura da chapa é de $L = 110 \text{ mm}$

$$F_{tb,Rd} = f_{yb} \cdot t \cdot (L - n_p d_0)$$

$$F_{tb,Rd} = 355 \times 10^6 \cdot 10 \times 10^{-3} \cdot (110 - 1 \times 22) \times 10^{-3} = 312.4 \text{ kN} > 63.237 \text{ kN}$$

Verifica-se a resistência da chapa à tração na zona lateral.

10.1.2 Ligação da diagonal

O diâmetro do perfil usado nos montantes será de 38mm.

Definiu-se

$$L = 60 \text{ mm}$$

$$t = 10 \text{ mm}$$

O esforço máximo suportado nesta ligação será de 59.608 kN

$$e_1 \geq 1,2 \cdot d_0$$

$$e_2 \geq 1,2 \cdot d_0$$

$$d_0 = \text{dimensão do furo}$$

Resistência do parafuso ao corte

Parafusos de categoria A

Tabela 10.3 Valores nominais da tensão de cedência f_{yb} e da tensão de rotura à tração f_{ub} para parafusos.

Classe do parafuso	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$$

Majorando com o coeficiente de segurança:

$$F_{v,Ed} = 59.608 \times 1.5 = 89.412 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\alpha_v = 0.6$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$89.412 \times 10^3 = \frac{0.6 \cdot 800 \times 10^6 \cdot A}{1.25}$$

$$A > 232.84 \text{ mm}^2$$

O parafuso escolhido é o M20.

$$F_{v,Rd} = 94.08 \text{ kN} > 89.412 \text{ kN}$$

$$e_1 \geq 1,2 \cdot 22 = 26.4$$

$$e_2 \geq 1,2 \cdot 22 = 26.4$$

Valores usados:

$$e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

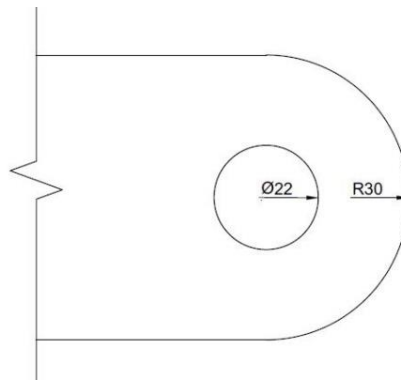


Figura 10.3 Chapa de ligação para a diagonal.

Resistência ao esmagamento

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$f_u = 2.25 \times 355 = 798.75 \text{ MPa}$$

Para parafusos de extremidade

$$k_1 = \min \left[2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.118$$

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{30}{22} - 1.7 = 2.118$$

$1.4 \frac{p_2}{d_0}$ não é possível calcular, uma vez que não temos p_2 .

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = 0.455$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{30}{3 \times 22} = 0.455$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{490}{798.75} = 0.613$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.118 \cdot 0.455 \cdot 798.75 \times 10^6 \cdot 20 \times 10^{-3} \cdot 10 \times 10^{-3}}{1.25} = 123.16 \text{ kN} > 89.412 \text{ kN}$$

Verifica-se a resistência da chapa na zona central.

Resistência da chapa à tração

A largura da chapa é de $L = 60 \text{ mm}$

$$F_{tb,Rd} = f_{yb} \cdot t \cdot (L - n_p d_0)$$

$$F_{tb,Rd} = 355 \times 10^6 \cdot 10 \times 10^{-3} \cdot (60 - 1 \times 22) \times 10^{-3} = 134.9 \text{ kN} > 89.412 \text{ kN}$$

Verifica-se a resistência da chapa à tração.

10.2 Ligação do pilar à travessa

Para este caso foi dimensionada uma ligação ortogonal por placa frontal.

Os esforços máximos a ligar são:

$$M_{max} = 686,96 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 114,152 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 124,509 \text{ kN}$$

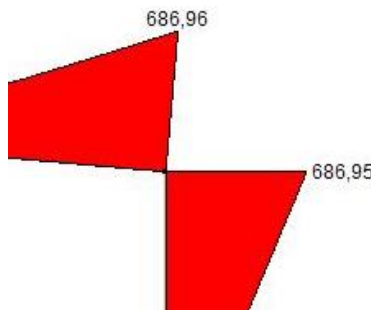


Figura 10.4 Momento fletor máximo entre o pilar e a travessa.

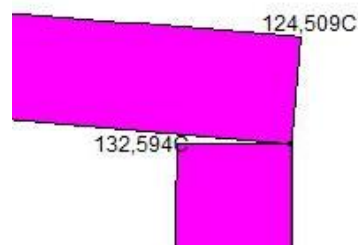


Figura 10.5 Esforço normal máximo entre o pilar e a travessa.

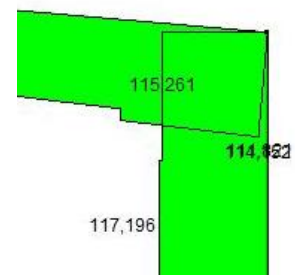


Figura 10.6 Esforço de corte máximo entre o pilar e a travessa.

Nesta ligação o esforço normal é de compressão, favorável à ligação, por isso não será considerado.

No caso desta ligação, o momento M origina compressão na zona inferior e tração na zona superior. Para a determinação do eixo neutro admitiu-se uma variação linear das deformações ao longo da altura da ligação.

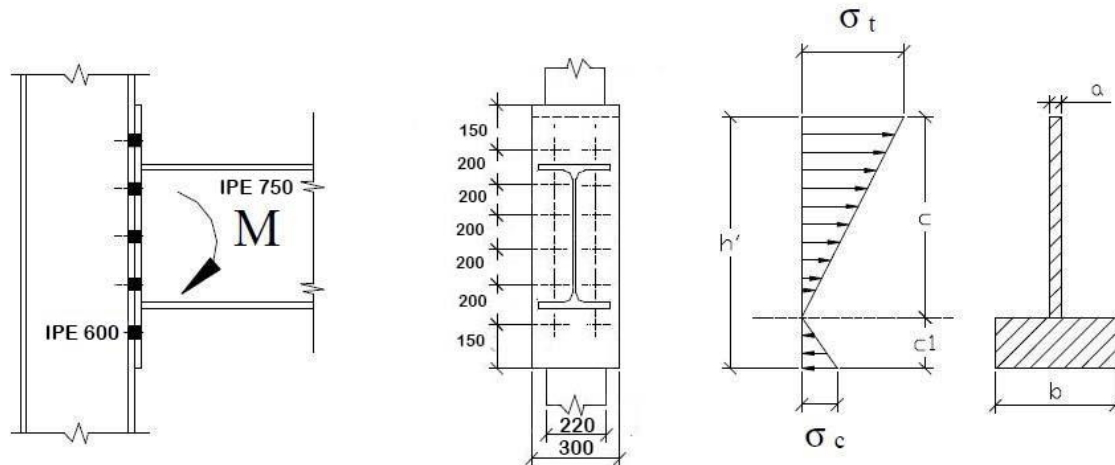


Figura 10.7 Ligação ortogonal com placa frontal

A secção resistente foi aproximada a duas áreas retangulares: $(a \times c)$ equivalente à área dos parafusos à tração e $(b \times c1)$ equivalente à zona a compressão entre a placa e a coluna.

A ligação é entre um perfil IPE 600 (pilar) e um IPE 750 x 137 (travessa). O IPE 600 tem uma largura $b=220\text{mm}$ e o IPE 750 que corresponde à travessa tem uma largura de $b=263$. Optou-se por uma placa de Aço S355 de 300 mm de largura e 20 mm de espessura. Ter em conta que a largura da chapa é maior que a largura de ambos os pilares, para permitir a soldadura no maior perfil, mas que à compressão só será solicitada a área que encosta no menor perfil.

Dimensionamento com Parafusos M24 classe 8.8.

$$A_r = 353 \text{ mm}^2$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$M = 686,96 \text{ kN}$$

$$b = 220 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$e = s/2 = 100 \text{ mm}$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$h' = 1250 \text{ mm}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa (parafuso)}$$

$$a = \frac{A_r \times m}{s} = \frac{353 \times 2}{200} = 3.53 \text{ mm}$$

$$b = 220$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{a}{b}} \times c = 0.127 c$$

$$c_1 + c = h' = 1250$$

$$c_1 = 140.86 \text{ mm}$$

$$c = 1109.14 \text{ mm}$$

$$I = \frac{a \cdot c^3}{3} + \frac{b \cdot c^3}{3} = 1810,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} N_{max} &= \frac{M \times a \times s}{I \times m} \times \left(h' - c_1 - \frac{s}{2} \right) \\ &= \frac{686,96 \times 10^6 \times 3.53 \times 200}{1810,1 \times 10^6 \times 2} \\ &\quad \times \left(1250 - 140.86 - \frac{200}{2} \right) \\ &= 135.166 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resistência do parafuso à tração

$$F_{t,Ed} = 135.166 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} =$$

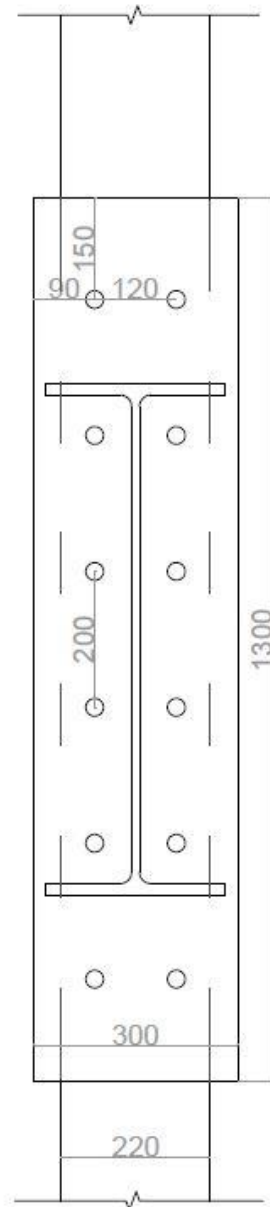


Figura 10.8 Esquema ilustrativo da ligação ortogonal com placa frontal.

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 353}{1.25} = 203.328 \text{ kN}$$

Resistência do parafuso ao corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$$

$$F_{v,Rd} = \frac{114,152}{12} = 9.513 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\alpha_v = 0.6$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 353}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 135.552 \text{ kN}$$

Resistência da chapa ao esmagamento

Os parafusos são de classe 8.8, ou seja, mais resistentes que a chapa. Neste caso o risco de esmagamento ocorre na chapa.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$f_u = 2.25 \times 355 = 798.75 \text{ MPa}$$

Para parafusos de extremidade

$$k_1 = \min \left[2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

Para parafusos interiores

$$k_1 = \min \left[1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$e_1 = 150 \text{ mm}$$

$$e_2 = 90 \text{ mm}$$

$$p_1 = 200 \text{ mm}$$

$$p_2 = 120 \text{ mm}$$

A dimensão de p_2 é a recomendada para a ligação ao perfil IPE 600 (dimensão w na Tabela 10.4.)

Tabela 10.4 Dimensões dos perfis IPE.

IPE	m kg/m	Profilmasse Dimensions de la section					Konstruktionsmasse Dimensions de construction					Oberfläche Surface		IPE	
		h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	h ₁ mm	k mm	a mm	h ₂ mm	w mm	Ø _{max}	U _m m ² /m		U _t m ² /t
80 100	6,0 8,1	80 100	46 55	3,8 4,1	5,2 5,7	5 7	60 74	10 13	21 25	70 89			0,328 0,400	54,8 49,5	80 100
120 140 160 180	10,4 12,9 15,8 18,8	120 140 160 180	64 73 82 91	4,4 4,7 5,0 5,3	6,3 6,9 7,4 8,0	7 9 9 9	92 112 126 146	14 14 17 17	29 34 38 42	107 126 145 164	36 38 44 50	M10 M10 M12 M12	0,475 0,551 0,623 0,698	45,6 42,6 39,4 37,1	120 140 160 180
200 220 240 270	22,4 26,2 30,7 36,1	200 220 240 270	100 110 120 135	5,6 5,9 6,2 6,6	8,5 9,2 9,8 10,2	12 12 15 15	158 178 190 220	21 21 25 25	47 52 56 64	183 202 220 250	56 60 68 72	M12 M16 M16 M20	0,768 0,848 0,922 1,04	34,3 32,4 30,0 28,8	200 220 240 270
300 330 360 400	42,2 49,1 57,1 66,3	300 330 360 400	150 160 170 180	7,1 7,5 8,0 8,6	10,7 11,5 12,7 13,5	15 18 18 21	248 270 298 330	26 30 31 35	71 76 81 85	279 307 335 373	80 86 90 96	M20 M24 M24 M27	1,16 1,25 1,35 1,47	27,5 25,5 23,6 22,2	300 330 360 400
450 500 550	77,6 90,7 106	450 500 550	190 200 210	9,4 10,2 11,1	14,6 16,0 17,2	21 21 24	378 426 468	36 37 41	90 94 99	421 468 516	106 110 120	M27 M27 M27	1,61 1,74 1,88	20,7 19,2 17,7	450 500 550
600	122	600	220	12,0	19,0	24	514	43	104	562	120	M27	2,02	16,6	600
750 x 137 750 x 147 750 x 173 750 x 196		753 753 762 770	263 265 267 268	11,5 13,2 14,4 15,6	17,0 17,0 21,6 25,4	17 17 17 17	685 685 685 685	34 34 39 42	126 126 126 126	719 719 719 719	120 120 120 120	M27 M27 M27 M27	2,51 2,51 2,53 2,55	18,3 17,1 14,6 13,0	750x137 750x147 750x173 750x196

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{90}{26} - 1.7 = 7.99$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} = 1.4 \frac{120}{26} = 6.46$$

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = 0.613$$

Para parafusos de extremidade

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{150}{3 \times 26} = 1.923$$

Para parafusos interiores

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} = \frac{200}{3 \times 26} = 2.564$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{490}{798.75} = 0.613$$

$$F_{b,Rd} = 12 \times \frac{2.5 \cdot 0.613 \cdot 798.75 \cdot 24 \cdot 20}{1.25} = 5640.6 \text{ kN}$$

Resistência da chapa a compressão

O pior caso para a compressão ocorre na extremidade inferior da chapa.

$$\sigma_c = \frac{M}{I} c_1 = \frac{686,96 \times 10^6}{1810,1 \times 10^6} \times 140.86 = 53.459 \text{ MPa}$$

Combinação de corte com tração

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{9.513}{135.552} + \frac{135.166}{1.4 \times 203.328} = 0.545 \leq 1.0$$

10.3 Ligações topo a topo da travessa

Para esta ligação definiu-se uma união com cobrejuntas simples. A furação da viga diminui a sua resistência. Por este motivo, deve escolher-se uma secção com esforços baixos. Analisando os esforços constatou-se que para as diferentes combinações de ações, a zona do esforço mínimo variava de posição. Não havendo nenhuma secção com momento fletor nulo, analisaram-se as combinações mais gravosas, a combinação 1 e 5 e chegou-se à conclusão que a melhor solução seria fazer a ligação a uma distância de 5.240 metros. À esquerda desta posição o momento fletor aumentaria na combinação 1 e à direita desta posição aumentaria na combinação 5. Esta análise foi feita tendo como critério o esforço do momento fletor, no entanto teve-se o cuidado de garantir que o esforço transversal máximo para esta posição estaria na mesma combinação selecionada, neste caso a combinação 1. Os esforços são mostrados na imagem seguinte.

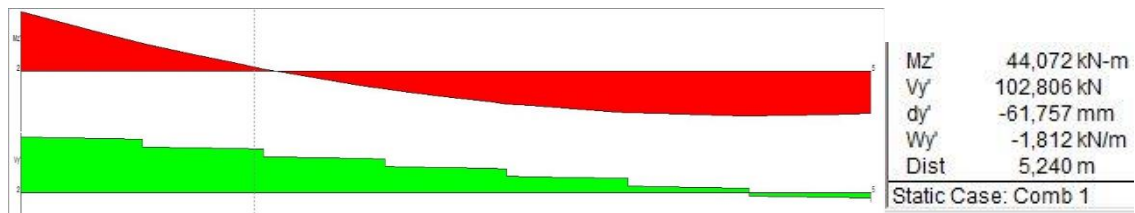


Figura 10.9 Diagrama de esforços da travessa.

$$M_{max} = 44,072 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 102,806 \text{ kN}$$

O esforço de compressão não é suportado pela chapa porque se tem em consideração que na montagem as vigas ficam perfeitamente encostadas, absorvendo os esforços de compressão.

O esquema estático é representado na imagem seguinte.

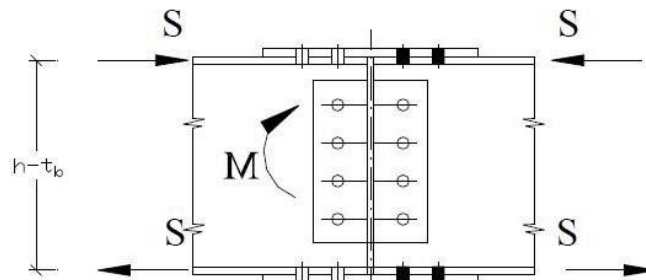


Figura 10.10 União de viga topo a topo.

Admitiu-se que o esforço transversal V é transmitido integralmente pelos parafusos da alma e que o momento fletor M é transmitido parte pela alma e parte pelos banzos, proporcional aos seus momentos de inércia.

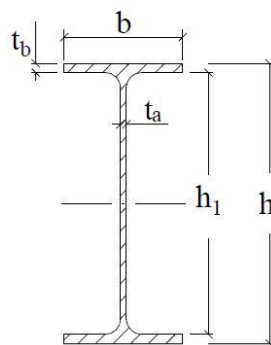


Figura 10.11 Secção da viga.

No caso do perfil IPE 750 x 137:

$$h = 753 \text{ mm}$$

$$h_1 = 719 \text{ mm}$$

$$b = 263 \text{ mm}$$

$$t_b = 17 \text{ mm}$$

$$t_a = 11.5 \text{ mm}$$

Designa-se por M_b o momento a transmitir pelos parafusos dos banzos e por M_a o momento a transmitir pelos parafusos da alma.

$$M_b = \frac{2 b t_b d^2}{I_z} \times M$$

$$d = \frac{h - t_b}{2} = \frac{753 - 17}{2} = 368 \text{ mm}$$

$$M_b = \frac{2 \times 263 \times 17 \times 368^2}{1599 \times 10^6} \times 44,072 = 0.757 \times 44,072 = 33.377 \text{ kNm}$$

$$M_a = (1 - 0.757) \times 44,072 = 10.695 \text{ kNm}$$

10.3.1 Parafusos dos banzos

O esforço a transmitir pelos parafusos dos banzos é dado por

$$S = \frac{M_b}{h - t_b} = \frac{33.377 \times 10^6}{753 - 17} = 45.349 \text{ kN}$$

Foram seleccionados parafusos M12 classe 4.6.

$$f_{yb} = 240 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

$$n_b = \frac{S}{A_r \times 0.7 \tau_{sd}} = \frac{45.349 \times 10^3}{84 \times 0.7 \times 240} = 3.21$$

Será uma cobrejuntas com 4 parafusos.

A placa terá uma espessura de $t = 10 \text{ mm}$ e largura é de $L = 200 \text{ mm}$ e é em Aço S235



Figura 10.12 Representação da chapa a usar nos banzos.

Resistência do parafuso ao corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$$

$$F_{v,Ed} = \frac{45.349}{4} = 11.337 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\alpha_v = 0.6$$

$$f_{ub} = 400 \text{ MPa}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 400 \cdot 84}{1.25} = 16.128 \text{ kN}$$

Resistência da chapa ao esmagamento

Os parafusos são de classe 4.6, ou seja, mais resistentes que a chapa S235. Neste caso o risco de esmagamento ocorre na chapa.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$f_u = 2.25 \times 235 = 528.75 \text{ MPa}$$

Para parafusos de extremidade

$$k_1 = \min \left[2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

Para parafusos interiores

$$k_1 = \min \left[1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

Projeto de um Pavilhão Industrial em Estrutura Metálica

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm}$$

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{50}{14} - 1.7 = 8.3$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} = 1.4 \frac{100}{14} = 10$$

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = 0.681$$

Para parafusos de extremidade

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 14} = 1.190$$

Para parafusos interiores

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} = \frac{100}{3 \times 14} = 2.381$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{360}{528.75} = 0.681$$

$$F_{b,Rd} = 4 \times \frac{2.5 \cdot 0.681 \cdot 528.75 \cdot 12 \cdot 10}{1.25} = 345.676 \text{ kN}$$

Resistência da chapa a tração

$$F_{tb,Rd} = f_{yb} \cdot t \cdot (L - n_p d_0)$$

$$F_{tb,Rd} = 235 \cdot 10 \cdot (200 - 2 \times 14) = 404.2 \text{ kN}$$

Verifica-se a resistência da chapa à tração na zona lateral.

10.3.2 Parafusos da Alma

Estes parafusos estão sujeitos ao esforço M_a e ao esforço transversal V . O esforço transversal distribui-se igualmente por todos os parafusos. M_a origina um esforço (H_{max}) maior no parafuso mais afastado. É usada uma cobrejuntas dupla.

Foram seleccionados parafusos M12 classe 4.6.

A placa terá uma espessura de $t = 10mm$ e largura é de $L = 200 mm$ e é em Aço S235

$$f_{yb} = 235 MPa$$

$$f_{ub} = 360 MPa$$

$$V_a = \frac{V}{n_a} = \frac{102,806}{4} = 25.702 kN$$

$$H_{max} = f \times \frac{M_a}{h'} = 0.9 \times \frac{10.695 \times 10^3}{0.6} = 16.042 kN$$

$$R_{max} = \sqrt{V_a^2 + H_{max}^2} = 30.297 kN$$

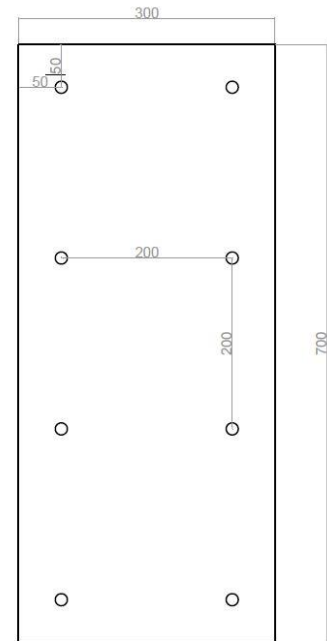


Figura 10.13 Representação da chapa a usar na alma.

Resistência do parafuso ao corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$$

Como é cobrejuntas dupla, o esforço de corte é metade.

$$F_{v,Ed} = \frac{30.297}{2} = 15.149 kN$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\alpha_v = 0.6$$

$$f_{ub} = 400 MPa$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 400 \cdot 84}{1.25} = 16.128 kN$$

Resistência da chapa ao esmagamento

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$f_u = 2.25 \times 235 = 528.75 \text{ MPa}$$

Para parafusos de extremidade

$$k_1 = \min \left[2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

Para parafusos interiores

$$k_1 = \min \left[1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 = 200 \text{ mm}$$

$$p_2 = 200 \text{ mm}$$

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{50}{14} - 1.7 = 8.3$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} = 1.4 \frac{200}{14} = 20$$

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right] = 0.681$$

Para parafusos de extremidade

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 14} = 1.190$$

Para parafusos interiores

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} = \frac{200}{3 \times 14} = 4.762$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{360}{528.75} = 0.681$$

$$F_{b,Rd} = 4 \times \frac{2.5 \cdot 0.681 \cdot 528.75 \cdot 12 \cdot 10}{1.25} = 345.676 \text{ kN}$$

Resistência da chapa a tração

No caso da placa da alma, há um momento a atuar. Isso significa que a tensão será maior na extremidade. Por esse motivo neste cálculo de resistência à tração é verificado que a zona critica não ultrapassa a tensão de cedência, em vez do cálculo do esforço resistente total calculado para a placa dos banzos.

$$\sigma_{xx} = \frac{M_a/2}{I} h'/2 = \frac{10.695/2 \times 10^6}{285.833 \times 10^6} \times 600 = 11.225 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{10 \times 700^3}{12} = 285.833 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\tau_{xy} = \frac{V}{A} = \frac{\frac{102,806}{2} \times 10^3}{10 \times 700 \times 10^{-6}} = 7.343 \text{ MPa}$$

As tensões sobre a placa são insignificantes. Não se justifica ir mais além com uma verificação segundo o critério de Tresca.

10.4 Ligações da cumeeira

Para esta ligação decidiu-se por uma união com flange. Para facilitar a execução da montagem do pavilhão, para a flange definiu-se uma placa igual à dimensionada para a ligação entre a travessa e o pilar, com uma largura de 300mm, um comprimento de 1300mm e uma espessura de 20mm. Aço S355.

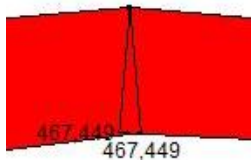


Figura 10.14 Momento fletor na cumeeira.

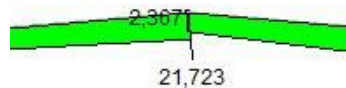


Figura 10.15 Esforço de corte na cumeeira.

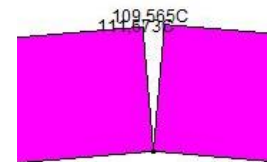


Figura 10.16 Esforço normal na cumeeira.

$$M_{max} = 467,45 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = 21,723 \text{ kN}$$

$$N_{max} = 111,523 \text{ kN}$$

Dimensionamento com Parafusos M20 classe 8.8.

$$A_r = 245 \text{ mm}^2$$

$$d_0 = 22 \text{ mm}$$

$$M = 467,45 \text{ kN}$$

$$b = 300 \text{ mm}$$

$$s = 200 \text{ mm}$$

$$e = s/2 = 100 \text{ mm}$$

$$h = 1300 \text{ mm}$$

$$h' = 1250 \text{ mm}$$

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa (parafuso)}$$

$$a = \frac{A_r \times m}{s} = \frac{245 \times 2}{200} = 2.45 \text{ mm}$$

$$b = 300$$

$$c_1 = \sqrt{\frac{a}{b}} \times c = 0.090 c$$

$$c_1 + c = h' = 1250$$

$$c_1 = 103.6 \text{ mm}$$

$$c = 1146.4 \text{ mm}$$

$$I = \frac{a \cdot c^3}{3} + \frac{b \cdot c_1^3}{3} = 1341,61 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\begin{aligned} N_{max} &= \frac{M \times a \times s}{I \times m} \times \left(h' - c_1 - \frac{s}{2} \right) \\ &= \frac{467,45 \times 10^6 \times 2.45 \times 200}{1341,61 \times 10^6 \times 2} \times \left(1250 - 103.6 - \frac{200}{2} \right) = 89.325 \text{ kN} \end{aligned}$$

Resistência do parafuso à tração

$$F_{t,Ed} = 89.325 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} =$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot 800 \cdot 245}{1.25} = 141.120 \text{ kN}$$

Resistência do parafuso ao corte

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} =$$

$$F_{v,Ed} = \frac{21,723}{12} = 1.812 \text{ kN}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\alpha_v = 0.6$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot 800 \cdot 245}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 94.080 \text{ kN}$$

Resistência da chapa ao esmagamento

Os parafusos são de classe 8.8, ou seja, mais resistentes que a chapa. Neste caso o risco de esmagamento ocorre na chapa.

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} =$$

$$f_u = 2.25 \times 355 = 798.75 \text{ MPa}$$

Para parafusos de extremidade

$$k_1 = \min \left[2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 ; 1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

Para parafusos interiores

$$k_1 = \min \left[1.4 \frac{p_2}{d_0} ; 2.5 \right] = 2.5$$

$$e_1 = 150 \text{ mm}$$

$$e_2 = 90 \text{ mm}$$

$$p_1 = 200 \text{ mm}$$

$$p_2 = 120 \text{ mm}$$

$$2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 2.8 \times \frac{90}{22} - 1.7 = 9.75$$

$$1.4 \frac{p_2}{d_0} = 1.4 \frac{120}{22} = 7.636$$

$$\alpha_b = \min \left[\alpha_d; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = 0.613$$

Para parafusos de extremidade

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{150}{3 \times 22} = 2.273$$

Para parafusos interiores

$$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} = \frac{200}{3 \times 22} = 3.030$$

$$\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{490}{798.75} = 0.613$$

$$F_{b,Rd} = 12 \times \frac{2.5 \cdot 0.613 \cdot 798.75 \cdot 20 \cdot 20}{1.25} = 4700.5 \text{ kN}$$

Resistência da chapa a compressão

O pior caso para a compressão ocorre na extremidade superior da chapa.

$$\sigma_c = \frac{M}{I} c_1 = \frac{467,45 \times 10^6}{1341,61 \times 10^6} \times 103.6 = 36.097 \text{ MPa}$$

Combinação de corte com tração

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} \leq 1.0$$

$$\frac{1.812}{94.080} + \frac{89.325}{1.4 \times 141.120} = 0.471 \leq 1.0$$

11. Conclusão.

Ao longo da execução deste projeto foi necessária uma consulta dos Eurocódigos continua. Destaca-se a importância do Anexo Nacional nos Eurocódigos que é de extrema importância para a definição de certos parâmetros, em especial parâmetros que dependam da localização da obra. Como balanço final conclui-se que se chegou a uma solução final para este projeto bastante satisfatória, respeitando todos os requisitos pretendidos.

Numa fase inicial foi feita a quantificação das ações, que levou à seleção dos revestimentos e posteriormente à seleção das madres. Concluído o capítulo das madres, foi feito o dimensionamento da estrutura resistente principal do pavilhão. A etapa seguinte foi dimensionar os pilares da fachada de empena e de seguida o projetar o contraventamento. Por fim foram dimensionadas as ligações aparafusadas.

Como sugestão de complemento a este projeto, no futuro poderia ser feito o dimensionamento das chapas de ligação, das ligações soldadas, das sapatas e o projeto de montagem da estrutura.

12. Referências

- [1] NP EN 1991-1-3: Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-3: Acções gerais – Acções da neve. Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
- [2] NP EN 1991-1-4: Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-4: Acções gerais – Acções do vento. Comité Europeu de Normalização, Março de 2010.
- [3] NP EN 1991-1-1: Eurocódigo 1 – Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
- [4] NP EN 1990: Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas. Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
- [5] NP EN 1993-1-1: Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Março de 2010.
- [6] Gomes, Carlos Reis. Apontamentos da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas. Porto. FEUP.
- [7] Esteves, José Luís. Apontamentos da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas. Porto. FEUP.
- [8] NP ENV 1993-1-1: Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1.1: Regras gerais e regras para edifícios. Comité Europeu de Normalização, Abril de 1998.
- [9] NP EN 1993-1-1: Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de ligações. Comité Europeu de Normalização, Março de 2010.

Anexo A: Tabela de Perfis SADEF

Section									Section properties				
Section type	Section name	h (mm)	b (mm)	c (mm)	t (mm)	r _i	G (kg/m)	Steel grade*	A (cm²)	I _y (cm⁴)	W _y (cm³)	I _z (cm⁴)	W _z (cm³)
C+ 450	C+ 450x5	450	120	35	5	4	29,08	S350	36,75	10663	474,8	662,2	77,19
	C+ 450x4				4	4	23,52	S390 or S250	29,66	8604	385,8	550,7	63,95
	C+ 450x3				3	4	17,82		22,44	6571	294,0	429,6	49,71
	C+ 450x2,5				2,5	4	14,93		18,75	5516	246,5	364,4	42,09
	C+ 450x2				2	4	12,00		15,01	4435	198,0	295,8	34,10
C+ 400	C+ 400x4	400	110	35	4	4	21,32	S390 or S250	26,89	6187	312,5	431,3	55,67
	C+ 400x3,5				3,5	4	18,76		23,65	5471	276,0	385,6	49,69
	C+ 400x3				3	4	16,17		20,37	4734	238,5	337,2	43,38
	C+ 400x2,5				2,5	4	13,55		17,03	3978	200,1	286,4	36,76
	C+ 400x2				2	4	10,90		13,64	3201	160,9	232,8	29,81
C+ 350	C+ 350x5	350	100	30	5	4	23,13	S350	29,22	5104	295,9	368,1	52,77
	C+ 350x4				4	4	18,77	S390 or S250	23,67	4181	241,7	309,1	44,12
	C+ 350x3,5				3,5	4	16,53		20,85	3705	213,8	277,3	39,52
	C+ 350x3				3	4	14,27		17,97	3212	185,1	243,3	34,61
	C+ 350x2,5				2,5	4	11,97		15,04	2703	155,6	207,3	29,43
	C+ 350x2				2	4	9,64		12,06	2179	125,2	169,0	23,94
C+ 300	C+ 300x5	300	90	25	5	4	20,38	S350	25,75	3314	224,7	271,0	44,40
	C+ 300x4				4	4	15,59	S390 or S250	19,66	2490	168,3	159,0	28,35
	C+ 300x3,5				3,5	4	13,76		17,35	2214	149,4	143,6	25,56
	C+ 300x3				3	4	11,89		14,98	1926	129,7	126,8	22,52
	C+ 300x2,5				2,5	4	9,99		12,56	1626	109,3	108,8	19,27
	C+ 300x2				2	4	8,06		10,09	1315	88,2	89,2	15,76
C+ 250	C+ 250x5	250	80	25	5	4	17,63	S350	22,28	1992	162,6	191,4	36,62
	C+ 250x4				4	4	14,02	S390 or S250	17,68	1607	130,6	150,2	27,9
	C+ 250x3				3	4	10,71		13,50	1246	100,9	119,8	22,17
	C+ 250x2,5				2,5	4	9,01		11,33	1053	85,1	102,7	18,96
	C+ 250x2				2	4	7,27		9,11	852	68,7	84,2	15,52
C+ 220	C+ 220x5	220	80	25	5	4	16,45	S350	20,79	1464	136,2	183,1	36,16
	C+ 220x4				4	4	13,07	S390 or S250	16,49	1184	109,7	143,9	27,55
	C+ 220x3				3	4	10,01		12,61	920	84,8	114,8	21,89
	C+ 220x2,5				2,5	4	8,42		10,59	778	71,6	98,4	18,73
	C+ 220x2				2	4	6,80		8,52	631	57,9	80,7	15,33
C+ 200	C+ 200x5	200	100	43	5	4	18,43	S350	23,29	1400	143,6	352,3	61,40
	C+ 200x4				4	4	14,98	S390 or S250	18,89	1151	117,4	293,6	50,85
	C+ 200x3				3	4	11,40		14,37	887	90,1	229,6	39,55
	C+ 200x2,5				2,5	4	9,57		12,04	748	75,7	194,9	33,48
	C+ 200x2				2	4	7,71		9,66	604	61,0	158,4	27,12
	C+ 200x1,5				1,5	4	5,82		7,23	455	45,8	119,8	20,42
C+ 150	C+ 150x4	150	90	43	4	4	12,78	S390 or S250	16,12	538	73,7	203,9	42,48
	C+ 150x3				3	4	9,76		12,30	417	56,8	160,2	33,15
	C+ 150x2,5				2,5	4	8,20		10,32	353	47,9	136,3	28,10
	C+ 150x2				2	4	6,61		8,29	286	38,6	111,0	22,80