

# Projecto de um pavilhão industrial

*Osmano Manuel Fins Morais*

Dissertação do MIEM



Universidade do Porto  
Faculdade de Engenharia  
**FEUP**

Orientador: Prof. Carlos Manuel Balboa Reis Gomes

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Mestrado Integrado em Engenharia Mecânica

Julho de 2011



## **Agradecimentos**

Ao Professor Carlos Reis Gomes agradeço a constante disponibilidade com que me acompanhou. O seu espírito crítico e notável experiência foram fundamentais para este trabalho.

À Cátia que, no decurso deste projecto, como na vida, me ampara e faz feliz.

Aos meus pais, avó, irmã e cunhado que sempre souberam fazer chegar o seu apoio e afecto.

Ao João, pela capacidade em tornar momentos difíceis em animadas peripécias.

A todos os amigos e colegas, que nas pequenas coisas vão contribuindo para fazer da caminhada um passeio.



## **Resumo**

Neste trabalho projecta-se um pavilhão industrial em estrutura metálica com um piso de escritórios numa das extremidades.

No projecto da estrutura metálica seguiram-se os Regulamentos Europeus EN1991 - Eurocódigo 1 - Acções em edifícios, para a definição das acções, e EN1993 - Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, no que diz respeito à verificação da estabilidade e resistência da estrutura metálica. O piso de escritórios utiliza-se uma laje mista aço/betão e seguiu-se a norma EN 1994 - Eurocódigo 4 - Projecto de estruturas mistas aço-betão.

Simultaneamente com do projecto da estrutura foram definidas as soluções construtivas a adoptar. No final, procedeu-se à elaboração dos desenhos de definição que permitiriam a sua execução.

## **Abstract**

This work involves the design of a single span industrial building with a two stanchions and a lattice frame type structure. The project involves also de definition of a first floor level at one end of the building for administrative purposes.

The design of the metallic structure follows the European codes such as EN1991 - Eurocode 1 - Actions on buildings, for the definition of structural actions, and EN1993 - Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings for stability and strength analysis. The administrative floor uses a concrete slab/metal decking whose design uses EN 1994 – Eurocode 4.

In the design of the structure consideration was given to manufacturing and assembly techniques. At the end, drawings of the main structure as well as connection details where elaborated.



# Índice

1. Objectivos .....	1
2. Considerações gerais .....	3
3. Quantificação de acções.....	5
3.1. Acções variáveis .....	7
3.1.1. Sobrecarga na cobertura .....	7
3.1.2. Sobrecarga no 1º andar .....	7
3.1.3. Neve .....	8
3.1.4. Vento .....	9
3.1.4.1. Coeficientes de pressão exterior.....	12
3.1.4.2. Coeficientes de pressão interior .....	16
3.1.4.3. Forças exercidas pelo vento .....	17
4. Dimensionamento de madres e revestimentos .....	19
4.1. Escolha do revestimento.....	19
4.1.1. Cobertura .....	19
4.1.2. Fachadas laterais .....	21
4.1.3. Fachada de empena .....	22
4.2. Dimensionamento de madres.....	23
4.2.1. Madres da cobertura.....	24
4.2.1.1. Combinações de acções .....	28
4.2.1.2. Estado Limite Último .....	29
4.2.1.3. Estado Limite de Utilização .....	36
4.2.2. Madres da fachada lateral.....	37
4.2.2.1. Combinação de acções.....	39
4.2.2.2. Estado Limite Último .....	40
4.2.2.3. Estado Limite de Utilização .....	42
4.2.3. Madres da fachada de empena .....	42
4.2.3.1. Combinações de acções .....	44
4.2.3.2. Estado Limite Último .....	44
4.2.3.3. Estado Limite de Utilização .....	46
5. Dimensionamento da placa .....	47
5.1. Escolha da laje .....	47
5.2. Fase mista.....	49
5.2.1. Estados limites de utilização.....	49

5.2.2.	Estados limites últimos .....	50
5.2.2.1.	Momento flector positivo .....	52
5.2.2.2.	Momento flector negativo .....	53
5.2.2.3.	Esforço transverso .....	54
5.2.2.4.	Esforço de corte longitudinal.....	56
5.3.	Fase de cofragem .....	57
5.3.1.	Estado limite de utilização .....	57
5.3.2.	Estado limite último .....	58
5.3.2.1.	Momento flector positivo .....	60
5.3.2.2.	Momento flector negativo .....	61
5.3.2.3.	Esforço transverso .....	61
5.3.2.4.	Forças transversais locais .....	62
5.3.2.5.	Combinação do esforço transverso com o momento flector .....	62
5.3.2.6.	Combinação da força transversal local com o momento flector.....	63
6.	Dimensionamento da estrutura resistente principal .....	65
6.1.	Acções sobre os pórticos .....	66
6.1.1.	Peso próprio do pórtico.....	66
6.1.2.	Madres e revestimentos .....	66
6.1.3.	Sobrecarga .....	68
6.1.4.	Neve.....	68
6.1.5.	Vento .....	69
6.2.	Combinações de acções.....	75
6.3.	Esforços na estrutura .....	76
6.4.	Reacções nos apoios.....	80
6.5.	Verificação dos elementos ao Estado Limite Último: viga armada e colunas.....	81
6.5.1.	Classificação das secções.....	81
6.5.2.	Viga armada .....	84
6.5.2.1.	Elementos sujeitos a tracção.....	84
6.5.2.2.	Elementos sujeitos a compressão.....	86
6.5.2.3.	Verificação do risco de encurvadura no plano perpendicular à viga armada .	90
6.5.3.	Colunas .....	92
6.5.3.1.	Interacção esforço normal de tracção com momento flector.....	92
6.5.3.2.	Interacção esforço normal de compressão com momento flector.....	95
6.5.3.3.	Verificação da resistência à encurvadura lateral.....	98
6.5.3.4.	Resistência ao esforço transverso .....	100
6.5.3.5.	Resistência à encurvadura da alma por esforço transverso .....	101

6.5.3.6.	Interacção esforço transverso momento flector.....	102
6.5.3.7.	Interacção entre esforço transverso, momento flector e esforço normal.....	102
6.6.	Estado Limite de Utilização .....	103
7.	Dimensionamento dos pórticos para as fachadas de empena.....	107
7.1.	Acções sobre o pórtico.....	107
7.2.	Diagramas de esforços .....	109
7.3.	Verificação ao Estado Limite Último .....	112
7.3.1.	Classificação da secção .....	112
7.3.2.	Interacção esforço normal de tracção com momento flector .....	113
7.3.3.	Resistência ao esforço transverso.....	115
7.3.4.	Resistência à encurvadura por esforço transverso.....	116
7.3.5.	Interacção entre esforço transverso, momento flector e esforço normal .....	117
7.4.	Verificação ao Estado Limite de Utilização.....	118
8.	Dimensionamento da estrutura de suporte da placa, pilares de empena e contraventamentos	119
8.1.	Pilares de empena da fachada anterior .....	119
8.1.1.	Verificação de resistência ao ELU.....	120
8.1.1.1.	Classificação da secção.....	121
8.1.1.2.	Interacção entre esforço normal de tracção e momento flector.....	122
8.1.1.3.	Resistência ao esforço transverso.....	124
8.1.1.4.	Resistência à encurvadura por esforço transverso .....	125
8.2.	Estrutura de suporte da placa e pilares de empena posteriores.....	126
8.2.1.	Acções sobre a estrutura de suporte da placa.....	126
8.2.2.	Combinação de acções .....	127
8.2.3.	Diagramas de esforços.....	128
8.2.4.	Verificação ao Estado Limite Último.....	131
8.2.4.1.	Travessa .....	132
8.2.4.2.	Pilares A e C .....	138
8.2.4.3.	Pilar B .....	146
8.2.5.	Verificação ao Estado Limite de Utilização .....	149
8.3.	Verificação das colunas da estrutura resistente principal na zona em que fazem parte da estrutura de suporte da placa.....	150
8.3.1.	Interacção entre momento flector e esforço normal .....	151
8.3.2.	Resistência ao esforço transverso.....	154
8.4.	Contraventamento da cobertura.....	155
8.4.1.	Resistência ao esforço normal do montante 1 .....	158

8.4.2.	Resistência ao esforço normal do Montante 2 .....	161
8.4.3.	Resistência ao esforço normal da Diagonal 8 .....	162
8.4.4.	Verificação de resistência do elemento 17.....	163
8.4.5.	Verificação de resistência do elemento 23.....	163
8.4.6.	Estado limite de utilização para os elementos do contraventamento da cobertura 165	
8.5.	Contraventamento lateral.....	166
8.5.1.	Verificação de resistência da diagonal 5.....	168
8.5.2.	Verificação dos pilares da estrutura resistente principal.....	168
8.5.3.	Estado limite de utilização para os elementos do contraventamento lateral .....	169
9.	Dimensionamento das bases dos pilares .....	171
9.1.	Sapatas da estrutura resistente principal.....	172
9.1.1.	Pré-dimensionamento .....	173
9.1.2.	Método da viga equivalente .....	175
9.1.3.	Verificação ao esforço transversal .....	176
9.1.4.	Verificação da placa base.....	177
9.1.5.	Ancoramento.....	179
9.2.	Sapatas dos pilares de empena anteriores.....	181
9.2.1.	Pré-dimensionamento .....	181
9.2.2.	Método da viga equivalente .....	183
9.2.3.	Verificação ao esforço transversal .....	184
9.2.4.	Placa base.....	184
9.2.5.	Ancoramento.....	186
9.3.	Sapatas da estrutura de suporte da placa .....	188
9.3.1.	Pilares A e C .....	189
9.3.1.1.	Pré-dimensionamento .....	189
9.3.1.2.	Método da viga equivalente .....	190
9.3.1.3.	Verificação ao esforço transversal.....	191
9.3.1.4.	Placa base.....	191
9.3.1.5.	Ancoramento .....	193
9.3.2.	Pilar B.....	194
10.	Projecto de Ligações .....	197
10.1.	Estrutura resistente principal.....	197
10.1.1.	Ligação entre banzos da viga armada e coluna .....	198
10.1.2.	Cume.....	205
10.1.3.	Nós da viga armada .....	209

10.2.	Pórticos das fachadas e pilares de empena .....	214
10.2.1.	Ligação viga – coluna.....	214
10.2.2.	Pilares de empena.....	220
10.2.3.	Cume .....	222
10.3.	Estrutura de suporte da placa.....	228
10.3.1.	Ligação pilar A/C – travessa.....	228
10.3.2.	Ligação pilar B – travessa.....	238
10.3.3.	Ligação da travessa aos pilares da estrutura resistente principal .....	239
10.4.	Ligações nos Contraventamentos.....	240
10.4.1.	Ligação do montante (HE120A) à estrutura resistente principal .....	243
11.	Conclusão.....	245
12.	Bibliografia .....	247
Anexos.....		249



## Índice de figuras

Figura 1.1 – Esquema da estrutura resistente principal a projectar .....	2
Figura 3.1 - Coeficiente de forma para a carga da neve (EC1).....	9
Figura 3.2 - Altura de referência e forma do perfil de pressão dinâmica no edifício (3) .....	12
Figura 3.3 - Zonas em paredes verticais (3).....	13
Figura 3.4 - Zonas em cobertura de duas vertentes sujeita a vento transversal (3).....	15
Figura 3.5 - Zonas da cobertura sujeita a vento longitudinal.....	16
Figura 4.1 - Coeficientes de pressão exterior e interior na cobertura.....	20
Figura 4.2 - Esquema do painel de cobertura .....	20
Figura 4.3 - Coeficientes de pressão exterior e interior na fachada lateral.....	21
Figura 4.4 – Esquema do painel de revestimento .....	22
Figura 4.5 - Coeficientes de pressão exterior e interior na fachada de empena .....	23
Figura 4.6 - Eixos e dimensões do perfil utilizado para as madres .....	23
Figura 4.7 - Esquema estático de uma madre da cobertura .....	24
Figura 4.8 - Diagrama de momentos na madre (aproximado) .....	24
Figura 4.9 - Coeficientes de pressão exterior na cobertura para vento transversal .....	25
Figura 4.10 - Coeficientes de pressão exterior na cobertura para vento longitudinal .....	25
Figura 4.11 – Coeficientes de pressão exterior na cobertura para o dimensionamento de madres (distâncias em metros).....	26
Figura 4.12 - Coeficientes de pressão totais na cobertura para dimensionamento de madres (distâncias em metros).....	26
Figura 4.13 - Sistema de eixos de uma madre da cobertura .....	27
Figura 4.14 - Zonas não efectivas da secção .....	30
Figura 4.15 - Distribuição de tensões na alma (3).....	32
Figura 4.16 - Distribuição de tensões nos banzos (3).....	32
Figura 4.17 - Deslocamento segundo y do eixo neutro devido à redução de secção .....	35
Figura 4.18 - Coeficientes de pressão exterior na fachada lateral sujeita a vento longitudinal .....	37
Figura 4.19 - Distribuição dos coeficientes de pressão exterior em duas zonas da fachada.....	38
Figura 4.20 - Coeficientes de pressão totais sobre a fachada lateral .....	38
Figura 4.21 - Madre da fachada lateral.....	39
Figura 4.22 - Coeficientes de pressão do vento sobre as fachadas de empena .....	43
Figura 4.23 - Zonas da fachada de empena a considerar no dimensionamento de madres .....	43
Figura 4.24 - Coeficiente de pressão totais na fachada de empena .....	43
Figura 5.1 - Chapa perfilada MUNDIDECK® (7).....	48
Figura 5.2 – Situação 1: faixa de laje com 1 metro de largura carregada com $p_{Ed}$ .....	50
Figura 5.3 – Diagrama de momentos resultante na situação 1.....	50
Figura 5.4 – Situação 2: faixa de laje com 1 metro de largura carregada com $\gamma_G G_k$ nos dois tramos, e $\gamma_Q Q_k$ no primeiro tramo .....	51
Figura 5.5 – Diagrama de momentos resultante na situação 2.....	51
Figura 5.6 – Esforço transversal resultante na situação 2.....	51
Figura 5.7 – Situação 1.....	59
Figura 5.8 - Diagrama de momentos correspondente à situação 1.....	59
Figura 5.9 – Situação 2.....	59

Figura 5.10 – Diagrama de momentos correspondente à situação 2 .....	59
Figura 5.11 – Situação 3 .....	59
Figura 5.12 – Esforço transverso resultante da situação 3 .....	60
Figura 6.1 – Vista em planta do pavilhão – secções em que os pórticos estão sujeitos a esforços diferentes .....	65
Figura 6.2 – Acções permanentes sobre a estrutura .....	67
Figura 6.3 - Sobrecarga sobre a cobertura .....	68
Figura 6.4 - Acção da neve sobre a cobertura (a mais gravosa).....	69
Figura 6.5 – Coeficientes de pressão exterior originados por vento transversal - secção 1 .....	69
Figura 6.6 - Coeficientes de pressão exterior originados por vento transversal - secção 2.....	69
Figura 6.7 - Coeficientes de pressão exterior originados por vento longitudinal - secção 1.....	70
Figura 6.8 - Coeficientes de pressão exterior originados por vento longitudinal - secção 2.....	70
Figura 6.9 - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 1 com coeficiente de pressão interior +0,2 .....	70
Figura 6.10 - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 2 com coeficiente de pressão interior +0,2.....	70
Figura 6.11 - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 1 com coeficiente de pressão interior +0,2.....	71
Figura 6.12 - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 2 com coeficiente de pressão interior +0,2.....	71
Figura 6.13 - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 1 com coeficiente de pressão interior -0,3.....	71
Figura 6.14 - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 2 com coeficiente de pressão interior -0,3.....	71
Figura 6.15 - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 1 com coeficiente de pressão interior -0,3.....	72
Figura 6.16 - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 2 com coeficiente de pressão interior -0,3.....	72
Figura 6.17 - Coeficientes de pressão totais mais gravosos para vento transversal .....	74
Figura 6.18 - Acção do vento transversal com coeficiente de pressão interior +0,2.....	74
Figura 6.19 – Acção do vento longitudinal com coeficiente de pressão interior +0,2 .....	75
Figura 6.20 – Numeração dos elementos da estrutura resistente principal .....	77
Figura 6.21 – Numeração dos nós da estrutura resistente principal .....	77
Figura 6.22 - Perfil HE300B .....	81
Figura 6.23 – Definição do parâmetro $\alpha$ .....	82
Figura 6.24 – Diagramas de esforços (M, V, e N) de uma coluna para a combinação 04.....	92
Figura 6.25 - Esquema para o cálculo de comprimento de encurvadura (8).....	96
Figura 6.26 - Perfil HE300B .....	101
Figura 6.27 - Deformada da estrutura resistente principal para a combinação 04 .....	104
Figura 6.28 - Deformada da estrutura resistente principal para a Combinação 02.....	105
Figura 7.1 - Esquema de um pavilhão industrial (9) .....	107
Figura 7.2 – Acções permanentes (peso das madres e revestimento) sobre os pórticos das fachadas de empena .....	108
Figura 7.3 - Acção da neve sobre os pórticos das fachadas de empena.....	108
Figura 7.4 - Acção do vento longitudinal sobre os pórticos das fachadas de empena.....	109

Figura 7.5 - Diagrama de momentos num pórtico da fachada de empena para a acção da neve (ELU) .....	109
Figura 7.6 - Diagrama de esforço transverso num pórtico da fachada de empena para a acção da neve (ELU) .....	110
Figura 7.7 - Diagrama de esforço normal num pórtico da fachada de empena para a acção da neve (ELU) .....	110
Figura 7.8 - Diagrama de momentos num pórtico da fachada de empena para a acção do vento longitudinal (ELU).....	111
Figura 7.9 - Diagrama de esforço transverso num pórtico da fachada de empena para a acção do vento longitudinal (ELU) .....	111
Figura 7.10 - Diagrama de esforço normal num pórtico da fachada de empena para a acção do vento longitudinal (ELU) .....	111
Figura 7.11 - Perfil IPE140.....	116
Figura 8.1 – Fachada de empena.....	119
Figura 8.2 - Carregamento e diagramas de momentos, esforço transverso, e esforço normal num pilar de empena para o ELU .....	121
Figura 8.3 - Perfil HE220A .....	124
Figura 8.4 - Estrutura de suporte da placa e pilar de empena da fachada posterior (ver desenho nº3) .....	126
Figura 8.5 – Diagrama de momentos para a Combinação 01 .....	128
Figura 8.6 - Diagrama de esforço transverso para a Combinação 01 .....	129
Figura 8.7 - Diagrama de esforço normal para a Combinação 01.....	129
Figura 8.8 – Diagrama de momentos para a Combinação 02 .....	130
Figura 8.9 – Diagrama de esforço transverso para a Combinação 02 .....	130
Figura 8.10 – Diagrama de esforço normal para a Combinação 02 .....	131
Figura 8.11 - Perfil HE200B.....	132
Figura 8.12 - Perfil HE200A .....	138
Figura 8.13 – Esquema para o cálculo do comprimento de encurvadura (8).....	140
Figura 8.14 - Comprimento de encurvadura segundo z (4) .....	141
Figura 8.15 - Perfil HE120A .....	146
Figura 8.16 - Deformada da estrutura de suporte da placa e do pilar de empena posterior .....	149
Figura 8.17 - Esquema para determinar os comprimentos de encurvadura (8).....	151
Figura 8.18 - Comprimento de encurvadura segundo z (4) .....	153
Figura 8.19 - Esquema simplificado da acção do vento sobre um pilar de empena (4) .....	155
Figura 8.20 - Viga articulada em cruz de St. André para o contraventamento da cobertura .....	156
Figura 8.21 - Viga articulada Pratt para o dimensionamento do contraventamento da cobertura sujeito a pressão devida ao vento longitudinal.....	157
Figura 8.22 - Carregamento não majorado sobre o contraventamento da cobertura.....	157
Figura 8.23 - Esforço normal nos elementos do contraventamento da cobertura .....	158
Figura 8.24 - Contraventamento lateral.....	166
Figura 8.25 - Carregamento sobre o contraventamento lateral.....	167
Figura 8.26 - Esforço normal nos elementos do contraventamento lateral.....	167
Figura 9.1 - Largura adicional “c” máxima da placa base.....	171
Figura 9.2 - Esquema geral da base de um pilar com distribuição de tensões aproximada na zona comprimida.....	173

Figura 9.3 – Esquema da base de um pilar com distribuição real de tensões na zona comprimida .....	175
Figura 9.4 - Vista de topo de uma base reforçada .....	177
Figura 9.5 - Secção 1-1 .....	178
Figura 9.6 – Distribuição da tensão na interface sapata - betão .....	179
Figura 9.7 - Patela de contacto .....	180
Figura 9.8 – Vista de topo da base do pilar de empena .....	185
Figura 9.9 – Secção 1-1 da base de um pilar de empena .....	185
Figura 9.10 - Patela de contacto para os chumbadouros das sapatas dos pilares de empena .....	187
Figura 9.11 – Vista de topo da base do pilar A (ou C) .....	191
Figura 9.12 – Secção 1-1 da base do pilar A (ou C).....	192
Figura 9.13 - Patela de contacto para os chumbadouros da sapata do pilar A .....	193
Figura 9.14 - Vista de topo da base do pilar B.....	195
Figura 10.1 – Flange T .....	198
Figura 10.2 – Ligação viga armada – pilar (o sentido das forças F varia consoante o elemento esteja sob compressão ou tracção).....	198
Figura 10.3 – Geometria da ligação .....	201
Figura 10.4 – Geometria da ligação no cume .....	207
Figura 10.5 – Ligação em N com espaçamento g (3).....	209
Figura 10.6 – Dimensão característica “a” de um cordão de soldadura (3).....	212
Figura 10.7 – Cordões de soldadura na união corda – braço (3).....	212
Figura 10.8 – Geometria da ligação viga – pilar no pórtico especial .....	215
Figura 10.9 – Placa de testa para ligação viga - pilar no pórtico especial .....	217
Figura 10.10 – Esquema da ligação pilar de empena – viga.....	220
Figura 10.11 – Ligação no cume dos pórticos de fachada.....	222
Figura 10.12 – Distribuição de esforços pelos parafusos .....	223
Figura 10.13 – Vista em corte da ligação no cume dos pórticos de fachada.....	224
Figura 10.14 – Ligação pilar A - travessa.....	228
Figura 10.15 – Placa de testa para a ligação pilar A - travessa .....	230
Figura 10.16 – Ligação ao banzo do pilar HE200A .....	234
Figura 10.17 – Pormenor do reforço, e esforços envolvidos .....	238
Figura 10.18 – Ligação pilar B- viga.....	238
Figura 10.19 – Placa de testa para ligação pilar B – viga .....	239
Figura 10.20 – Ligação da viga ao pilar da estrutura resistente principal com alma reforçada ...	239
Figura 10.21 – Condições geométricas para chapas em ligações articuladas (3).....	241
Figura 10.22 – Ligações do contraventamento da cobertura – chapas de olhal e “Gousset” .....	242
Figura 10.23 – Ligação no cruzamento entre elementos do contraventamento (cobertura) .....	242
Figura 10.24 – Ligação montante HE120A – E.R.P.....	243
Figura 10.25 – Chapa de testa .....	243

## Índice de tabelas

Tabela 3.1 - Dimensões do pavilhão observado segundo uma direcção transversal.....	13
Tabela 3.2 - Coeficientes de pressão exterior nas paredes para vento transversal.....	13
Tabela 3.3 - Dimensões do pavilhão observado segundo uma direcção longitudinal.....	14
Tabela 3.4 - Coeficientes de pressão exterior nas paredes para vento longitudinal.....	14
Tabela 3.5 - Coeficientes de pressão exterior para a cobertura sujeita a vento transversal.....	15
Tabela 3.6 - Coeficientes de pressão exterior para a cobertura sujeita a vento longitudinal.....	16
Tabela 4.1 – Valores máximos de cargas distribuídas sobre a cobertura.....	20
Tabela 4.2 - Carga uniformemente distribuída admissível pelo painel de cobertura “Roofmeta 5 - 1000”.....	21
Tabela 4.3 - Carga uniformemente distribuída admissível pelo painel de revestimento “Wallmeta N-1000”.....	22
Tabela 4.4 - Valores característicos das acções variáveis a considerar no dimensionamento das madres.....	26
Tabela 4.5 - Madres da cobertura C+300 (h=300 mm).....	27
Tabela 4.6 – Valores das combinações de acções sobre as madres da cobertura (em kN/m).....	33
Tabela 4.7 - Momento de cálculo (kN.m).....	33
Tabela 4.8 – Área efectiva das madres da zona B.....	35
Tabela 4.9 - Propriedades da secção reduzida das madres da zona B.....	36
Tabela 4.10 - Verificação do critério de segurança relativo ao ELU.....	36
Tabela 4.11 - Deslocamentos (flechas) das madres da cobertura.....	37
Tabela 4.12 - Valor característico da acção do vento na fachada lateral.....	38
Tabela 4.13 – Madres da fachada lateral C+300 (h=300 mm).....	39
Tabela 4.14 – Acções (kN) e momentos máximos (kN.m) de cálculo, Zonas A e B.....	40
Tabela 4.15 - Cálculo da secção reduzida.....	41
Tabela 4.16 - Propriedades das secções reduzidas.....	41
Tabela 4.17 - Verificação do critério de segurança relativo ao ELU.....	41
Tabela 4.18 – Acções (ELS) e deslocamentos das madres fachada lateral.....	42
Tabela 4.19 - Madres da fachada de empena C+300 (h=300 mm).....	44
Tabela 4.20 – Acções (kN) e momentos máximos (kN.m) de cálculo, Zonas A e B.....	45
Tabela 4.21 - Cálculo da secção reduzida.....	45
Tabela 4.22 - Propriedades das secções reduzidas.....	45
Tabela 4.23 - Verificação do critério de segurança relativo ao ELU.....	46
Tabela 4.24 – Acções (ELS) e deslocamentos das madres das fachadas de empena.....	46
Tabela 5.1 - Valores da carga resistente ( $\text{kN/m}^2$ ) em laje contínua com chapa de 1 mm de espessura e betão C30/37.....	48
Tabela 6.1 - Valor da carga do vento correspondente aos coeficientes de pressão totais que ocorrem na estrutura.....	73
Tabela 6.2 – Esforços na estrutura resistente principal.....	78
Tabela 6.3 - Valores não majorados das reacções correspondentes ao valor característico de cada uma das acções.....	80
Tabela 6.4 - Reacções nos apoios resultantes para as combinações de acções.....	80
Tabela 6.5 – Perfis para a estrutura resistente principal.....	81

Tabela 7.1 - Esforços máximos na travessa dos pórticos das fachadas de empena para a combinação 02 .....	110
Tabela 7.2 - Esforços máximos na travessa dos pórticos das fachadas de empena para a combinação 04 .....	112
Tabela 8.1 - Reacções nos apoios da travessa dos pórticos das fachadas de empena, que correspondem a acções sobre os pilares de empena .....	120
Tabela 8.2 - Perfis metálicos da estrutura de suporte da placa.....	131
Tabela 8.3 - Esforços na base de uma coluna da Estrutura Resistente Principal na zona da placa .....	150
Tabela 8.4 - Reacções no apoio superior dos pilares de empena .....	157
Tabela 8.5 - Esforço normal e secções dos elementos do contraventamento da cobertura.....	158
Tabela 8.6 – Estado Limite de utilização para os elementos do contraventamento da cobertura	166
Tabela 8.7 - Esforços e secções no contraventamento lateral .....	167
Tabela 8.8 - Estado Limite de utilização para os elementos do contraventamento da cobertura .	169
Tabela 9.1 - Esforços na base de um pilar da estrutura resistente principal para a combinação crítica .....	172
Tabela 9.2 - Dimensões para o pré-dimensionamento.....	173
Tabela 9.3 - Esforços na base de um pilar de empena .....	181
Tabela 9.4 - Dimensões para o pré-dimensionamento da sapata do pilar de empena .....	181
Tabela 9.5 - Esforços na base dos pilares da estrutura de suporte da placa .....	188
Tabela 9.6 – Dimensões a ter em conta no pré-dimensionamento da sapata do pilar A.....	189
Tabela 10.1 – Dados geométricos para verificação da ligação .....	210

## **1. Objectivos**

O programa dos Eurocódigos Estruturais iniciado na década de 1970 surgiu da necessidade de harmonização das especificações técnicas para projecto de obras de Engenharia. O que numa primeira fase consistia num conjunto de regras técnicas alternativas às regras nacionais dos Estados-membros resultou mais tarde na intenção de conferir aos Eurocódigos o estatuto de Normas Europeias (EN), com a atribuição ao Comité Europeu de Normalização (CEN) da responsabilidade de sua preparação e publicação.

Neste contexto, e durante a década de 1990, foram elaboradas e publicadas dez Normas Europeias (EN 1990 a EN 1999) onde se definem as bases para o projecto de estruturas. Em geral, cada uma das Normas tem várias partes, de forma a abranger os elementos construtivos mais comuns, definindo acções, princípios de segurança, utilização e durabilidade para estruturas dos materiais mais utilizados (betão, aço, mistas, madeira, alvenaria, e alumínio).

A nível nacional, e no que respeita ao projecto de estruturas em aço, a adopção dos Eurocódigos estruturais promove uma verdadeira revolução de conceitos e procedimentos. Neste momento, os Eurocódigos mantêm um carácter facultativo, como complemento dos regulamentos em vigor: o Regulamento de Segurança e Acções (RSA), e o Regulamento de Estruturas em aço para Pontes e Edifícios (REAPE). É esperado que em 2014 nova legislação entre em vigor no sentido de conferir o carácter de obrigatoriedade aos Eurocódigos Estruturais.

Um documento de tão elevado grau de abrangência é, naturalmente, extenso e, por vezes, de difícil interpretação. Num contexto de mercado, em que a competitividade impõe rapidez na proposta de soluções, a utilização dos Eurocódigos pode constituir mais um entrave do que propriamente um objecto produtivo como meio de alcançar uma vantagem competitiva.

Portanto, só um estudo sistematizado prévio das disposições dos Eurocódigos permite ao projectista responder em tempo útil às exigências do mercado, explorando por inteiro as vantagens destas Normas.

O projecto de Estruturas Metálicas é parte integrante da formação de um Engenheiro Mecânico, e como tal, reveste-se da maior importância a execução deste

trabalho, em que, tomando como objecto de estudo um pavilhão com uma zona de escritórios (com um andar), se reúne um vasto leque das situações de projecto mais comuns neste tipo de estruturas em Portugal.

A motivação para esta temática parte também da escassez de projectos assentes exclusivamente nas diversas partes do Eurocódigo. Este projecto segue o disposto na EN 1990 – Eurocódigo: Bases para o projecto de Estruturas; as acções sobre a estrutura são definidas segundo EN1991 – Eurocódigo 1: Acções em estruturas; o projecto e verificação de segurança da estrutura resistente principal e ligações são feitos segundo EN 1993: Projecto de estruturas de aço; a laje mista é dimensionada segundo EN 1994: Projecto de estruturas mistas aço - betão, assegurando-se assim que toda a estrutura projectada está em conformidade com as Normas Europeias.

A estrutura proposta será localizada em Bragança, na zona Industrial, a 700 metros de altitude. A figura seguinte mostra o esquema proposto para a estrutura resistente principal tipo pórtico com viga armada.

Área em planta: 1800 m<sup>2</sup>

Comprimento x largura: 60x30 m

Distância entre pórticos: 6 m

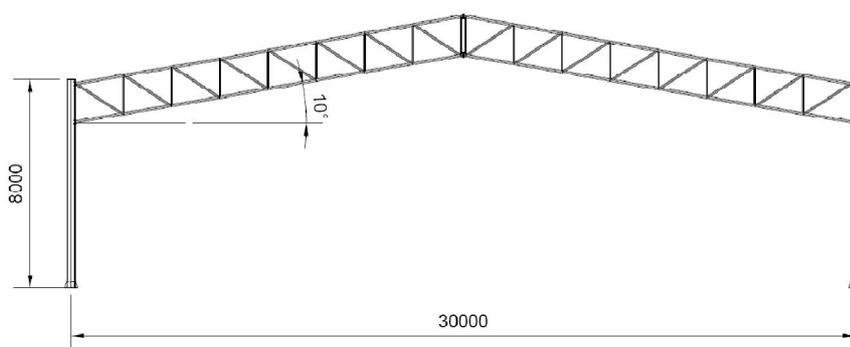
Altura livre do pavilhão: 8 m

Inclinação das vertentes: 10°

Estrutura resistente principal: pórtico com viga armada

Localização: Bragança, zona Industrial, 700 m de altitude

Requisitos adicionais: revestimento com isolamento térmico e acústico



**Figura 1.1** – Esquema da estrutura resistente principal a projectar

## 2. Considerações gerais

O Eurocódigo (EN 1990) enuncia os princípios a seguir para o dimensionamento de estruturas. Nesse sentido, são introduzidos alguns conceitos que importa compreender, como ponto de partida para o projecto de estruturas segundo os Eurocódigos.

As situações de projecto são o conjunto de condições físicas representativas das condições reais que ocorrem durante um certo período de tempo em relação ao qual o projecto demonstra que os estados limites não são excedidos, e são classificadas como persistentes, transitórias, acidentais, e sísmicas.

Este trabalho concentra-se em situações de projecto persistentes e transitórias, que correspondem às condições normais de utilização e condições temporárias aplicáveis (por exemplo, durante a construção).

O dimensionamento dos diferentes elementos estruturais é feito em relação aos Estados Limites seguindo o método dos coeficientes parciais.

Assim, consideram-se o Estado Limite Último (ELU) e o Estado Limite de Utilização (ELS) para verificação de estruturas sujeitas a acções estáticas.

O Estado Limite Último refere-se à segurança da estrutura e do utilizador. Nesta obra são verificados dois ELU:

- EQU: perda de equilíbrio estático do conjunto ou de parte da estrutura considerada com corpo rígido, devendo verificar-se:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

Em que,

$E_{d,dst}$  - valor de cálculo do efeito das acções não estabilizantes;

$E_{d,stb}$  - valor de cálculo do efeito das acções estabilizantes;

- STR: rotura ou deformação excessiva da estrutura ou dos elementos estruturais, devendo respeitar a desigualdade:

$$E_d \leq R_d$$

Em que,

$E_d$  - valor de cálculo do efeito das acções;

$R_d$  - valor de cálculo da resistência correspondente.

Não se consideram aplicáveis os estados GEO e FAT, relativos à rotura ou deformação excessiva do terreno, e rotura por fadiga, respectivamente.

No que respeita à verificação ao Estado Limite de Utilização, genericamente deve verificar-se que:

$$E_d \leq C_d$$

Com,

$E_d$  - valor de cálculo dos efeitos das acções especificadas no critério de utilização;

$C_d$  - valor de cálculo limite ao correspondente critério de utilização.

O critério de utilização a ter em conta na verificação ao ELS é definido em cada Eurocódigo, ou em alternativa, acordado com o dono da obra (1).

### **3. Quantificação de acções**

O projecto de uma estrutura metálica, tal como qualquer outra estrutura de engenharia, inicia-se com a definição e quantificação das acções de natureza humana e ambiental a que a estrutura poderá ser sujeita ao longo do seu tempo de vida útil. Segundo o Eurocódigo, define-se acção como um conjunto de forças aplicadas à estrutura, e como tal, é em função dessas grandezas que os elementos estruturais serão dimensionados.

De acordo com a sua variação temporal as acções classificam-se como: permanentes (G), com elevada probabilidade de actuar 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, correspondem aos pesos próprios de estruturas e equipamentos; variáveis (Q), cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável nem monotónica, como é o caso das sobrecargas sobre pavimentos e coberturas, a acção da neve e do vento; e finalmente, acções de acidente (A), como incêndios, sismos e explosões que são normalmente de curta duração, com baixa probabilidade de ocorrência, mas com intensidade significativa. Podem também classificar-se de acordo com a sua variação no espaço como acções fixas (peso próprio) ou livres (como a acção do vento e da neve).

O valor característico ( $F_k$ ) de uma acção é o seu valor representativo especificado como um valor médio, um valor superior ou inferior, ou um valor nominal, dependendo da natureza da acção. Os valores característicos das acções são quantificados nas diversas partes do Eurocódigo 1 que servem de referência a este projecto.

Às acções permanentes a considerar neste projecto, dada invariabilidade no espaço e no tempo, corresponde um valor característico  $G_k$  único, especificado em função das dimensões da estrutura e dos valores médios das massas volúmicas dos materiais.

Para as acções climáticas (variáveis), o valor característico deve corresponder a um valor superior ou inferior baseados na probabilidade de 0,02 de ser excedida, ou um valor nominal nos casos em que não seja conhecida a distribuição estatística.

O valor característico para as acções de acidente deve ser especificado para cada projecto.

Os valores característicos das acções variáveis, por si só, não permitem estabelecer as situações de projecto relevantes, pelo que outros valores representativos

devem ser considerados: o valor de combinação ( $\psi_0 Q_k$ ) utilizado para a verificação de estados limites últimos, e estados limites de utilização irreversíveis; o valor frequente ( $\psi_1 Q_k$ ), para verificação de estados limite últimos envolvendo acções de acidente e estados limites de utilização reversíveis; e o valor quase-permanente, representado pelo produto ( $\psi_2 Q_k$ ), e utilizados para o cálculo de efeitos a longo prazo.

Em geral, o valor de cálculo de uma acção é expresso por:

$$F_d = \gamma_F F_k$$

Em que  $\gamma_F$  é o coeficiente parcial de segurança da acção considerada atendendo a possíveis variações desfavoráveis das acções, imprecisões na sua modelação e incertezas na avaliação dos efeitos das acções.

Os valores de cálculo dos efeitos das acções ( $E_d$ ) correspondem à resposta das estruturas (esforços, tensões e deformações) e determinam-se a partir dos valores de cálculo das acções com base nas regras de combinação que, para o caso do projecto de edifícios metálicos, são:

- Situações de projecto persistentes e transitórias para verificações que não se relacionem com fadiga (combinações fundamentais):

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Situações de projecto acidentais:

$$\sum \gamma_{GA,j} G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

$G_{k,j}$  - São os valores característicos das acções permanentes

$Q_{k,1}$  - É o valor característico de uma das acções variáveis

$Q_{k,i}$  - São os valores característicos de outras acções variáveis

$A_d$  - É o valor de cálculo especificado para a acção acidental

$\gamma_{G,j}$  - São os coeficientes parciais de segurança para as acções permanentes  $G_{k,j}$

$\gamma_{GA,j}$  - Tem o significado de  $\gamma_{G,j}$ , mas aplica-se a situações de projecto acidentais

$\gamma_{Q,i}$  - São os coeficientes parciais de segurança para as acções variáveis  $Q_{k,i}$

E  $\psi_0$ ,  $\psi_1$  e  $\psi_2$  são especificados para cada acção no Anexo A da NP EN 1990.

Os coeficientes parciais de segurança para o caso da verificação ao Estado Limite Último (ELU) serão dados por:

$$\gamma_G = 1,35 \text{ – no caso de acções desfavoráveis}$$

$$\gamma_G = 1,0 \text{ – no caso de acções favoráveis}$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

No caso do Estado Limite de Serviço (ou Utilização), ELS, estes coeficientes serão considerados unitários.

### **3.1. Acções variáveis**

#### **3.1.1. Sobrecarga na cobertura**

O Eurocódigo 1 - Acções em estruturas – parte 1.1 prevê 3 categorias (H, I, K) de coberturas em função da utilização específica. Do Quadro-6.9 da referida norma, classifica-se a cobertura do pavilhão a projectar como categoria H, correspondente a “coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparações correntes”, e do Quadro-6.10 (à semelhança do que se refere o Quadro NA – 6.10 do Anexo Nacional à norma), vem:

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 1,0 \text{ kN}$$

Com:

$q_k$  - Valor característico de uma carga uniformemente distribuída

$Q_k$  - Valor característico de uma carga concentrada variável

#### **3.1.2. Sobrecarga no 1º andar**

No que respeita a pavimentos, são indicadas 4 categorias (A a D) (Quadro-6.1). Para este projecto, o 1º andar destina-se a escritórios, o que corresponde à categoria B, para a qual (Quadro NA-6.2):

$$q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 4,0 \text{ kN}$$

### 3.1.3. Neve

A acção da neve sobre uma estrutura é caracterizada segundo o Eurocódigo 1 – parte 1-3 como acção variável fixa. Está também prevista na norma a possibilidade de queda de neve excepcional em função da localização geográfica, sendo então tratada como uma acção de acidente.

O valor característico da carga da neve ao nível do solo  $s_k$  é definido em Anexo Nacional, de acordo com a zona do território.

$$s_k = C_z[1 + (H/500)^2]$$

Com:

$C_z$  – coeficiente dependente da zona ( Z1 – 0,3; Z2 – 0,2; Z3 -0,1)

H – altitude do local, em metros

Considere-se então o pavilhão localizado na zona Z2, a 700 metros de altitude:

$$s_k = 0,2 \times \left[ 1 + \left( \frac{700}{500} \right)^2 \right] = 0,592 \text{ kN/m}^2$$

O mesmo Anexo Nacional dita que à zona Z2 se aplica o caso A do Quadro NA – A.1, ou seja, a queda de neve não será uma acção de acidente. Estuda-se uma situação de projecto persistente/transitória, sendo a carga da neve na cobertura, para os casos de neve deslocada e não deslocada, obtida por:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Em que:

$\mu_i$  - coeficiente de forma da cobertura

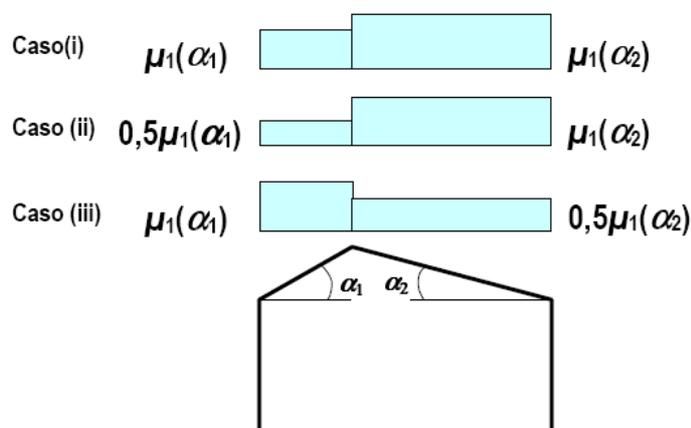
$C_e$  - coeficiente exposição, igual a 1 para topografia normal (de acordo com o Quadro 5.1, EC1-1.3)

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

O coeficiente de forma da cobertura  $\mu_i$  para uma cobertura de duas vertentes com inclinação entre 0° e 30° é:

$$\mu_i = 0,8$$

As disposições de carga da neve não deslocada (caso (i)) e deslocada (casos (ii) e (iii)) são as que se representam na figura seguinte:



**Figura 3.1** - Coeficiente de forma para a carga da neve (EC1)

Assim, para o caso de neve não deslocada, nas duas vertentes o valor da carga da neve é:

$$s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,592 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

Para o caso de neve deslocada (caso (ii)), a carga da neve nas coberturas 1 e 2 é:

$$s_1 = 0,5 \times 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,592 = 0,237 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,592 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

E para o caso (iii), a carga da neve é:

$$s_1 = 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,592 = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

$$s_2 = 0,5 \times 0,8 \times 1 \times 1 \times 0,592 = 0,237 \text{ kN/m}^2$$

Não serão considerados obstáculos que produzam acumulação significativa de neve, tais como platibandas. O efeito da neve saliente na cobertura é desprezável tratando-se de locais situados abaixo dos 800 metros de altitude acima do nível do mar.

#### 3.1.4. Vento

O EC1-1.4 dita que “A acção do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do

vento turbulento”. Classifica-se a acção do vento como uma acção variável fixa, cujos valores característicos são calculados a partir dos valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica.

O efeito do vento na estrutura está directamente relacionado com as dimensões e forma da estrutura, o regime local de ventos, a rugosidade do terreno, a orografia, e a altura de referência.

Assim, para compreender e quantificar a acção do vento sobre o pavilhão é necessário determinar vários parâmetros preliminares:

- Valor básico da velocidade do vento:

$$v_b = c_{dir} c_{season} v_{b,0}$$

Com:

$c_{dir}$  - coeficiente de direcção, cujo valor indicado é 1;

$c_{season}$  - coeficiente de sazão, também igual a 1;

$v_{b,0}$  - valor básico da velocidade de referência do vento, indicado em Anexo Nacional. Para determinar este valor considera-se o país dividido em duas partes. Neste caso o edifício situa-se na zona B,  $v_{b,0} = 30 \text{ m/s}$ .

$$v_b = 30 \text{ m/s}$$

- Rugosidade do terreno:

A rugosidade do terreno é caracterizada pelo coeficiente de rugosidade à altura  $z$ :

$$c_r(z) = k_r \ln(z/z_0), \text{ para } z_{min} < z \leq z_{m\acute{a}x}$$

Em que:

$z_0$  - comprimento de rugosidade, função da categoria do terreno;

$z_{min}$  - dado em função da categoria do terreno;

$z_{m\acute{a}x}$  - a ser considerado igual a 200 metros;

$k_r$  - coeficiente de terreno

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

De acordo com o Quadro NA-4.1 do Anexo Nacional do EC1 – parte 1-4, enquadra-se o terreno na Categoria III:  $z_0 = 0,3 \text{ m}$ ;  $z_{min} = 8 \text{ m}$ .

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{0,3}{0,05}\right)^{0,07} = 0,215$$

$$c_r(z) = 0,215 \times \ln(10,645/0,3) = 0,767$$

- Orografia, construções vizinhas de grande porte, e edifícios e obstáculos pouco espaçados:

Considera-se neste caso o efeito da orografia desprezável, uma vez que o declive médio do terreno a barlavento é inferior a 3°. O coeficiente de orografia  $c_o(z)$  é portanto igual a 1.

A localização do edifício numa zona industrial, em que todos os edifícios têm alturas idênticas, e se encontram moderadamente espaçados, permite também assumir que a velocidade do vento não é afectada por estes factores.

- Valor médio da velocidade do vento:

$$v_m(z) = c_r(z)c_o(z)v_b$$

$$v_m(z) = 0,767 \times 1 \times 30 = 23,01 \text{ m/s}$$

- Turbulência do vento:

A intensidade de turbulência à altura  $z$ , define-se através de:

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

$\sigma_v$  - desvio padrão da turbulência, obtido por:

$$\sigma_v = k_r v_b k_I$$

O coeficiente de turbulência  $k_I$  assume o valor 1, indicado no Anexo Nacional em NA-4.5.

$$\sigma_v = 0,215 \times 30 \times 1 = 6,45$$

$$I_v(z) = \frac{6,45}{23,01} = 0,28$$

- Pressão dinâmica de pico:

A pressão dinâmica de pico resulta das flutuações de curta duração da velocidade do vento. Determina-se para a altura  $z$  do edifício através de:

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

Em que  $\rho$  é a massa volúmica do ar, cujo valor recomendado é 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

$$q_p(z) = [1 + 7 \times 0,28] \times \frac{1}{2} \times 1,25 \times 23,01^2 = 979,5 \text{ N/m}^2$$

O conhecimento destes parâmetros constitui apenas o ponto de partida para a determinação da pressão exercida pelo vento nas superfícies, que no caso de superfícies exteriores é dado por:

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

E em superfícies interiores:

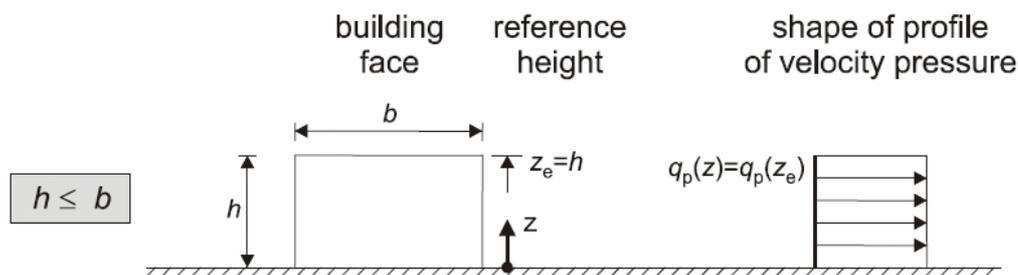
$$w_i = q_p(z_i)c_{pi}$$

Onde  $c_{pe}$  e  $c_{pi}$  são, respectivamente, o coeficiente de pressão exterior e interior, indicados no capítulo 7 do EC1-parte1-4. Notar que as alturas de referência  $z_e$  e  $z_i$  são consideradas iguais (2).

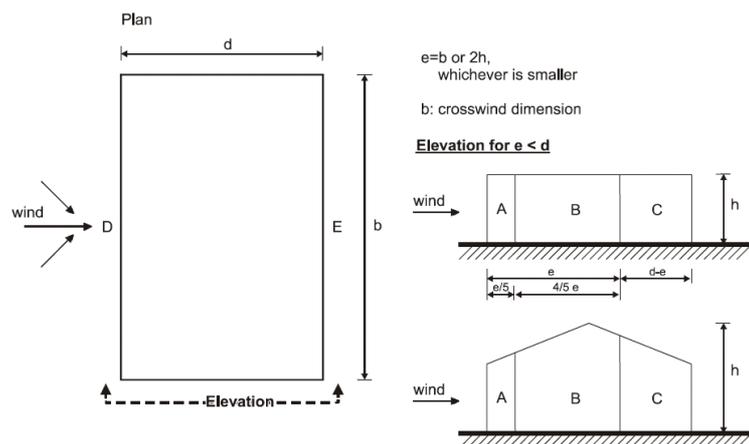
### 3.1.4.1. Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão exterior dependem da área carregada, sendo indicados os coeficientes locais  $c_{pe,1}$  para superfícies carregadas de  $1 \text{ m}^2$  e coeficientes globais  $c_{pe,10}$  para superfícies com  $10 \text{ m}^2$ . Os valores de  $c_{pe,1}$  destinam-se ao dimensionamento de elementos de revestimento e cobertura, e  $c_{pe,10}$  são usados no cálculo da estrutura resistente principal de edifícios.

Para paredes verticais:



**Figura 3.2** - Altura de referência e forma do perfil de pressão dinâmica no edifício (3)



**Figura 3.3 - Zonas em paredes verticais (3)**

Para paredes verticais os coeficientes de pressão exterior definem-se para as zonas indicadas de A a E. Para o caso de vento transversal ao pavilhão, perpendicular à maior dimensão de planta do edifício:

**Tabela 3.1 - Dimensões do pavilhão observado segundo uma direcção transversal**

d	30 m
b	60 m
h	10,645 m
e	21,29 m

Por interpolação no Quadro 7.1 do EC1, obtêm-se os coeficientes de pressão exterior para o caso de vento transversal:

**Tabela 3.2 - Coeficientes de pressão exterior nas paredes para vento transversal**

	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
A	-1,2	-1,4
B	-0,8	-1,1
C	-0,5	-0,5
D	+0,71	+1,0
E	-0,33	-0,32

Para o caso de vento longitudinal, ou seja, paralelo à direcção da parede de maior dimensão do pavilhão:

**Tabela 3.3** - Dimensões do pavilhão observado segundo uma direcção longitudinal

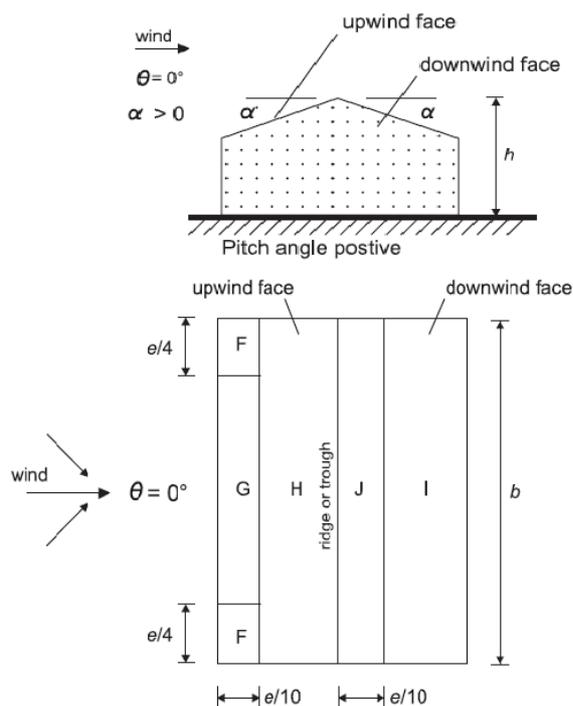
d	60 m
b	30 m
h	10,645 m
e	21,29 m

E os respectivos coeficientes de pressão são:

**Tabela 3.4** - Coeficientes de pressão exterior nas paredes para vento longitudinal

	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
A	-1,2	-1,4
B	-0,8	-1,1
C	-0,5	-0,5
D	+0,7	+1,0
E	-0,3	-0,3

Os coeficientes de pressão exterior da cobertura sujeita a vento transversal são determinados para as zonas indicadas na figura seguinte, em função da inclinação da cobertura, através da interpolação no Quadro 7.4 do EC1.



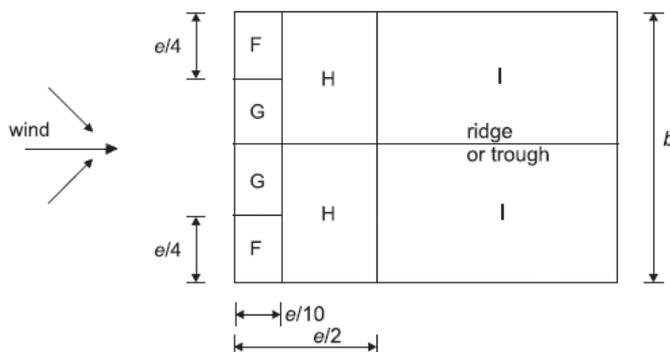
**Figura 3.4** - Zonas em cobertura de duas vertentes sujeita a vento transversal (3)

O EC1 - parte 1.4 indica que, para coberturas sujeitas a vento transversal com inclinação entre  $-5^\circ$  e  $45^\circ$ , a pressão varia rapidamente entre valores positivos e negativos na vertente voltada para barlavento, pelo que dois valores de coeficiente de pressão são indicados para F, G, e H, devendo ser combinados com os valores de J e I. Os coeficientes obtidos são:

**Tabela 3.5** - Coeficientes de pressão exterior para a cobertura sujeita a vento transversal

$\alpha$	F		G		H		I		J	
$10^\circ$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
	-1,3	-2,25	-1,0	-1,75	-0,45	-0,75	-0,5	-0,5	-0,4	-0,65
	+0,1		+0,1		+0,1		-0,3		-0,3	

As zonas da cobertura a considerar para o caso de vento longitudinal são:



**Figura 3.5** - Zonas da cobertura sujeita a vento longitudinal

Neste caso, os coeficientes são:

**Tabela 3.6** - Coeficientes de pressão exterior para a cobertura sujeita a vento longitudinal

$\alpha$	F		G		H		I	
$10^\circ$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
	-1,45	-2,1	-1,3	-2,0	-0,65	-1,2	-0,55	-0,55

Observa-se que as zonas estabelecidas nas paredes e na cobertura permitem ao projectista reforçar ou aliviar determinadas regiões da estrutura. Contudo, por questões de diversa ordem, tais como de facilidade de montagem, ou mesmo de disponibilidade de materiais e elementos estruturais, não é praticável implementar as regiões indicadas. Assim, os coeficientes determinados são adaptados à estrutura em projecto em função de imposições geométricas. Mais à frente, aquando do dimensionamento dos diferentes elementos, retoma-se este assunto, apurando quais as situações a considerar.

#### 3.1.4.2. Coeficientes de pressão interior

O coeficiente de pressão interior depende da distribuição de aberturas na envolvente do edifício, e da relação entre a área das aberturas e a área das faces. Esta relação é incerta em virtude da arquitectura do pavilhão, e da sua própria utilização. Assim, o valor coeficiente de pressão interna deve ser o mais gravoso escolhido entre +0,2 e -0,3 na análise de efeitos locais. Para a análise global da estrutura, ambos os casos

devem ser observados, uma vez que, o efeito favorável ou desfavorável será nesse caso menos evidente.

### 3.1.4.3. Forças exercidas pelo vento

Os cálculos até aqui efectuados conduzem ao cálculo da força exercida pelo vento sobre uma estrutura ou elemento, determinada pela soma vectorial de:

- Forças exteriores

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{superfícies}} w_e A_{ref}$$

$c_s c_d$  - coeficiente estrutural

$A_{ref}$  - área de referência da superfície individual

- Forças interiores

$$F_{w,i} = \sum_{\text{superfícies}} w_i A_{ref}$$

- Forças de atrito

$$F_{fr} = c_{fr} q_p(z_e) A_{fr}$$

$c_{fr}$  - coeficiente de atrito

$A_{fr}$  - área de superfície paralela ao vento

Para as forças exteriores define-se o coeficiente estrutural  $c_s c_d$  que engloba o efeito da não simultaneidade de ocorrência das pressões de pico em conjunto com o efeito da turbulência. Neste caso, tratando-se de um edifício com altura inferior a 15 metros, é igual a um.

As forças de atrito na estrutura poderão ser desprezadas se a área total das paredes paralelas à direcção do vento for igual ou inferior à área das paredes perpendiculares (aproxima-se a área das fachadas de empena a um rectângulo 8x30):

$$A_{ref,paralela} \leq 4 \times A_{ref,perpendicular}$$

Se o vento soprar transversalmente:

$$A_{ref,paralela} = 8 \times 30 \times 2 = 480 \text{ m}^2$$

$$4 \times A_{ref\_perpendicular} = 4 \times 60 \times 8 \times 2 = 3840 \text{ m}^2$$

Se o a direcção do vento for longitudinal:

$$A_{ref\_paralela} = 60 \times 8 \times 2 = 960 \text{ m}^2$$

$$4 \times A_{ref\_perpendicular} = 4 \times 30 \times 8 \times 2 = 1920 \text{ m}^2$$

Ou seja, as forças de atrito serão desprezadas.

## **4. Dimensionamento de madres e revestimentos**

A envolvente do pavilhão é constituída pelo revestimento, e pelas madres que o suportam. A disponibilidade no mercado de uma vasta panóplia de soluções para revestimentos permite ao projectista escolher da forma mais adequada o tipo de revestimento a utilizar em cada superfície de modo a que os requisitos funcionais do edifício sejam devidamente satisfeitos. A importância de um bom revestimento prende-se essencialmente com o conforto do utilizador, sendo por isso fundamental assegurar bom isolamento térmico e acústico, bem como elevada resistência à propagação de fogo. Assim, neste projecto a escolha recai em painéis “Sanduíche” para revestimento da cobertura e das fachadas, fornecidos pela Perfitec (catálogos em Anexo).

As propriedades mecânicas dos painéis de revestimento são determinantes na escolha da distância entre madres; painéis mais resistentes permitem distâncias entre apoios maiores, e pelo contrário, painéis menos robustos necessitam de apoios mais próximos.

Para as madres opta-se por perfis laminados a frio. Esta escolha reflecte uma vasta oferta destes perfis, em simultâneo com a economia de material daí resultante e consequente redução do custo total da obra.

### **4.1. Escolha do revestimento**

#### **4.1.1. Cobertura**

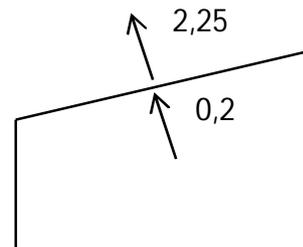
A escolha do revestimento para a cobertura é feita em função da acção mais exigente, tida como uma carga distribuída sobre a superfície. De acordo com o determinado em 3., apresenta-se na tabela seguinte um resumo das acções e seus valores máximos na cobertura. Para a acção do vento, considera-se neste caso o maior dos coeficientes de pressão exterior determinados, agravado por um coeficiente de pressão interior de +0,2. Assim, o valor da pressão do vento apresentado obtém-se a partir de:

$$w_{total} = q_p(z_e) \times (c_{pe} + c_{pi})$$

$$w_{total} = 979,5 \times (2,25 + 0,2)$$

$$= 2399,8 \frac{N}{m^2}$$

$$= 2,4 \frac{kN}{m^2} \text{ (sucção)}$$

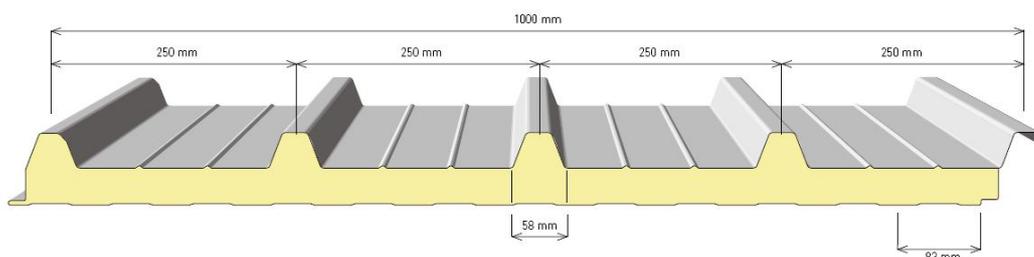


**Figura 4.1** - Coeficientes de pressão exterior e interior na cobertura

**Tabela 4.1** – Valores máximos de cargas distribuídas sobre a cobertura

Acção	Valor da carga distribuída (kN/m <sup>2</sup> )	Valor da carga distribuída (kg/m <sup>2</sup> )	Valor da carga distribuída majorada (1,5x) (kg/m <sup>2</sup> )
Sobrecarga	0,4	40,8	61,2
Neve	0,474	48,4	72,6
Vento	2,4	244,9	367,35

Optou-se então pelo painel “Roofmeta 5 - 1000” da Perfitec, constituído por duas chapas de aço de 0,5 mm de espessura e um núcleo de poliuretano, esquematicamente representado na figura, e cujas propriedades se resumem na tabela seguinte.



**Figura 4.2** - Esquema do painel de cobertura

**Tabela 4.2** - Carga uniformemente distribuída admissível pelo painel de cobertura  
“Roofmeta 5 -1000”

Vão máximo (m)	2 ou mais vãos			
	Espessura do painel (mm)			
	30	40	50	80
	Carga uniformemente distribuída admissível (kg/m <sup>2</sup> )			
2,0	265	355	<b>399</b>	575
2,5	200	261	294	408
3,0	160	198	224	297
Peso (kg/m <sup>2</sup> )	10,75	11,17	<b>11,59</b>	12,85

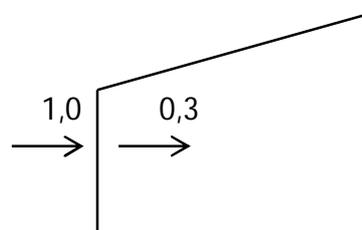
Com uma carga máxima admissível igual a 399 kg/m<sup>2</sup> para uma distância máxima entre apoios de 2,0 metros, é escolhido o painel de 50 mm de espessura.

#### 4.1.2. Fachadas laterais

A acção que condiciona a escolha do revestimento das fachadas laterais é a acção do vento. Seguindo o processo adoptado no ponto anterior, o valor da carga distribuída máxima que actua sobre as fachadas laterais é neste caso agravado com um coeficiente de pressão interior de -0,3, resultando:

$$w_{total} = q_p(z_e) \times (c_{pe} + c_{pi})$$

$$\begin{aligned} w_{total} &= 979,5 \times (1,0 + 0,3) \\ &= 1273,4 \frac{N}{m^2} = 1,27 \frac{kN}{m^2} \\ &= 129,6 \frac{kg}{m^2} \text{ (pressão)} \end{aligned}$$

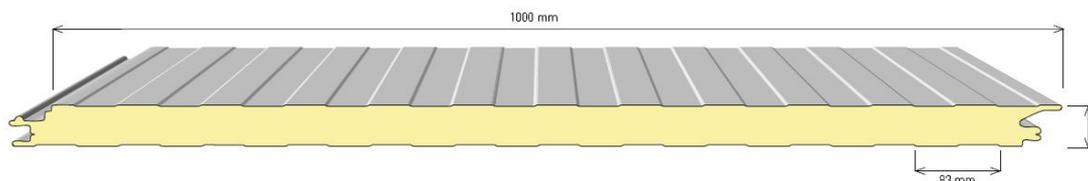


**Figura 4.3** - Coeficientes de pressão exterior e interior na fachada lateral

O valor da acção majorada (1,5x) é:

$$w_{total} = 194,4 \frac{kg}{m^2}$$

Neste caso, é escolhido o painel de revestimento “Wallmeta N-1000” da Perfitec.



**Figura 4.4** – Esquema do painel de revestimento

**Tabela 4.3** - Carga uniformemente distribuída admissível pelo painel de revestimento “Wallmeta N-1000”

Vão máximo (m)	2 ou mais vãos			
	Espessura do painel (mm)			
	40	50	60	80
	Carga uniformemente distribuída admissível (kg/m <sup>2</sup> )			
2,0	178	<b>245</b>	321	500
2,5	140	182	237	347
3,0	108	140	181	220
Peso (kg/m <sup>2</sup> )	10,16	<b>10,58</b>	11,00	11,84

Atendendo à carga distribuída calculada, opta-se por painéis com 50 mm de espessura, que com uma distância máxima entre apoios de 2,0 metros asseguram resistência a carregamentos até 245 kg/m<sup>2</sup>.

#### 4.1.3. Fachada de empena

De modo semelhante, para a fachada de empena opta-se pelo painel de revestimento “Wallmeta N-1000”.

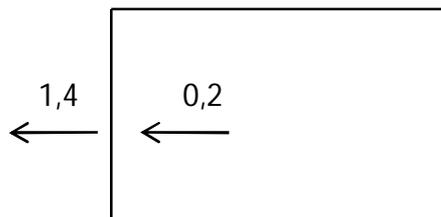
Neste caso a carga máxima resultante da acção do vento é agravada por um coeficiente de pressão interior de 0,2, obtendo-se:

$$w_{total} = q_p(z_e) \times (c_{pe} + c_{pi})$$

$$w_{total} = 979,5 \times (1,4 + 0,2)$$

$$= 1567,2 \frac{N}{m^2} = 1,57 \frac{kN}{m^2}$$

$$= 160,2 \frac{kg}{m^2} \text{ (sucção)}$$



**Figura 4.5** - Coeficientes de pressão exterior e interior na fachada de empena

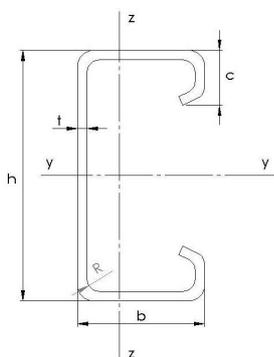
O valor da acção majorada (1,5x) é:

$$w_{total} = 240,3 \frac{kg}{m^2}$$

Retomando a Tabela 4.3, escolhe-se também para as fachadas de empena painéis de espessura igual a 50 mm, com distância entre madres 2,0 m.

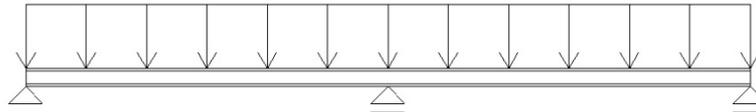
## 4.2. Dimensionamento de madres

As madres servem de suporte ao revestimento e transmitem os esforços resultantes da acção da neve e vento à estrutura resistente principal. São geralmente constituídas por perfis de chapa fina sendo hoje em dia corrente adoptar-se perfis em C,  $\Omega$  ou  $\Sigma$ , dependendo do afastamento entre pórticos e afastamento entre madres. Neste caso utilizou-se o perfil “C+” da SADEF, Figura 4.6, pois a selecção do revestimento da cobertura e fachadas impõe um valor máximo de vão para os painéis de 2,0 m.



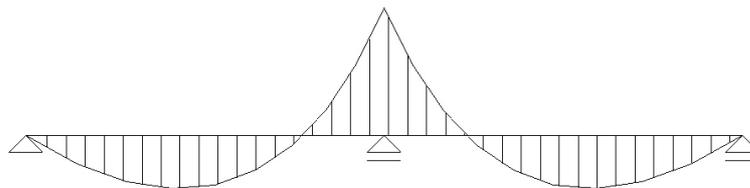
**Figura 4.6** - Eixos e dimensões do perfil utilizado para as madres

Para um afastamento entre pórticos de 6 m, o esquema estático utilizado corresponde a uma viga contínua de dois tramos (vão de 6 m), simplesmente apoiada. Para determinar o momento de cálculo  $M_{sd}$  consideram-se madres com 12 metros de comprimento, o que corresponde ao esquema estático de uma viga simplesmente apoiada de dois tramos com um carregamento uniformemente distribuído:



**Figura 4.7** - Esquema estático de uma madre da cobertura

A solução para este sistema hiperestático é conhecida e indicada em (4). O diagrama de momentos obtido é esquematicamente representado na figura:



**Figura 4.8** - Diagrama de momentos na madre (aproximado)

O momento de cálculo máximo é:

$$M_{sd,max} = \frac{qL^2}{8}$$

#### 4.2.1. Madres da cobertura

Atendendo ao revestimento seleccionado o afastamento entre madres foi definido de modo a que se obtenha uma distribuição uniforme na cobertura e que as madres coincidam com os nós do banzo superior da viga armada que constitui a travessa do pórtico. A distância entre madres pretendida é dada por:

$$d_m = \frac{b}{n \times \cos(\alpha)} = \frac{15,2}{8 \times \cos(10)} = 1,9 \text{ m}$$

Com:

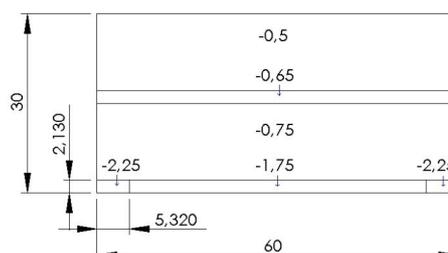
$b$  – largura da vertente

$n$  – número de intervalos

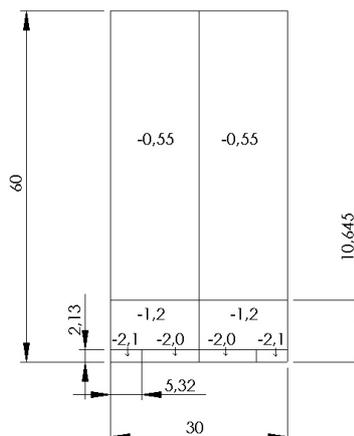
$\alpha$  – inclinação da vertente (em graus)

A acção do vento não é uniformemente distribuída pela cobertura. Há zonas onde a pressão exercida pelo vento toma valores máximos e regiões onde essa acção é mais ligeira. Cabe então ao projectista escolher a melhor forma de distribuir os elementos estruturais de modo a garantir a segurança, exequibilidade, e economia na construção.

Os coeficientes de pressão exterior na cobertura são:

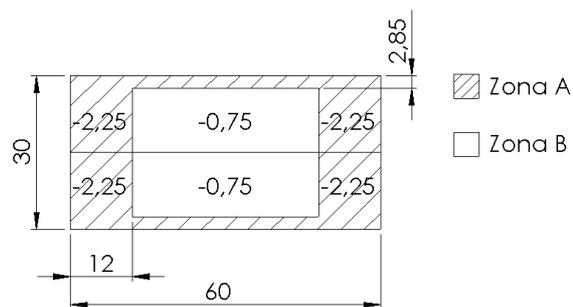


**Figura 4.9** - Coeficientes de pressão exterior na cobertura para vento transversal



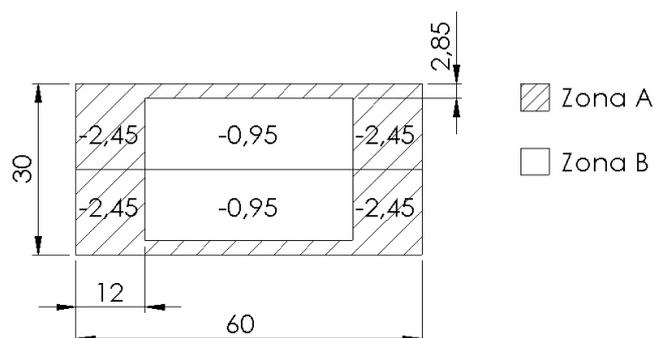
**Figura 4.10** - Coeficientes de pressão exterior na cobertura para vento longitudinal

Atendendo ao posicionamento das madres ( $d_m = 1,90$  m) na cobertura e ao espaçamento entre pórticos ( $d_p = 6$  m), redistribui-se os coeficientes de pressão de forma a assegurar a resistência das madres nas regiões onde a pressão do vento é mais elevada, reduzindo a apenas duas zonas diferentes: na zona entre o primeiro e o terceiro pórtico, e na zona do beiral que engloba as três primeiras madres, correspondentes à zona a sombreado (zona A); e a parte restante da cobertura, representada a liso (zona B).



**Figura 4.11** – Coeficientes de pressão exterior na cobertura para o dimensionamento de madres (distâncias em metros)

Combinando agora com o coeficiente de pressão interior mais gravoso, neste caso, +0,2:



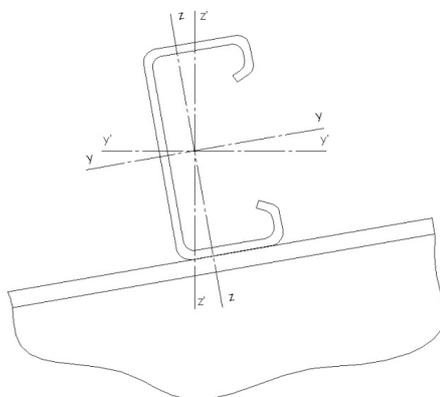
**Figura 4.12** - Coeficientes de pressão totais na cobertura para dimensionamento de madres (distâncias em metros)

Em resumo, as ações variáveis sobre a cobertura são:

**Tabela 4.4** - Valores característicos das ações variáveis a considerar no dimensionamento das madres

Acção	Valor característico $Q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sobrecarga	0,40
Neve	0,474
Vento (zona A)	2,40
Vento (zona B)	0,93

De assinalar que devido à inclinação da cobertura as madres estão sujeitas a flexão desviada, devendo então obter-se o efeito da combinação de acções segundo as duas direcções de flexão y e z (ver figura).



**Figura 4.13** - Sistema de eixos de uma madre da cobertura

As madres escolhidas para as duas zonas da cobertura são:

**Tabela 4.5** - Madres da cobertura C+300 (h=300 mm)

Zona	Perfil	t	c	b	G	A	$I_y$	$W_y$	$I_z$	$W_z$
		mm	mm	mm	(kg/m)	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>
A	C+300x5	5	30	90	20,38	2,58E3	3,31E7	2,25E5	2,71E6	4,44E4
B	C+300x3	3	25	80	11,89	1,50E3	1,93E7	1,30E5	1,27E6	2,25E4

Assim, os valores das acções permanentes e das acções variáveis segundo y e z são:

$$G_{painei,y} = G_{painei} d_m \text{sen}(10^\circ) = 0,037 \text{ kN/m}$$

$$G_{painei,z} = G_{painei} d_m \text{cos}(10^\circ) = 0,213 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreA,y} = G_{madreA} \text{sen}(10^\circ) = 0,035 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreA,z} = G_{madreA} \text{cos}(10^\circ) = 0,197 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreB,y} = G_{madreB} \text{sen}(10^\circ) = 0,020 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreB,z} = G_{madreB} \text{cos}(10^\circ) = 0,115 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sobrecarga,y} = Q_{sobrecarga} d_m \text{sen}(10^\circ) = 0,13 \text{ kN/m}$$

$$Q_{sobrecarga,z} = Q_{sobrecarga} d_m \text{cos}(10^\circ) = 0,75 \text{ kN/m}$$

$$Q_{neve,y} = Q_{neve} d_m \text{sen}(10^\circ) = 0,16 \text{ kN/m}$$

$$Q_{neve,z} = Q_{neve} d_m \text{cos}(10^\circ) = 0,89 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoA,y} = 0 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoA,z} = c_{p,1A} q_p(z) d_m = 4,56 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoB,y} = 0 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoB,z} = c_{p,1B} q_p(z) d_m = 1,77 \text{ kN/m}$$

#### 4.2.1.1. Combinações de acções

As combinações de acções são definidas pelo critério geral. No caso da cobertura, para a acção do vento são explicitados os dois valores correspondentes às duas zonas A e B, onde se recorre a madres com espessura de 5 e 3 mm.

$$S_k = \sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinação 01 – Acção de base Sobrecarga ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

A acção da sobrecarga é combinada com o peso próprio dos painéis de revestimento e peso próprio das madres:

Para a zona A:

$$S_{k,y} = \gamma_G (G_{painel,y} + G_{madreA,y}) + \gamma_Q Q_{sobrecarga,y}$$

$$S_{k,z} = \gamma_G (G_{painel,z} + G_{madreA,z}) + \gamma_Q Q_{sobrecarga,z}$$

Para a zona B:

$$S_{k,y} = \gamma_G (G_{painel,y} + G_{madreB,y}) + \gamma_Q Q_{sobrecarga,y}$$

$$S_{k,z} = \gamma_G (G_{painel,z} + G_{madreB,z}) + \gamma_Q Q_{sobrecarga,z}$$

Combinação 02 – Acção de base Neve ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

A acção da neve, à semelhança da sobrecarga, reparte-se pelos dois eixos principais, e combina-se com as acções permanentes da seguinte forma:

Para a zona A:

$$S_{k,y} = \gamma_G(G_{paine1,y} + G_{madre,y}) + \gamma_Q Q_{neve,y}$$

$$S_{k,z} = \gamma_G(G_{paine1,z} + G_{madre,z}) + \gamma_Q Q_{neve,z}$$

Para a zona B:

$$S_{k,y} = \gamma_G(G_{paine1,y} + G_{madre,y}) + \gamma_Q Q_{neve,y}$$

$$S_{k,z} = \gamma_G(G_{paine1,z} + G_{madre,z}) + \gamma_Q Q_{neve,z}$$

Combinação 03 – Acção de base Vento ( $\gamma_G = 1,0$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

As acções permanentes produzem um efeito favorável relativamente à acção do vento, o que leva a coeficientes da majoração diferentes dos utilizados nas combinações anteriores. A combinação 03 é traduzida por:

Para a zona A:

$$S_{k,y} = \gamma_G(G_{paine1,y} + G_{madreA,y}) + \gamma_Q Q_{ventoA,y}$$

$$S_{k,z} = \gamma_G(G_{paine1,z} + G_{madreA,z}) + \gamma_Q Q_{ventoA,z}$$

Para a zona B:

$$S_{k,y} = \gamma_G(G_{paine1,y} + G_{madreB,y}) + \gamma_Q Q_{ventoB,y}$$

$$S_{k,z} = \gamma_G(G_{paine1,z} + G_{madreB,z}) + \gamma_Q Q_{ventoB,z}$$

#### 4.2.1.2. Estado Limite Último

Tratando-se de perfis laminados a frio de espessura reduzida, estas secções são da classe 4 devido à sua elevada esbelteza. Como é referido no EC3, as secções transversais da classe 4 são aquelas em que, devido aos efeitos de encurvadura local, a ruína ocorre antes de se esgotar a resistência elástica do material.

Na prática, este conceito traduz-se pela redução da área útil da secção, com consequente diminuição do módulo de resistência à flexão, aplicando de seguida critérios equivalentes aos das secções da classe 3, através de:

$$\frac{N_{Sd}}{A_{eff}f_{yd}} + \frac{M_{y,Sd} + N_{Sd}e_{Ny}}{w_{eff,y}f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd} + N_{Sd}e_{Nz}}{w_{eff,z}f_{yd}} \leq 1$$

Neste caso, na ausência de tracção/compressão, a expressão simplificada vem:

$$\frac{M_{y,Sd}}{w_{eff,y}f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{w_{eff,z}f_{yd}} \leq 1$$

Com:

$M_{y,Sd}$  – momento de cálculo segundo y

$w_{eff,y}$  - módulo de resistência à flexão efectivo segundo y

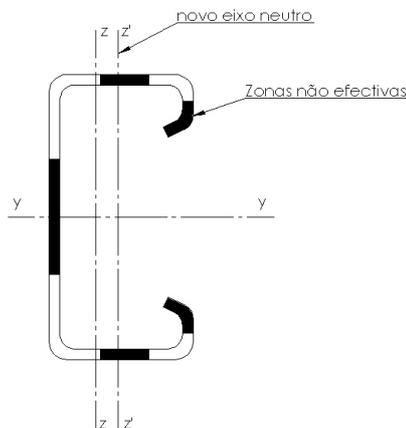
$M_{z,Sd}$  - momento de cálculo segundo z

$w_{eff,z}$  - módulo de resistência à flexão efectivo segundo z

$f_{yd} = f_y/\gamma_{M0} = 390/1,1 = 354,5 \text{ N/mm}^2$  - para o aço S390

Veja-se no caso das madres da cobertura na “Zona A” os procedimentos de cálculo com mais detalhe, sendo nos restantes casos apresentados somente os cálculos e resultados fundamentais.

Assim, as zonas representadas a preto na Figura 4.14 são zonas não efectivas, sendo necessário excluir a sua resistência para efeitos de verificação de segurança.



**Figura 4.14** - Zonas não efectivas da secção

O critério para uma secção ser da classe 4 é não verificar as condições para pertencer à classe 3.

Para o perfil C+300x5, a alma é da classe 3:

$$\frac{d}{t_w} \leq 124\varepsilon - \text{critério para uma alma sujeita a flexão ser da classe 3}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{390}} = 0,78$$

$$\frac{300}{5} = 60 < 124 \times 0,78 = 96,7$$

Contudo, os banzos são da classe 4:

$$\frac{c}{t_f} \leq 23\varepsilon\sqrt{k_\sigma} - \text{critério para banzos sujeitos a flexão e compressão serem da classe}$$

3 (o cálculo de  $k_\sigma$  será apresentado mais à frente)

$$\frac{c}{t_f} = \frac{90}{5} = 18 > 23 \times 0,78 \times \sqrt{0,44} = 11,9 \text{ (não é classe 3)}$$

A condição não é verificada, os banzos são da Classe 4 e portanto a secção é da Classe 4.

Fica assim demonstrado que a secção é da classe 4; deve então calcular-se o factor de redução,  $\rho$ :

$$\rho = 1 \text{ se } \bar{\lambda}_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ se } \bar{\lambda}_p > 0,673$$

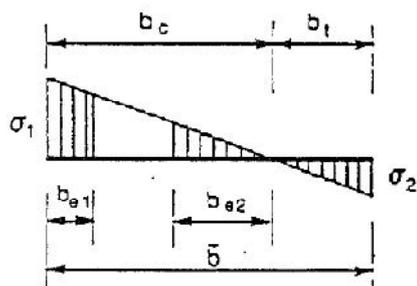
Com,

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\bar{b}}{28,4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

Sendo  $\bar{b} = h$  para almas, e  $\bar{b} = b$  para banzos.

O coeficiente de encurvadura  $k_\sigma$  é determinado em função da relação de tensões  $\psi$ , de acordo com os Quadros 5.3.2 (para almas) e 5.3.3 do EC3 (para banzos).

Neste caso, para a alma:



**Figura 4.15 - Distribuição de tensões na alma (3)**

Os valores de  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são obtidos a partir da secção transversal bruta, e determinados a partir de (5):

$$\sigma = \frac{M_y z}{I_y} + \frac{M_z y}{I_z} = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z}$$

Com:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

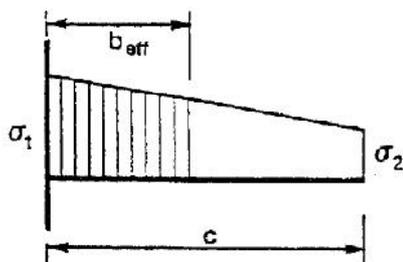
E,

$$k_\sigma = \frac{16}{[(1 + \psi)^2 + 0,112(1 - \psi)^2]^{0,5} + (1 + \psi)}$$

Obtém-se:

$$b_{eff} = \frac{\rho \bar{b}}{1 - \psi}$$

Para os banzos, o procedimento é idêntico, considerando neste caso:



**Figura 4.16 - Distribuição de tensões nos banzos (3)**

$$k_\sigma = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$$

$$b_{eff} = \rho c$$

É assim possível determinar o novo módulo de resistência à flexão para a secção efectiva, tendo ainda em conta a nova posição do eixo neutro.

Na tabela seguinte resumem-se os valores das cargas resultantes das combinações de acções:

**Tabela 4.6** – Valores das combinações de acções sobre as madres da cobertura (em kN/m)

Zona	Comb_01		Comb_02		Comb_03	
	Sd <sub>y</sub>	Sd <sub>z</sub>	Sd <sub>y</sub>	Sd <sub>z</sub>	Sd <sub>y</sub>	Sd <sub>z</sub>
A	0,30	1,68	0,33	1,88	0,07	-6,43
B	0,28	1,56	0,31	1,77	0,06	-2,32

É assim possível determinar os valores de momento de cálculo:

**Tabela 4.7** - Momento de cálculo (kN.m)

Zona	Comb_01		Comb_02		Comb_03	
	My	Mz	My	Mz	My	Mz
A	7,54	1,33	8,47	1,49	-28,94	0,32
B	7,04	1,24	7,97	1,41	-10,46	0,26

A combinação crítica é a Combinação 03, sendo a partir dos esforços daí resultantes que a resistência da madre é verificada.

Assim, para a alma:

$$\sigma_1 = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = \frac{28,94 \times 10^6}{224,7 \times 10^3} + \frac{0,32 \times 10^6}{44,40 \times 10^3} = 136,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = \frac{-28,94 \times 10^6}{224,7 \times 10^3} + \frac{0,32 \times 10^6}{44,40 \times 10^3} = -121,5 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -\frac{121,5}{136,1} = -0,89$$

$$k_{\sigma} = \frac{16}{[(1 - 0,90)^2 + 0,112(1 + 0,90)^2]^{0,5} + (1 - 0,90)} = 21,3$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28,4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{\frac{300}{5}}{28,4 \times 0,78 \times \sqrt{21,5}} = 0,589$$

Como  $\bar{\lambda}_p < 0,673$ ,

$$\rho = 1$$

$$b_{eff} = \frac{\rho\bar{b}}{1 - \psi} = \frac{1 \times 300}{1 + 0,90} = 159 \text{ mm}$$

Para os banzos:

$$\sigma_1 = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = \frac{28,94 \times 10^6}{224,7 \times 10^3} + \frac{0,32 \times 10^6}{44,40 \times 10^3} = 136,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_y}{W_y} + \frac{M_z}{W_z} = \frac{28,94 \times 10^6}{224,7 \times 10^3} + \frac{-0,32 \times 10^6}{44,40 \times 10^3} = 121,5 \text{ MPa}$$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{121,5}{136,1} = 0,89$$

$$k_{\sigma} = 0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2 = 0,44$$

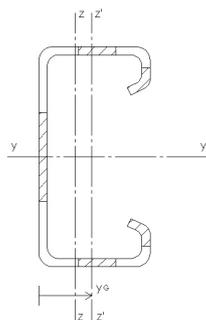
$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{\bar{b}}{t}}{28,4\varepsilon\sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{\frac{90}{5}}{28,4 \times 0,78 \times \sqrt{0,44}} = 1,23$$

Como  $\bar{\lambda}_p > 0,673$ ,

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,22}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,67$$

$$b_{eff} = \rho b = 60 \text{ mm}$$

Como foi referido, o cálculo de novos  $I_y$  e  $I_z$  implica o conhecimento da nova posição do eixo neutro:



**Figura 4.17** - Deslocamento segundo y do eixo neutro devido à redução de secção

$$y_G = \frac{\frac{5}{2} \times 159 \times 5 + \frac{90}{2} \times 60 \times 5 \times 2}{159 \times 5 + 60 \times 5 \times 2} = 20,8 \text{ mm}$$

O eixo z<sub>G</sub> permanece inalterado. Os novos momentos de inércia são:

$$I_{eff,y} = \frac{5 \times 159^3}{12} + 2 \times \left( \frac{60 \times 5^3}{12} + 5 \times 60 \times \left( \frac{300}{2} - \frac{5}{2} \right)^2 \right) = 1,47 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_{eff,z} = \frac{159 \times 5^3}{12} + 159 \times 5 \times \left( 20,8 - \frac{5}{2} \right)^2 + 2 \times \left( \frac{5 \times 60^3}{12} + 5 \times 60 \times \left( \frac{90}{2} - 20,8 \right)^2 \right) = 7,98 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

Calcula-se agora W<sub>y</sub> e W<sub>z</sub>:

$$W_{eff,y} = \frac{I_{eff,y}}{z} = \frac{1,47 \times 10^7}{\frac{300}{2}} = 9,8 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$W_{eff,z} = \frac{I_{eff,z}}{y} = \frac{7,98 \times 10^5}{90 - 20,8} = 1,15 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Para a Zona B, estes cálculos resumem-se nas tabelas que se seguem:

**Tabela 4.8** – Área efectiva das madres da zona B

Alma							
	σ <sub>1</sub>	σ <sub>2</sub>	ψ	ρ	λ <sub>p</sub>	k <sub>σ</sub>	b <sub>eff</sub>
Zona B	92,19	-69,13	-0,75	0,74	1,068	18,04	127
Banzos							
Zona B	92,19	69,13	0,75	0,49	1,8	0,45	39

**Tabela 4.9** - Propriedades da secção reduzida das madres da zona B

Zona	$Y_G$	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$
B	8,3	5,68E6	2,83E5	3,79E4	9,21E3

E finalmente, o critério de segurança ao ELU é verificado como se mostra na Tabela 4.10:

**Tabela 4.10** - Verificação do critério de segurança relativo ao ELU

Zona	$\frac{M_{y,Sd}}{W_{eff,y}f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{eff,z}f_{yd}} \leq 1$
	Comb_03
A	0,91
B	0,86

#### 4.2.1.3. Estado Limite de Utilização

Para a verificação ao Estado Limite de Utilização recorre-se às acções estabelecidas, à excepção dos coeficientes parciais de segurança indicados que, nesta verificação, tomam o valor 1. Para coberturas em geral, o deslocamento vertical máximo admissível indicado no EC3 é:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

Para o esquema estático utilizado o valor máximo da flecha é dado por:

$$\delta = \frac{qL^4}{185EI}$$

As cargas a considerar para a verificação ao ELS, assim como os deslocamentos daí resultantes encontram-se na Tabela 4.11, ficando abaixo do deslocamento admissível.

**Tabela 4.11** - Deslocamentos (flechas) das madres da cobertura

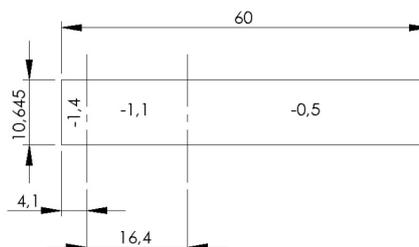
Zona	Combinação	$Sd_y$	$Sd_z$	$\delta_z$ (mm)	$\delta_y$ (mm)
A	Comb_01	0,204	1,16	2,63	8,53
	Comb_02	0,229	1,30	2,94	9,56
	Comb_03	0,072	-4,15	-9,41	3,02
B	Comb_01	0,190	1,08	6,32	22,39
	Comb_02	0,214	1,21	7,13	25,27
	Comb_03	0,058	-1,44	-8,46	6,81

#### 4.2.2. Madres da fachada lateral

Para as fachadas, o espaçamento entre madres é 2 metros, ou seja, o espaçamento máximo permitido entre apoios para o revestimento escolhido, o que permite reduzir a quantidade de madres, sendo uma solução construtiva admissível.

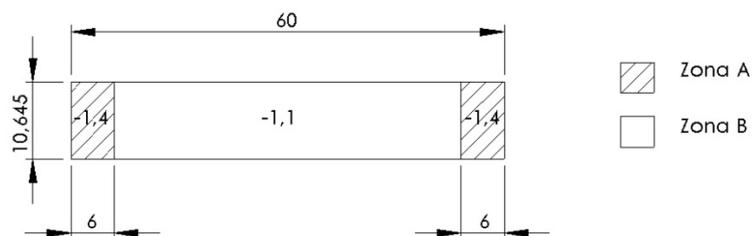
Para além das acções permanentes, as fachadas estão sujeitas à acção do vento. Mais uma vez, esta acção merece um tratamento prévio de forma a tornar inteligível a distribuição de coeficientes de pressão exterior.

Com a ocorrência de vento numa direcção paralela às fachadas laterais, estas ficam sob sucção, e como se pode constatar nos valores apresentados para coeficientes de pressão exterior nas fachadas laterais, esta situação é a mais exigente. Recorde-se que a distribuição de coeficientes de pressão exterior na fachada lateral determinada é a seguinte:



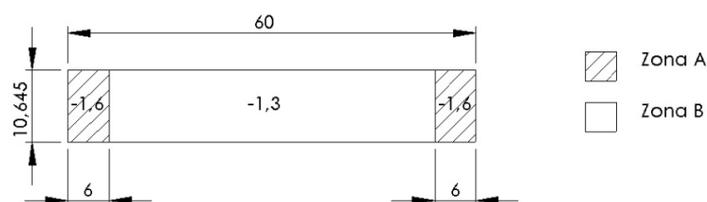
**Figura 4.18** - Coeficientes de pressão exterior na fachada lateral sujeita a vento longitudinal

Atendendo à distância entre pórticos, os coeficientes de pressão rearranjam-se da seguinte forma:



**Figura 4.19** - Distribuição dos coeficientes de pressão exterior em duas zonas da fachada

Um coeficiente de pressão interior igual a 0,2 agrava a acção do vento sobre a fachada:



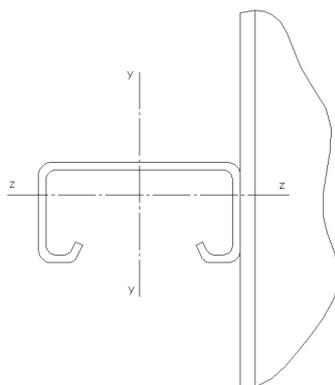
**Figura 4.20** - Coeficientes de pressão totais sobre a fachada lateral

Para estes coeficientes de pressão, o valor característico da acção do vento é:

**Tabela 4.12** - Valor característico da acção do vento na fachada lateral

Acção	Valor característico $Q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
Vento (zona A)	1,57
Vento (zona B)	1,27

As madres da fachada lateral são posicionadas de acordo com a figura:



**Figura 4.21** - Madre da fachada lateral

As madres para a fachada lateral são:

**Tabela 4.13** – Madres da fachada lateral C+300 (h=300 mm)

Zona	Perfil	t	c	b	G	A	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	(kg/m)	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>
A	C+300x5	5	30	90	20,38	2,58E3	3,31E7	2,25E5	2,71E6	4,44E4
B	C+300x4	4	25	80	15,59	1,97E3	2,49E7	1,68E5	1,59E6	2,84E4

$$G_{panel,y} = G_{panel}d_m = 0,207 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreA,y} = G_{madreA} = 0,200 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreB,y} = G_{madreB} = 0,153 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoA,z} = c_{p,1A}q_p(z)d_m = 3,13 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoB,z} = c_{p,1B}q_p(z)d_m = 2,55 \text{ kN/m}$$

#### 4.2.2.1. Combinação de acções

Assim, para a verificação das madres da fachada lateral apenas é necessário combinar as acções permanentes com a acção do vento:

Combinação 03 – Acção de base Vento ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

Neste caso, as acções permanentes têm a direcção de y, e a acção do vento ocorre segundo z, o que conduz a simplificações na combinação destas acções:

Para a zona A:

$$S_{k,y} = \gamma_G (G_{paine1,y} + G_{madreA,y})$$

$$S_{k,z} = \gamma_Q Q_{ventoA,z}$$

Para a zona B:

$$S_{k,y} = \gamma_G (G_{paine1,y} + G_{madreB,y})$$

$$S_{k,z} = \gamma_Q Q_{ventoB,z}$$

#### 4.2.2.2. Estado Limite Último

Na zona A, a madre corresponde a uma viga simplesmente apoiada em um tramo, e na zona B (viga em dois tramos) o esquema estático, assim como o momento de cálculo máximo, são iguais aos descritos para as madres da cobertura. No entanto, para ambas as situações, o momento máximo é igual:

$$M_{máx} = \frac{qL^2}{8}$$

Os valores da carga uniformemente distribuída e os correspondentes momentos de cálculo para a combinação de acções considerada são apresentados na tabela seguinte:

**Tabela 4.14** – Acções (kN) e momentos máximos (kN.m) de cálculo, Zonas A e B

	Sd <sub>y</sub>	Sd <sub>z</sub>	My	Mz
A	0,41	-4,70	-21,16	1,83
B	0,36	-3,82	-17,19	1,62

Os dados relativos à redução de secção são:

**Tabela 4.15** - Cálculo da secção reduzida

Alma								
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\psi$	$\rho$	$\lambda_p$	$k_\sigma$	$b_{eff}$
Zona	A	135,4	-52,9	-0,39	0,9	0,798	11,63	196
	B	159,3	-44,97	-0,28	0,75	1,060	10,30	175
Banzos								
Zona	A	135,4	52,9	0,39	0,7	1,156	0,50	63
	B	159,3	44,97	0,28	0,66	1,263	0,52	52,3

Com estes dados, as propriedades das secções efectivas são:

**Tabela 4.16** - Propriedades das secções reduzidas

Zona	$Y_G$	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$
A	19,1	1,68E7	9,03E5	1,12E5	1,27E4
B	11,0	1,10E7	5,05E5	7,30E4	1,22E4

A aplicação do critério de verificação, comprova a segurança dos perfis em relação ao ELU:

**Tabela 4.17** - Verificação do critério de segurança relativo ao ELU

Zona	$\frac{M_{y,Sd}}{W_{eff,y}f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{W_{eff,z}f_{yd}} \leq 1$
	Comb_03
A	0,94
B	1,0

#### 4.2.2.3. Estado Limite de Utilização

Estabelecendo um limite de deslocamento admissível à semelhança do efectuado para a cobertura:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{6000}{200} = 30 \text{ mm}$$

Há que ter em conta que o esquema estático adoptado na zona A conduz a deslocamentos maiores, calculados através de (6):

$$\delta_A = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Para a zona B, o deslocamento máximo é calculado da mesma forma utilizada nas madres da cobertura:

$$\delta_B = \frac{qL^4}{185EI}$$

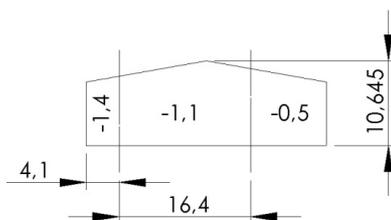
As cargas a considerar para a verificação ao ELS, também aqui com coeficientes parciais iguais a 1, assim como os deslocamentos correspondentes, são os que se apresentam na Tabela 4.18.

**Tabela 4.18** – Acções (ELS) e deslocamentos das madres fachada lateral

Zona	Combinação	Sd <sub>y</sub>	Sd <sub>z</sub>	δ <sub>z</sub>	δ <sub>y</sub>
A	Comb_03	0,40	-3,13	-6,21	15,04
B	Comb_03	0,36	-2,54	-7,76	23,81

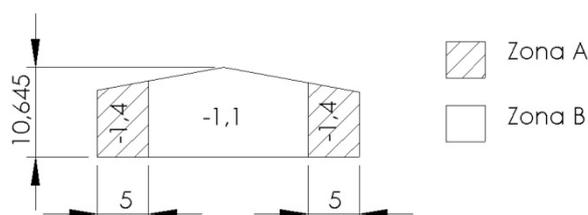
#### 4.2.3. Madres da fachada de empena

Tal como para as fachadas laterais, também as fachadas de empena são mais severamente afectadas pela acção do vento quando este sopra numa direcção que lhe é paralela, ou seja, quando ocorre vento transversal ao edifício. Esta acção provoca sucção, originando os coeficientes de pressão apresentados na Figura 4.22:



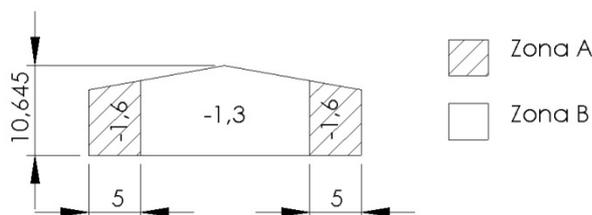
**Figura 4.22** - Coeficientes de pressão do vento sobre as fachadas de empena

Também neste caso a superfície se encontra dividida em diferentes zonas de influência do vento que, ajustadas às distâncias entre pilares de empena, possibilitam dividir a fachada da seguinte forma:



**Figura 4.23** - Zonas da fachada de empena a considerar no dimensionamento de madres

Agravando este efeito com um coeficiente de pressão interior de 0,2, obtém-se:



**Figura 4.24** - Coeficiente de pressão totais na fachada de empena

Como se pode verificar, obtiveram-se coeficientes de pressão totais iguais aos do caso anterior (fachadas laterais), pelo que os valores característicos indicados na Tabela 4.4 são também aqui válidos. Contudo, aqui a distância entre apoios corresponde ao espaçamento entre pilares de empena (5 m), que é menor que a distância entre pórticos.

**Tabela 4.19** - Madres da fachada de empena C+300 (h=300 mm)

Zona	Perfil	t	c	b	G	A	I <sub>y</sub>	W <sub>y</sub>	I <sub>z</sub>	W <sub>z</sub>
		mm	mm	mm	(kg/m)	mm <sup>2</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>4</sup>	mm <sup>3</sup>
A	C+300x4	4	25	80	15,59	1,97E3	2,49E7	1,68E5	1,59E6	2,84E4
B	C+300x3,5	3,5	25	80	13,76	1,74E3	2,21E7	1,49E5	1,44E6	2,56E4

$$G_{paineL,y} = G_{paineL}d_m = 0,207 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreA,y} = G_{madreA} = 0,153 \text{ kN/m}$$

$$G_{madreB,y} = G_{madreB} = 0,135 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoA,z} = c_{p,1A}q_p(z)d_m = 3,13 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ventoB,z} = c_{p,1B}q_p(z)d_m = 2,55 \text{ kN/m}$$

#### 4.2.3.1. Combinações de acções

Estabelece-se a combinação entre a acção do vento e as acções permanentes tal como para as fachadas laterais:

Combinação 03 – Acção de base Vento ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

Para a zona A:

$$S_{k,y} = \gamma_G(G_{paineL,y} + G_{madreA,y})$$

$$S_{k,z} = \gamma_Q Q_{ventoA,z}$$

Para a zona B:

$$S_{k,y} = \gamma_G(G_{paineL,y} + G_{madreB,y})$$

$$S_{k,z} = \gamma_Q Q_{ventoB,z}$$

#### 4.2.3.2. Estado Limite Último

O procedimento é igual ao adoptado para os casos anteriores. Apresentam-se de seguida os resultados para a combinação estabelecida e para as duas zonas.

**Tabela 4.20** – Acções (kN) e momentos máximos (kN.m) de cálculo, Zonas A e B

	$Sd_y$	$Sd_z$	$My$	$Mz$
A	0,36	-4,70	-14,69	1,13
B	0,34	-3,82	-11,94	1,07

Para a redução da secção, os valores calculados são:

**Tabela 4.21** - Cálculo da secção reduzida

Alma								
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\psi$	$\rho$	$\lambda_p$	$k_\sigma$	$b_{eff}$
Zona	A	127,0	-47,6	-0,37	0,78	1,007	11,42	169
	B	121,7	-38,1	-0,31	0,68	1,192	10,64	156
Banzos								
Zona	A	127,0	47,6	0,37	0,646	1,282	0,50	52
	B	121,7	38,1	0,31	0,585	1,450	0,51	47

As propriedades das secções para efectivas a considerar são:

**Tabela 4.22** - Propriedades das secções reduzidas

Zona	$Y_G$	$I_y$	$I_z$	$W_y$	$W_z$
A	16,4	1,07E7	4,64E5	7,12E4	7,30E3
B	9,9	8,32E6	3,94E5	5,54E4	1,04E4

O critério de segurança ao ELU é então verificado:

**Tabela 4.23** - Verificação do critério de segurança relativo ao ELU

Zona	$\frac{M_{y,Sd}}{w_{eff,y}f_{yd}} + \frac{M_{z,Sd}}{w_{eff,z}f_{yd}} \leq 1$
	Comb_03
A	1,0
B	0,89

**4.2.3.3. Estado Limite de Utilização**

O deslocamento admissível tem agora em conta a distância entre pilares de empena:

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

Os esquemas estáticos adoptados para as zonas A e B das fachadas laterais e de empena são os mesmos, sendo por isso obtidos de igual forma os deslocamentos máximos.

$$\delta_A = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$\delta_B = \frac{qL^4}{185EI}$$

**Tabela 4.24** – Acções (ELS) e deslocamentos das madres das fachadas de empena

Zona	Combinação	S <sub>dy</sub>	S <sub>dz</sub>	δ <sub>z</sub>	δ <sub>y</sub>
A	Comb_03	0,36	-3,13	-2,99	6,41
B	Comb_03	0,34	-2,54	-3,74	10,91

## **5. Dimensionamento da placa**

A zona de escritórios do edifício será localizada na extremidade do pavilhão entre os três últimos pórticos, constituída por dois pisos (rés-do-chão e 1º andar), e terá uma área de planta de 12x30 metros (360 m<sup>2</sup>).

A solução construtiva adoptada para o piso do primeiro andar é uma laje mista, com chapa perfilada de aço (chapa colaborante) que numa primeira fase funciona como cofragem para colocação de betão, e após endurecimento actua como armadura de tracção para momentos flectores positivos.

Para o piso de escritórios utilizou-se uma laje mista com chapa perfilada MUNDIDECK® da Mundiperfil. Para a definição da laje utilizaram-se as tabelas de dimensionamento do fabricante para a escolha das características da laje: chapa a utilizar, espessura da camada de betão, tipo de betão, armaduras, aderência entre os dois materiais e esquema estático. O fabricante garante a segurança das lajes em relação aos Estados Limites quer na fase de betonagem quer na fase final. Foi igualmente verificada a resistência da laje de acordo com os Eurocódigos (EC3 e EC4).

### **5.1. Escolha da laje**

A escolha da laje mista é feita então com base nas tabelas de dimensionamento (7), sendo designada de acordo com:

*MD/e.e/S/cc/Hhh*

Em que:

*MD* – referência à chapa perfilada MUNDIDECK®

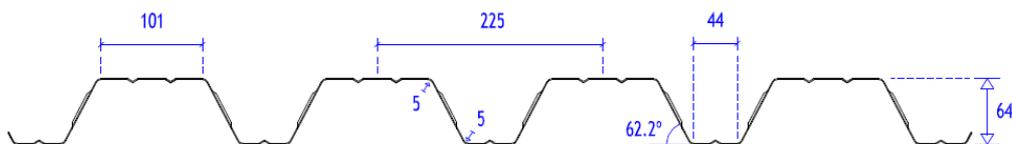
*e.e* – é a espessura da chapa em mm

*S* - esquema estático da laje (A: simplesmente apoiada; C: continua)

*cc* - classe de resistência do betão em MPa

*Hhh* - é a espessura total da laje mista em cm

Esquemáticamente, uma chapa MUNDIDECK® corresponde a:



**Figura 5.1** - Chapa perfilada MUNDIDECK® (7)

A quantificação de ações de acordo com o EC1 indica uma sobrecarga em pavimentos  $q_k$  igual a  $3 \text{ kN/m}^2$ . Considere-se uma carga permanente adicional  $g_k$  de  $1 \text{ kN/m}^2$  relativa a revestimentos. O valor característico da carga de dimensionamento é dado por:

$$p_k = \frac{\gamma_G}{\gamma_Q} g_k + q_k$$

$$p_k = \frac{1,35}{1,5} \times 1 + 3 = 3,9 \text{ kN/m}^2$$

A escolha recai numa laje contínua, com chapa de espessura igual a  $1 \text{ mm}$ , e betão da classe C30/37, e de acordo com a Tabela 17 de (7) a seguir transcrita parcialmente, a laje a utilizar será:

MD/1.0/C/30/H18

**Tabela 5.1** - Valores da carga resistente ( $\text{kN/m}^2$ ) em laje contínua com chapa de  $1 \text{ mm}$  de espessura e betão C30/37

L (m)	H (cm)						
	12	13	14	15	16	18	20
4.8	2.4	3.0	3.3	3.7	4.0	4.7	5.4
5.0	-	2.5	2.9	3.2	3.5	<b>4.1</b>	4.7

## 5.2. Fase definitiva

### 5.2.1. Estados limites de utilização

A flecha pode ser verificada através da comparação de  $l/d$  com o valor limite que a seguir se determina. Segundo o EC2,  $(l/d)_0 \leq 26$ .

Dados:

$$l = 500 \text{ cm} - \text{vão}$$

$$h_t = 18 \text{ cm} - \text{espessura total da laje}$$

$$y_G = 3,04 \text{ cm} - \text{centro de gravidade da secção transversal (ver Tab. 2 de (7))}$$

$$d = h_t - y_G = 14,96 \text{ cm}$$

$$x_c = 4,92 \text{ cm} - \text{eixo neutro da secção mista fissurada (Tab 11, (7))}$$

$$l_{cc} = 1114 \text{ cm}^4/\text{m} - \text{inércia da secção mista fissurada (Tab 11, (7))}$$

Cálculos (combinação característica):

$$\frac{l}{d} = \frac{500}{14,96} = 33,4$$

$$p = G_k + Q_k = (3,6 + 1) + 3 = 7,6 \text{ kN/m}^2$$

$$M^+ = 0,096 \cdot p \cdot l^2 = 18,24 \text{ kN.m/m}$$

$$\sigma_s = \frac{M^+}{l_{cc}} (d - x_c) = 164,4 \text{ MPa}$$

$$K_{\sigma_s} = \frac{310}{\sigma_s} = 1,89$$

$$\left(\frac{l}{d}\right)_{lim} = \left(\frac{l}{d}\right)_0 K_{\sigma_s} = 49,14$$

Verificação:

$$33,4 < 49,14 \text{ (verificado)}$$

### 5.2.2. Estados limites últimos

Atendendo a que o peso próprio da laje escolhida é  $G=3,6 \text{ kN/m}^2$ , as cargas a utilizar são:

$$G_k = 3,6 + 1 = 4,6 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

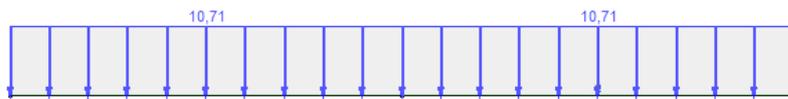
A carga total actuante é:

$$p_{Ed} = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k$$

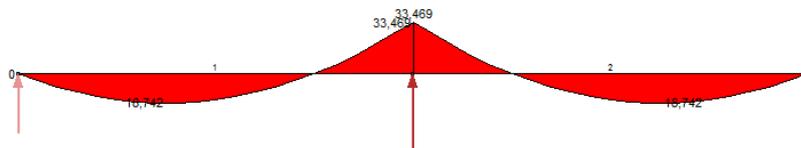
$$p_{Ed} = 1,35 \times 4,6 + 1,5 \times 3 = 10,71 \text{ kN/m}^2$$

A determinação dos esforços actuantes máximos de cálculo é feita para uma faixa com 1 m de largura de laje. São consideradas as seguintes situações:

- Momentos flectores negativos máximos:



**Figura 5.2** – Situação 1: faixa de laje com 1 metro de largura carregada com  $p_{Ed}$

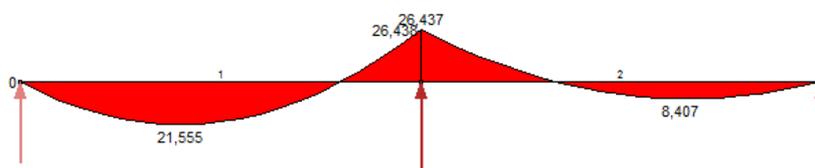


**Figura 5.3** – Diagrama de momentos resultante na situação 1

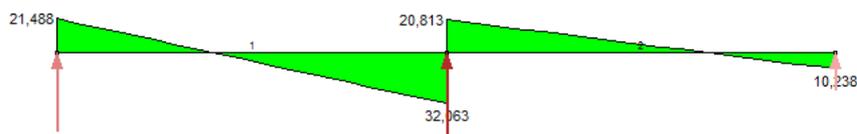
- Momentos flectores positivos e esforços máximos de cálculo:



**Figura 5.4** – Situação 2: faixa de laje com 1 metro de largura carregada com  $\gamma_G G_k$  nos dois tramos, e  $\gamma_Q Q_k$  no primeiro tramo



**Figura 5.5** – Diagrama de momentos resultante na situação 2



**Figura 5.6** – Esforço transversal resultante na situação 2

Tendo em conta a largura dos apoios (estimada em 20 mm), os valores de cálculo dos momentos e esforços cortante máximos positivos e negativos para uma distância de 10 mm em relação ao eixo do apoio são:

$$M_{Ed}^- = -23,3 \text{ kN.m/m} \text{ e } M_{Ed}^+ = 21,6 \text{ kN.m/m}$$

$$V_{Ed}^{int} = 27,1 \text{ kN/m} \text{ e } V_{Ed}^{ext} = 21,1 \text{ kN/m}$$

### 5.2.2.1. *Momento flector positivo*

O momento flector resistente é dado por:

$$M_{pl,Rd} = A_p \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_a} \cdot (d_p - 0.5x_{pl})$$

Em que a profundidade do eixo neutro plástico ( $x_{pl}$ ) é determinada a partir de:

$$x_{pl} = \frac{A_p \cdot \frac{f_{yp}}{\gamma_a}}{\frac{f_{ck} \cdot b}{\gamma_c}}$$

Com:

$A_s$  - área da chapa perfilada

$f_{yp}$  - resistência característica à tracção da chapa

$\gamma_a$  - coeficiente parcial de segurança da chapa

$f_{ck}$  - resistência característica betão

$\gamma_c$  - coeficiente parcial de segurança do betão

$b$  - largura de laje em análise

$d_p$  - profundidade do centro de gravidade da laje

Os dados para estes cálculos são fornecidos por (7):

$$A_p = 9,3 \text{ cm}^2/m$$

$$f_{yp} = 320 \text{ MPa}$$

$$\gamma_a = 1$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

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

$$h_t = 18 \text{ cm}$$

$$y_G = 4,04 \text{ cm}$$

$$d_p = h_t - y_G = 13,96 \text{ cm}$$

Assim,

$$x_{pl} = 1,49 \text{ cm}$$

$$M_{pl,Rd} = 39,3 \text{ kN.m/m}$$

Verificando,

$$21,6 \text{ kN.m/m} \leq 39,3 \text{ kN.m/m}$$

### 5.2.2.2. *Momento flector negativo*

No que respeita à verificação de resistência a momentos flectores negativos, determina-se o momento flector resistente a partir de:

$$M_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \cdot (d_s - 0,5x_{pl})$$

E a profundidade do eixo neutro plástico ( $x_{pl}$ ) é neste caso determinada a partir de:

$$x_{pl} = \frac{A_s \cdot \frac{f_{sk}}{\gamma_s}}{\frac{f_{ck} \cdot b_c}{\gamma_c}}$$

Com:

$A_s$  - área da armadura para momentos flectores negativos

$f_{sk}$  - resistência característica à tracção da armadura

$\gamma_s$  - coeficiente parcial de segurança relativo ao aço da armadura

$b_c$  - largura das nervuras do perfil MUNDIDECK®

$d_s$  - altura útil da armadura

A resistência a momentos flectores negativos é verificada calculando o valor de  $A_s$ , que se espera inferior ao indicado pelo fabricante para a laje em causa ( $A_{s,min}=4,4\text{cm}^2/\text{m}$ ).

As variáveis tomam os seguintes valores:

$$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$b_c = 23,6 \text{ cm/m}$$

$$c = 3 \text{ cm (altura de recobrimento)}$$

$$d_s = h_t - c = 15 \text{ cm}$$

É então possível calcular a área da armadura:

$$x_{pl} = \frac{A_s \cdot \frac{500}{1,15}}{\frac{30}{1,5} \cdot 23,6 \times 10^{-2}} = 92,1 A_s$$

$$M_{Ed}^- \leq M_{pl,Rd}$$

$$23,3 \leq A_s \cdot \frac{500 \times 10^3}{1,15} \cdot (15 \times 10^{-2} - 0,5 \times 1,49 \times 10^{-2})$$

$$A_s \geq 4,08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tal como se esperava, este valor é inferior ao fornecido pelo catálogo.

### 5.2.2.3. Esforço transverso

Segundo o EC2, para elementos sem armaduras de corte, a resistência de cálculo da laje mista ao esforço transverso é calculada através de:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} b_w d \geq v_{min} b_w d$$

Em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \text{ - tensão de referência}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ - com d em mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02$$

$A_{sl}$  - área de armadura na zona traccionada

$d$  - altura útil da armadura de tracção

$b_w$  - somatório das larguras das nervuras

$$v_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Para o cálculo da resistência ao esforço transversal no apoio central as variáveis descritas tomam os valores:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - c = 15 \text{ cm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{150}} = 2,15 \leq 2 \rightarrow k = 2$$

$$A_{sl} = 4,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b_w = 46,5 \text{ cm}/\text{m}$$

$$\rho_l = \frac{4,84}{46,5 \times 15} = 0,0069 \leq 0,02$$

$$v_{min} = 0,035 \times 2^{\frac{3}{2}} \times 30^{\frac{1}{2}} = 0,54$$

O esforço transversal resistente é então:

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 \times (100 \times 0,0069 \times 30)^{\frac{1}{3}} \times 46,5 \times 150 = 45963 \text{ N}/\text{m}$$

$$V_{Rd,c} = 45963 \geq 37665 \text{ N}/\text{m}$$

Verificação:

$$31 \text{ kN}/\text{m} < 45,96 \text{ kN}/\text{m}$$

Junto apoio lateral, o esforço transversal resistente de cálculo é assim calculado:

$$d = h_t - y_G = 18 - 1,85 = 16,15 \text{ cm}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{161,5}} = 2,11 \leq 2 \rightarrow k = 2$$

$$b_w = 38,1 \text{ cm}/\text{m}$$

$$\rho_l = \frac{4,84}{38,1 \times 161,5} = 7,9 \times 10^{-4}$$

$$v_{min} = 5,58$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \times 2 \times (100 \times 7,9 \times 10^{-4} \times 30)^{\frac{1}{3}} \times 381 \times 161,5$$
$$\geq 0,54 \times 381 \times 161,5$$

$$V_{Rd,c} = 19689 \geq 33227 \text{ N/m}$$

$$V_{Rd,c} = 33,2 \text{ kN/m}$$

Verifica-se então:

$$21,5 \leq 33,2 \text{ kN/m}$$

#### 5.2.2.4. Esforço de corte longitudinal

A determinação da resistência de cálculo ao esforço cortante longitudinal é feita de acordo com o “Método m-k” indicado no EC4, em que o esforço resistente é dado por:

$$V_{L,Rd} = \frac{b d_p}{\gamma_{VS}} \left( \frac{m A_p}{b L_S} + k \right)$$

Onde:

$V_{L,Rd}$  - esforço de corte longitudinal resistente de cálculo

$b$  - largura em análise (1000 mm)

$d_p$  - Distância do centro de gravidade da chapa perfilada à superfície superior do betão

$\gamma_{VS}$  - coeficiente parcial de segurança relativo à conexão (=1,25)

$A_p$  - área efectiva da secção transversal

$m$  e  $k$  - parâmetros do método determinados experimentalmente

$L_S$  - vão de corte (=L/4)

Os dados são:

$$y_G = 3,87 \text{ cm}$$

$$d_p = h_t - y_G = 18 - 3,87 = 14,13 \text{ cm}$$

$$A_p = 13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m = 154,3 \text{ N/mm}^2$$

$$k = 0,0374 \text{ N/mm}^2$$

$$L_S = \frac{L}{4} = \frac{5000}{4} = 1250 \text{ mm}$$

$$V_{l,Rd} = \frac{1000 \times 141,3}{1,25} \left( \frac{154,3 \times 1300}{1000 \times 1250} + 0,0374 \right) = 22367,5 \text{ N/m}$$

No caso de uma laje contínua, apenas existe corte nos apoios extremos, pelo que o esforço transversal actuante é o que ocorre nos extremos.

Verificação:

$$21,5 \text{ kN/m} \leq 22,4 \text{ kN/m}$$

### 5.3. Fase de cofragem

De acordo com os dados das tabelas de dimensionamento é possível inferir acerca das condições de escoramento na fase de cofragem. Para a laje escolhida é recomendada a utilização de duas linhas de escoramento, pelo que nos cálculos que se seguem é considerada essa situação.

#### 5.3.1. Estado limite de utilização

A flecha  $\delta_S$  da chapa perfilada a controlar é calculada através de:

$$\delta_S = a \cdot \frac{p_{Ed} L^4}{E_a I_p}$$

Com:

$a$  – coeficiente que depende do esquema estrutural ( $a=0,0092$ )

$L$  - vão teórico entre apoios ( $L= 5/3$  m)

$E_a$  - módulo de elasticidade do aço da chapa (210 GPa)

$$I_p = \frac{I_p^A + I_p^B}{2} = \frac{56,6 + 75,6}{2} = 66 \text{ cm}^4/\text{m} - \text{valor médio de momento de inércia das}$$

secções transversais A e B

$p_{Ed}$  - carga de serviço para verificação da flecha, igual ao peso próprio do betão fresco e da chapa perfilada,  $G_k'$

$$p_{Ed} = G_k' = 1,04G_{PP} = 3,74 \text{ kN/m}^2$$

Assim o valor teórico da flecha é:

$$\delta_S = 1,9 \text{ mm}$$

O valor máximo indicado no EC4 para o pavimento é:

$$\delta_{S,max} = \frac{L}{180} = \frac{5}{180} = 9,3 \text{ mm}$$

Como se pode constatar, o deslocamento máximo não é atingido.

### 5.3.2. Estado limite último

Para a verificação ao estado limite último em fase de cofragem, o EC4 define as acções a considerar, combinadas da seguinte forma:

$$p_{Ed} = \gamma_G G_k' + \gamma_Q Q_k$$

Em que:

$\gamma_G = 1,35$  - coeficiente parcial de segurança relativo às acções permanentes

$\gamma_Q = 1,50$  - coeficiente parcial de segurança relativo às acções variáveis

$G_k' = 3,74 \text{ kN/m}^2$  - peso próprio da chapa perfilada e do betão armado fresco

$Q_k = Q_{ca} + Q_{cf}$  - cargas de construção

$Q_{ca} = 1 \text{ kN/m}^2$  - referente a pessoal e ferramentas

$Q_{cf} = 0,75 \text{ kN/m}^2$  - carga em estruturas em estado temporário

Assim:

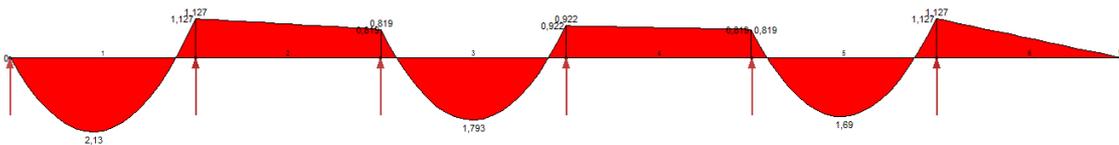
$$p_{Ed} = 1,35 \times 3,74 + 1,5 \times 1,75 = 7,67 \text{ kN/m}^2$$

Interessa então conhecer os esforços máximos actuantes (momentos flectores e esforço transversal) numa faixa com 1 metro de largura de placa, para as seguintes situações:

- Momento flector positivo máximo



**Figura 5.7 – Situação 1**

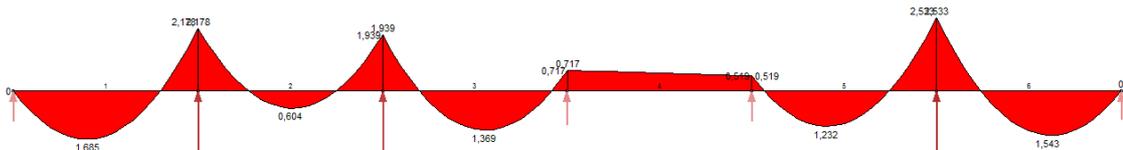


**Figura 5.8 - Diagrama de momentos correspondente à situação 1**

- Momento flector negativo máximo



**Figura 5.9 – Situação 2**

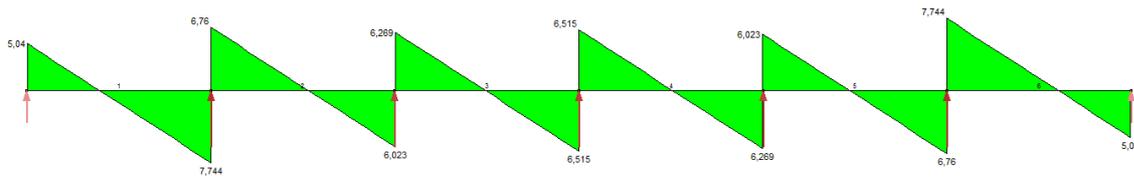


**Figura 5.10 – Diagrama de momentos correspondente à situação 2**

- Esforço transversal máximo



**Figura 5.11 – Situação 3**



**Figura 5.12** – Esforço transversal resultante da situação 3

Os esforços máximos obtidos a partir dos diagramas anteriores são:

$$M_{Ed}^+ = 2,13 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Ed}^- = -2,53 \text{ kN.m/m}$$

$$V_{Ed} = 7,74 \text{ kN/m}$$

#### 5.3.2.1. *Momento flector positivo*

A determinação do momento flector resistente da secção da chapa (fase de cofragem) é apontada pelo EC3:

$$M_{c,Rd}^+ = \frac{W_p f_{yp}}{\gamma_{m_0}}$$

Sendo:

$W_p = 16,9 \text{ cm}^3/\text{m}$  - módulo eficaz de flexão da chapa perfilada (dado pelo fabricante para secção transversal A)

$f_{yp} = 320 \text{ MPa}$  - resistência à tracção da chapa

$\gamma_{m_0} = 1$  - coeficiente parcial de segurança relativo ao aço da chapa

Verificação:

$$M_{c,Rd}^+ = \frac{16,9 \times 10^{-6} \times 320 \times 10^3}{1,0} = 5,4 \text{ kN.m/m} \geq 2,13 \text{ kN.m/m}$$

### 5.3.2.2. *Momento flector negativo*

Para a determinação do momento flector negativo resistente procede-se de igual forma, considerando agora  $W_p = 18,3 \text{ cm}^3/\text{m}$ , ou seja, o módulo de eficaz de flexão da chapa considerando a secção transversal B.

O momento flector resistente negativo é:

$$M_{c,Rd}^+ = \frac{18,3 \times 10^{-6} \times 320 \times 10^3}{1,0} = 5,9 \text{ kN.m/m} \geq 2,53 \text{ kN.m/m}$$

Verificando-se a resistência da secção ao momento flector negativo de cálculo.

### 5.3.2.3. *Esforço transverso*

A resistência ao esforço transverso é assegurada pela alma da chapa perfilada, sendo o valor do esforço transverso resistente determinado segundo o EC3 dado por:

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{h_w}{\text{sen}(\phi)} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{m0}}$$

Com os seguintes dados do fabricante:

$h_w = 2,5 \text{ cm}$  - altura do perfil descontando a zona das bossas

$\phi = 62,2^\circ$  - ângulo entre a alma e o banzo

$t = 0,96 \text{ mm}$  - espessura da chapa, excepto a espessura de zincagem

E:

$f_{bv} = 0,58f_{yb} = 0,58 \times 320 = 185,6 \text{ MPa}$  – resistência ao corte da chapa considerando instabilização da chapa perfilada

Assim,

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{2,5 \times 10^{-2}}{\text{sen}(62,2^\circ)} \cdot 0,96 \times 10^{-3} \cdot 186 \times 10^3}{1} = 5,05 \text{ kN/alma}$$

Como em 1 metro de largura de laje há 8,88 almas:

$$V_{b,Rd} = 8,88 \times 5,05 = 44,8 \text{ kN/m}$$

Verificando-se:  $44,8 \text{ kN/m} \geq 7,74 \text{ kN/m}$ .

#### 5.3.2.4. Forças transversais locais

O cálculo da força transversal resistente por alma da chapa perfilada em fase de cofragem é:

$$R_{w,Rd} = \frac{\alpha t^2 \sqrt{f_{yb}} E \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \left(0,5 + \sqrt{0,02 \frac{l_a}{t}}\right) \left[2,4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2\right]}{\gamma_{m1}}$$

Com:

$r = 5 \text{ mm}$  - raio interno de conformação da chapa perfilada nos cantos

$\gamma_{m1} = 1$  - coeficiente parcial de segurança relativo ao aço da chapa

$\alpha = 0,15$  - parâmetro dependente da profundidade de chapa perfilada que apoia no suporte (dado pelo EC3 - parte 1.3)

$l_a = 10 \text{ mm}$  – idem

$$R_{w,Rd} = 2407 \text{ N/alma}$$

Considerando a resistência de 8,88 almas:

$$R_{w,Rd} = 8,88 \times 2,4 = 21,3 \text{ kN/m} \geq 7,74 \text{ kN/m}$$

#### 5.3.2.5. Combinação do esforço transversal com o momento flector

Se  $V_{Ed} \geq 0,5V_{b,Rd}$  é necessário verificar a interação do momento flector com o esforço transversal através de:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{b,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1$$

Em que todos os termos são já conhecidos.

Neste caso,  $V_{Ed} < 0,5V_{b,Rd}$  ( $7,74 < 22,4 \text{ kN/m}$ ), não é necessário fazer este cálculo.

**5.3.2.6. Combinação da força transversal local com o momento flector**

Este efeito tem influência sobre os apoios contínuos, devendo ser verificado através de:

$$\frac{M_{Ed}^-}{M_{c,Rd}^-} + \frac{V_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,25$$

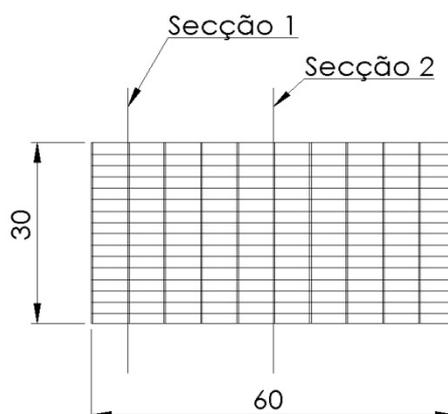
$$\frac{2,53}{5,9} + \frac{7,74}{21,3} = 0,79 \leq 1,25 \text{ (verificado)}$$



## 6. Dimensionamento da estrutura resistente principal

A estrutura resistente principal do pavilhão é constituída por um pórtico em que a travessa é uma viga armada. Esta solução permite vencer longos vãos com uma construção relativamente ligeira quando comparada com outros modelos construtivos, diminuindo o peso total da estrutura, mas é onerosa no que respeita à mão de obra.

Numa primeira fase foi admitido por questões de logística, quer no que diz respeito ao aprovisionamento de materiais, quer quanto ao fabrico, que todos os pórticos seriam idênticos. Nesse sentido determinou-se qual a zona do pavilhão em que resultam maiores esforços sobre a estrutura resistente principal. É fundamental uma análise cuidadosa da acção do vento sobre a cobertura e sua influência sobre o peso das madres adoptadas. Daí resultam directamente acções permanentes diferentes em duas secções do pavilhão. De seguida são calculadas as acções respectivas para as duas secções representadas da Figura 6.1.



**Figura 6.1** – Vista em planta do pavilhão – secções em que os pórticos estão sujeitos a esforços diferentes

De referir ainda que para o cálculo dos esforços na estrutura resistente principal se recorre uma vez mais ao *software* “Multiframe Academic”, sendo os esquemas de carregamento e diagramas de esforços que se seguem obtidos directamente do programa.

## 6.1. Acções sobre os pórticos

Conhecidos os elementos de revestimento, tal como as acções variáveis anteriormente quantificadas, importa agora traduzir a forma como interação com a estrutura resistente principal, atendendo às secções assinaladas no ponto interior.

### 6.1.1. Peso próprio do pórtico

O peso próprio dos elementos que constituem o pórtico é introduzido directamente pelo *software* para os diversos perfis utilizados.

### 6.1.2. Madres e revestimentos

Na secção 1, as madres escolhidas para a cobertura e fachadas são C+300x5, pelo que nos pontos de ligação das madres aos pórticos, a carga permanente será:

Na cobertura:

$$G_{rev} = \frac{11,59 \times 1,9 \times 6 \times 9,8}{1000} = 1,29 \text{ kN}$$

$$G_{madreA} = \frac{20,38 \times 6 \times 9,8}{1000} = 1,20 \text{ kN}$$

$$Q_G = G_{rev} + G_{madreA} = 2,487 \text{ kN}$$

Nos nós das extremidades da cobertura:

$$Q_G = \frac{G_{rev}}{2} + G_{madreA} = 1,845 \text{ kN}$$

No cume da cobertura:

$$Q_G = G_{rev} + 2 \times G_{madreA} = 3,69 \text{ kN}$$

Nas fachadas:

$$G_{rev} = \frac{10,58 \times 2 \times 6 \times 9,8}{1000} = 1,24 \text{ kN}$$

$$G_{madreA} = 1,20 \text{ kN}$$

$$Q_G = G_{rev} + G_{madreA} = 2,44 \text{ kN}$$

Na secção 2, na cobertura as madres de extremidade são C+300x5, e na restante cobertura C+300x3. Nas fachadas, os perfis são C+300x4. Assim, há ainda que ter em conta as seguintes forças na cobertura:

$$G_{madreB} = \frac{11,89 \times 6 \times 9,8}{1000} = 0,699 \text{ kN}$$

$$Q_G = G_{rev} + G_{madreB} = 1,99 \text{ kN}$$

E no cume:

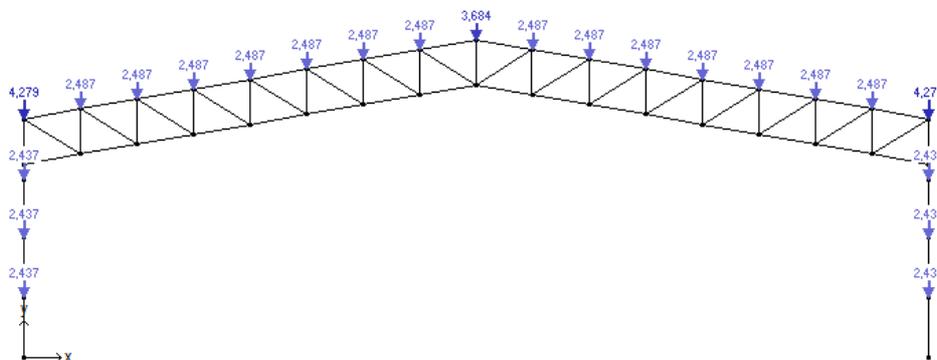
$$Q_G = G_{rev} + 2 \times G_{madreB} = 2,69 \text{ kN}$$

Nas fachadas, deve considerar-se:

$$G_{madreB} = \frac{15,59 \times 6 \times 9,8}{1000} = 0,92 \text{ kN}$$

$$Q_G = G_{rev} + G_{madreB} = 2,16 \text{ kN}$$

Como é facilmente observável, a secção 1 é mais solicitada pelas acções permanentes, que se representam na figura seguinte:



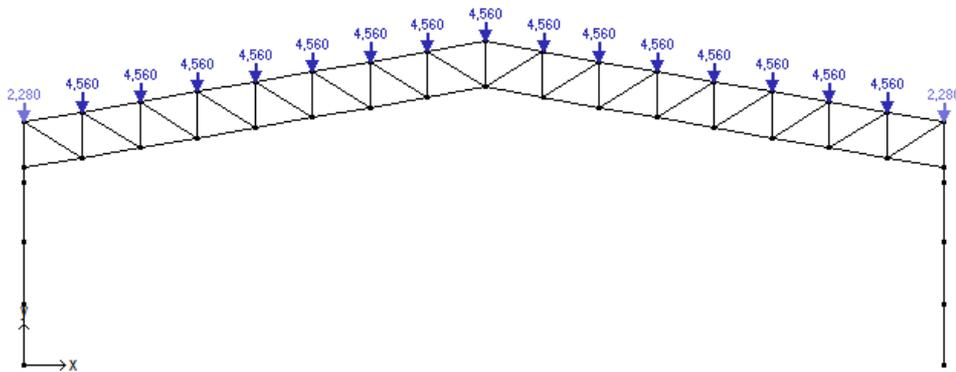
**Figura 6.2** – Acções permanentes sobre a estrutura

### 6.1.3. Sobrecarga

A sobrecarga actua uniformemente sobre a cobertura, logo não há que ter em conta as secções atrás indicadas, sendo o seu valor:

$$q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = q_k d_m d_p = 0,4 \times 1,9 \times 6 = 4,56 \text{ kN}$$



**Figura 6.3** - Sobrecarga sobre a cobertura

### 6.1.4. Neve

A distribuição da neve sobre a cobertura tem em conta a possibilidade de deslocamentos, pelo que as situações consideradas são:

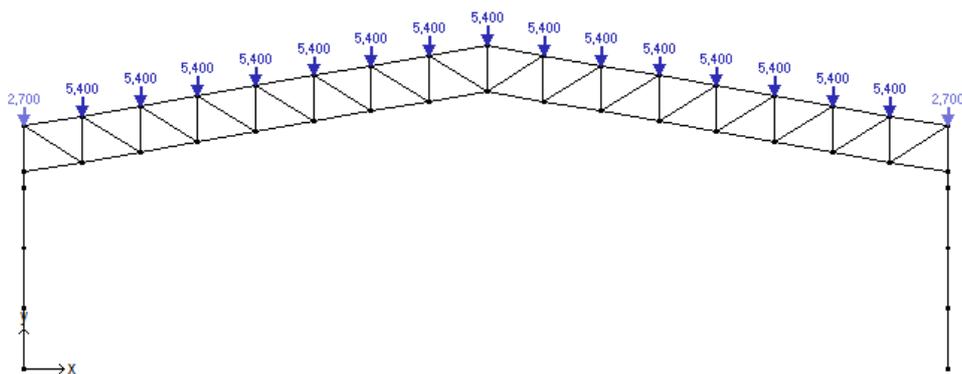
$$q_n = 0,474 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_n = q_n d_m d_p = 0,474 \times 1,9 \times 6 = 5,4 \text{ kN}$$

Para os caos de neve deslocada:

$$Q_n = \frac{5,4}{2} = 2,7 \text{ kN}$$

Embora a possibilidade de ocorrência de deslocamento de neve conduza a outras distribuições de esforços, a presença de neve uniformemente distribuída em toda a superfície conduz a maiores esforços em todos os elementos da estrutura. Esta situação representa-se por:

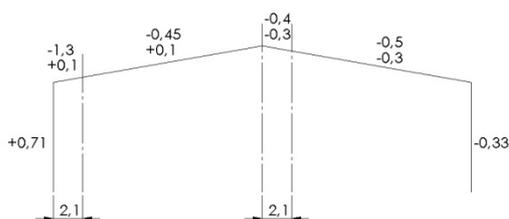


**Figura 6.4** - Acção da neve sobre a cobertura (a mais gravosa)

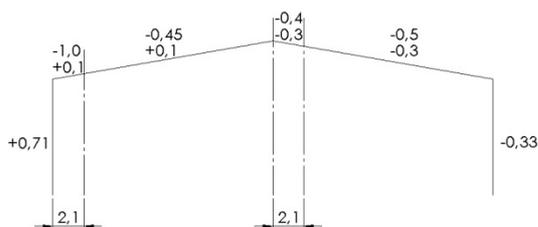
### 6.1.5. Vento

A acção do vento requer um tratamento exaustivo, atendendo às múltiplas situações distintas que o EC1-parte 1.4 apresenta. A rápida variação das características do vento sobre uma cobertura sujeita a vento transversal obriga a combinar coeficientes de pressão exterior para duas condições alternativas (Tabela 3.5), e estes com os coeficientes de pressão interior possíveis,  $+0,2/-0,3$ .

Para vento transversal, os coeficientes de pressão exterior são:

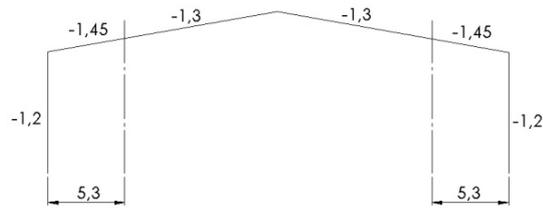


**Figura 6.5** – Coeficientes de pressão exterior originados por vento transversal - secção 1

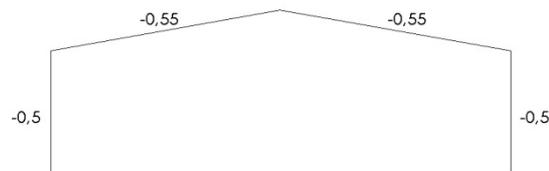


**Figura 6.6** - Coeficientes de pressão exterior originados por vento transversal - secção 2

E para vento longitudinal:

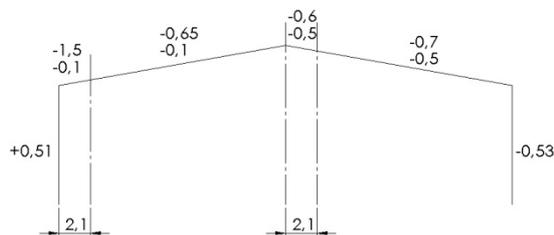


**Figura 6.7** - Coeficientes de pressão exterior originados por vento longitudinal - secção 1

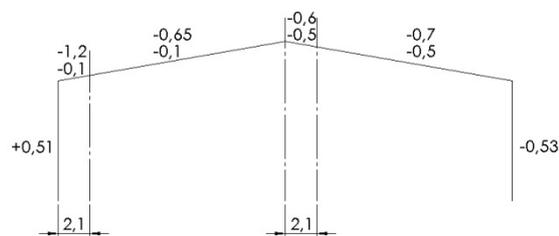


**Figura 6.8** - Coeficientes de pressão exterior originados por vento longitudinal - secção 2

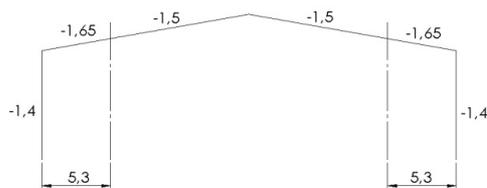
Com um coeficiente de pressão interior igual a  $+0,2$ , os coeficientes de pressão totais são:



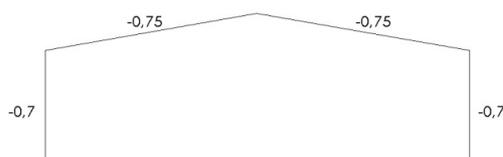
**Figura 6.9** - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 1 com coeficiente de pressão interior  $+0,2$



**Figura 6.10** - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 2 com coeficiente de pressão interior  $+0,2$

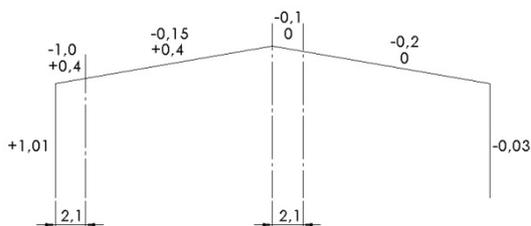


**Figura 6.11** - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 1 com coeficiente de pressão interior +0,2

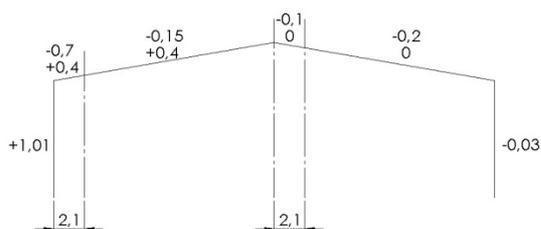


**Figura 6.12** - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 2 com coeficiente de pressão interior +0,2

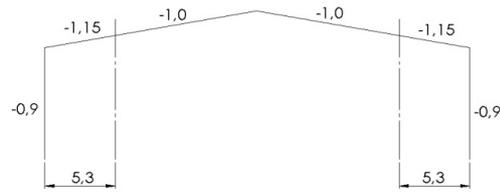
No caso de o coeficiente de pressão interior assumir o valor -0,3, os coeficientes de pressão totais são:



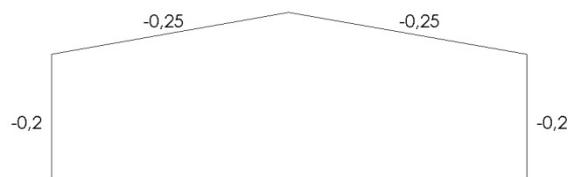
**Figura 6.13** - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 1 com coeficiente de pressão interior -0,3



**Figura 6.14** - Coeficientes de pressão originados por vento transversal na secção 2 com coeficiente de pressão interior -0,3



**Figura 6.15** - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 1 com coeficiente de pressão interior -0,3



**Figura 6.16** - Coeficientes de pressão originados por vento longitudinal na secção 2 com coeficiente de pressão interior -0,3

A acção do vento sobre a estrutura resistente principal é transmitida, tal como nas demais acções, ao nível das madres, e dada por:

$$q_v = c_p q_p(z) d_m d_p$$

A tabela que se segue apresenta o valor da acção do vento para os diferentes coeficientes de pressão indicados para a cobertura e para as fachadas.

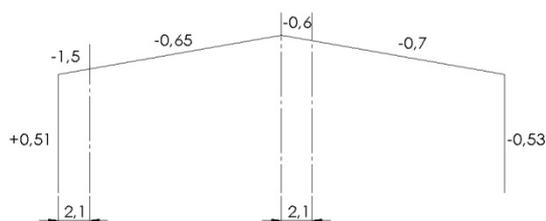
**Tabela 6.1** - Valor da carga do vento correspondente aos coeficientes de pressão totais que ocorrem na estrutura

Cobertura		Fachadas	
$d_m$	1,90	$d_m$	2,0
$d_p$	6,0	$d_p$	6,0
$q_p(z)$	0,9795	$q_p(z)$	0,9795
Coeficiente de pressão	$Q_v(\text{kN})$	Coeficiente de pressão	$Q_v(\text{kN})$
-1,65	-18,4	-1,4	-16,5
-1,5	-16,7	-0,9	-10,6
-1,2	-13,4	-0,7	-8,2
-1,15	-12,8	-0,53	-6,2
-1	-11,2	-0,2	-2,4
-0,75	-8,4	-0,03	-0,4
-0,7	-7,8	0,51	6,0
-0,65	-7,3	1,01	11,9
-0,6	-6,7		
-0,5	-5,6		
-0,25	-2,8		
-0,2	-2,2		
-0,15	-1,7		
-0,1	-1,1		
0,4	4,5		

Após análise estrutural, concluir-se-á qual destas situações conduz a maiores esforços sobre a estrutura. Dada a grande quantidade de situações de solicitação pelo vento que se assumem plausíveis, opta-se por expor apenas aquelas que se traduzem em maiores esforços para a estrutura para o caso de vento transversal e longitudinal. Também

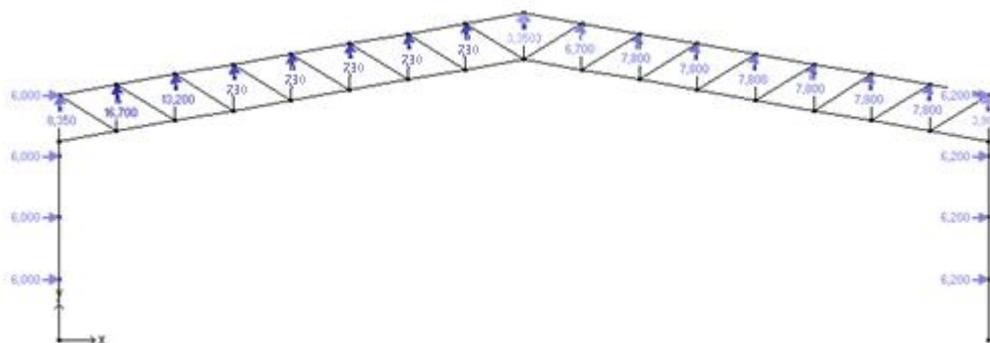
aqui, tal como era espectável, na secção 2 originam-se esforços menores, pelo que mais uma vez há que ter em conta as acções que ocorrem ao nível da secção 1.

Na ocorrência de vento transversal, os coeficientes de pressão totais para um coeficiente de pressão interior  $+0,2$  mais gravosos são:



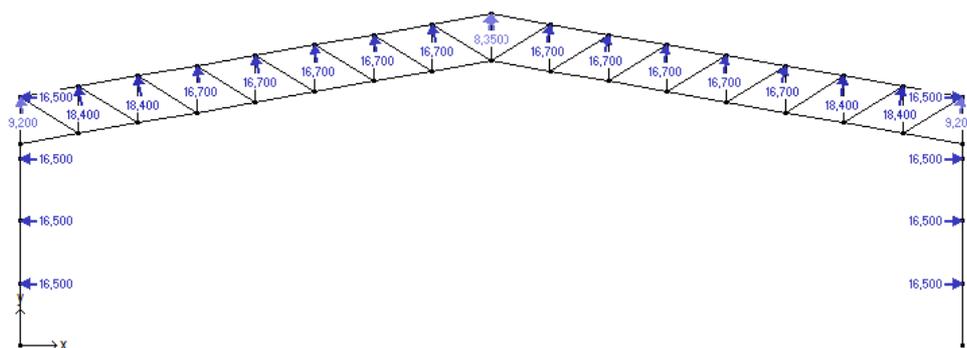
**Figura 6.17** - Coeficientes de pressão totais mais gravosos para vento transversal

Aos quais correspondem as seguintes forças aplicadas à estrutura:



**Figura 6.18** - Acção do vento transversal com coeficiente de pressão interior  $+0,2$

Os coeficientes de pressão totais para o caso de vento longitudinal, com coeficiente de pressão interior  $+0,2$  são os que se representam na Figura 6.11, e as correspondentes forças aplicadas à estrutura:



**Figura 6.19** – Acção do vento longitudinal com coeficiente de pressão interior +0,2

## 6.2. Combinações de acções

Para verificação de segurança do pórtico são utilizadas as diferentes combinações de acções previstas nos regulamentos, em que cada uma das acções variáveis é considerada à vez como acção de base principal. As outras acções variáveis serão consideradas juntamente com a acção variável de base no caso de a sua actuação simultânea ser verosímil e que o seu efeito seja desfavorável (em termos de sobrecarga para a estrutura). Em cada uma das combinações de acções, a “outra acção variável” será designada por acção acompanhante e seu valor característico será afectado por coeficientes de redução  $\psi_0$ .

Combinação 01 – Acção de base: sobrecarga ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

A acção da sobrecarga é combinada com o peso próprio dos painéis de revestimento e das madres, e com o peso próprio dos diversos elementos que constituem a estrutura resistente principal:

$$S_k = \gamma_G (Q_G + G_{p\acute{o}rtico}) + \gamma_Q Q_{sobrecarga}$$

E:

$Q_G$  – peso próprio do revestimento e das madres

$G_{p\acute{o}rtico}$  – peso próprio da estrutura resistente principal

Combinação 02 – Acção de base: neve ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

A acção da neve, à semelhança da sobrecarga, actua sobre a estrutura na mesma direcção que as acções permanentes, pelo que a combinação característica é:

$$S_k = \gamma_G(Q_G + G) + \gamma_Q Q_{\text{neve}}$$

Combinação 03 – acção de base: vento transversal ( $\gamma_G = 1,0$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

As acções permanentes produzem um efeito favorável relativamente à acção do vento, o que implica a utilização de novos coeficientes parciais para a combinação:

$$S_k = \gamma_G(Q_G + G) + \gamma_Q Q_{\text{vento,transv}}$$

A acção  $Q_{\text{vento,transv}}$  a considerar para a verificação aos ELU e ELS é, como foi referido, a que com vento transversal origina maiores esforços na estrutura resistente principal (viga e colunas).

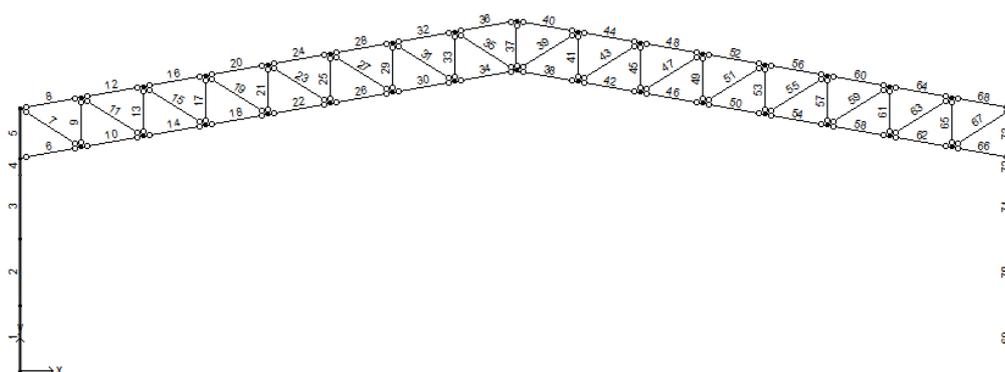
Combinação 04 – Acção de base: vento longitudinal ( $\gamma_G = 1,0$  e  $\gamma_Q = 1,5$ )

Da mesma forma, para a situação mais gravosa de vento longitudinal:

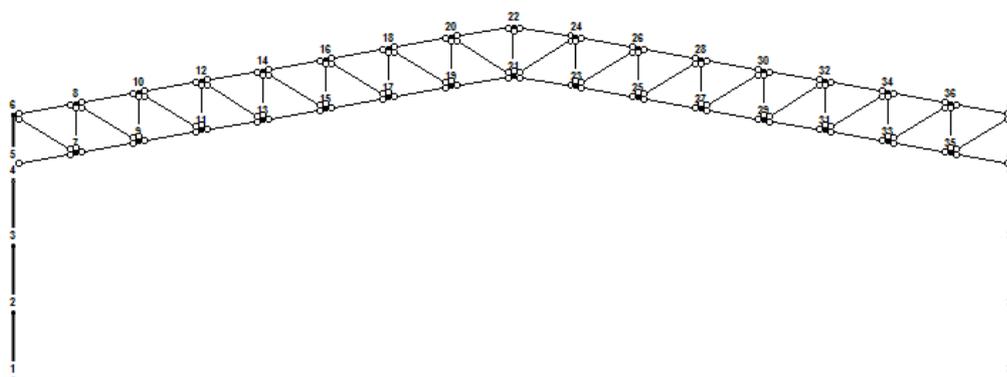
$$S_k = \gamma_G(Q_G + G) + \gamma_Q Q_{\text{vento,long}}$$

### 6.3. Esforços na estrutura

A estrutura foi concebida de modo a que o apoio das madres coincida com os nós da viga armada de suporte da cobertura. Trata-se portanto de uma estrutura tão próximo quanto possível de um Sistema Articulado Plano. As suas barras estão portanto sujeitas só a esforços normais, de compressão ou tracção de acordo com o sentido de actuação das acções sobre a cobertura.



**Figura 6.20** – Numeração dos elementos da estrutura resistente principal



**Figura 6.21** – Numeração dos nós da estrutura resistente principal

Cabe ao projectista definir as disposições construtivas do projecto. As soluções apontadas pelos diversos autores consultados servem apenas como linha de orientação no que respeita à escolha da configuração a seguir. Revelou-se especialmente interessante para este projecto a solução apontada por Hirt (6) para construção de uma viga armada em N.

Definiu-se a altura vertical,  $h$ , da viga armada igual a 1,5 metros. A partir desta imposição determinaram-se os esforços sobre os elementos que constituem a estrutura resistente principal para as diferentes combinações de acções estabelecidas.

O princípio de dimensionamento adoptado consistiu em analisar os esforços nos elementos resultantes da combinação 04, considerada como acção crítica. Outros métodos poderiam ser seguidos no sentido de obter uma estrutura mais ligeira, por exemplo, considerando a combinação 03, onde as forças aplicadas são menores. Contudo, os

coeficientes de pressão resultantes da acção de vento longitudinal são os mais gravosos, garantindo-se assim que em nenhum ponto da estrutura os esforços impostos pela combinação 04 são ultrapassados. É uma escolha prudente e que coloca o projectista do lado da segurança; outras opções reservam-se aos projectistas com mais experiência.

Seguiu-se um processo iterativo que consiste em atribuir diferentes perfis aos diversos elementos até que as imposições de segurança e utilização do EC3 fossem respeitadas. Essa verificação apresenta-se mais à frente. Para já importa conhecer os esforços (momentos, esforço transversal e esforço normal) que ocorrem na estrutura, que de seguida se apresentam na Tabela 6.2, onde os esforços normais negativos correspondem a tracção, e esforços positivos a compressão. Os diagramas de esforços não oferecem informação de fácil interpretação, quer pela dimensão da estrutura, quer pelo elevado número de elementos, omitindo-se por isso a sua apresentação.

**Tabela 6.2 – Esforços na estrutura resistente principal**

Membro		Nó	Combinação 01			Combinação 02			Combinação 03			Combinação 04		
			N <sub>Sd</sub>	V <sub>Sd</sub>	M <sub>Sd</sub>	N <sub>Sd</sub>	V <sub>Sd</sub>	M <sub>Sd</sub>	N <sub>Sd</sub>	V <sub>Sd</sub>	M <sub>Sd</sub>	N <sub>Sd</sub>	V <sub>Sd</sub>	M <sub>Sd</sub>
1	Coluna	1	119,1	-52,7	-148,1	129,2	-58,4	-164,1	-63,3	68,9	199,5	-155,9	49,6	178,1
2	Coluna	2	112,7	-52,7	-42,7	122,8	-58,4	-47,3	-68,0	59,9	61,6	-160,7	74,4	78,9
3	Coluna	3	106,4	-52,7	62,7	116,4	-58,4	69,5	-72,7	50,9	-58,2	-165,4	99,1	-69,8
4	Coluna	4	100,0	-52,7	168,1	110,0	-58,4	186,3	-77,5	41,9	-160,1	-170,1	123,9	-268,0
5	Coluna	5	66,8	129,7	194,5	73,4	143,7	215,5	-49,5	-120,7	-181,1	-110,2	-220,0	-329,9
6	Banzo	5	185,2	0	0	205,2	0	0	-165,1	0	0	-349,1	0	0
7	Diagonal	6	-114,7	0	0	-127,1	0	0	97,1	0	0	201,6	0	0
8	Banzo	6	-32,9	0	0	-36,4	0	0	45,8	0	0	22,0	0	0
9	Montante	7	77,2	0	0	85,6	0	0	-66,4	0	0	-137,4	0	0
10	Banzo	7	86,5	0	0	95,8	0	0	-81,4	0	0	-175,3	0	0
11	Diagonal	8	-97,7	0	0	-108,3	0	0	64,7	0	0	165,4	0	0
12	Banzo	8	51,2	0	0	56,8	0	0	-14,4	0	0	-125,4	0	0
13	Montante	9	65,7	0	0	72,9	0	0	-44,4	0	0	-112,8	0	0
14	Banzo	9	2,4	0	0	2,6	0	0	-25,6	0	0	-32,7	0	0
15	Diagonal	10	-80,8	0	0	-89,5	0	0	53,4	0	0	129,2	0	0
16	Banzo	10	120,7	0	0	133,9	0	0	-62,5	0	0	-241,7	0	0
17	Montante	11	54,2	0	0	60,1	0	0	-36,8	0	0	-88,2	0	0
18	Banzo	11	-67,1	0	0	-74,5	0	0	20,5	0	0	78,7	0	0
19	Diagonal	12	-63,8	0	0	-70,7	0	0	42,1	0	0	96,9	0	0
20	Banzo	12	175,7	0	0	194,7	0	0	-100,7	0	0	-329,6	0	0
21	Montante	13	42,7	0	0	47,3	0	0	-29,1	0	0	-66,2	0	0
22	Banzo	13	-122,1	0	0	-135,3	0	0	56,9	0	0	162,2	0	0
23	Diagonal	14	-46,9	0	0	-51,9	0	0	30,9	0	0	64,5	0	0
24	Banzo	14	216,0	0	0	239,4	0	0	-129,3	0	0	-389,6	0	0
25	Montante	15	31,2	0	0	34,6	0	0	-21,4	0	0	-44,2	0	0
26	Banzo	15	-162,4	0	0	-180,0	0	0	83,5	0	0	217,8	0	0
27	Diagonal	16	-29,9	0	0	-33,1	0	0	19,6	0	0	32,1	0	0
28	Banzo	16	241,7	0	0	267,8	0	0	-148,1	0	0	-421,8	0	0

29	Montante	17	19,7	0	0	21,8	0	0	-13,8	0	0	-22,3	0	0
30	Banzo	17	-188,1	0	0	-208,4	0	0	100,4	0	0	245,5	0	0
31	Diagonal	18	-13,0	0	0	-14,3	0	0	8,3	0	0	-0,3	0	0
32	Banzo	18	252,9	0	0	280,1	0	0	-157,2	0	0	-426,0	0	0
33	Montante	19	8,2	0	0	9,1	0	0	-6,1	0	0	-0,3	0	0
34	Banzo	19	-199,3	0	0	-220,7	0	0	107,6	0	0	245,3	0	0
35	Diagonal	20	4,0	0	0	4,5	0	0	-3,0	0	0	-32,7	0	0
36	Banzo	20	249,4	0	0	276,1	0	0	-156,6	0	0	-402,3	0	0
37	Montante	21	-74,2	0	0	-82,2	0	0	48,2	0	0	119,2	0	0
38	Banzo	21	-199,3	0	0	-220,8	0	0	118,0	0	0	245,2	0	0
39	Diagonal	21	4,1	0	0	4,7	0	0	-15,0	0	0	-32,6	0	0
40	Banzo	22	249,3	0	0	276,1	0	0	-156,7	0	0	-402,3	0	0
41	Montante	23	8,2	0	0	9,1	0	0	3,1	0	0	-0,3	0	0
42	Banzo	23	-188,2	0	0	-208,5	0	0	122,4	0	0	245,4	0	0
43	Diagonal	23	-12,8	0	0	-14,1	0	0	-5,1	0	0	-0,2	0	0
44	Banzo	24	252,8	0	0	280,0	0	0	-168,0	0	0	-426,0	0	0
45	Montante	25	19,7	0	0	21,8	0	0	-5,4	0	0	-22,3	0	0
46	Banzo	25	-162,5	0	0	-180,1	0	0	116,1	0	0	217,7	0	0
47	Diagonal	25	-29,8	0	0	-32,9	0	0	7,3	0	0	32,2	0	0
48	Banzo	26	241,7	0	0	267,7	0	0	-170,3	0	0	-421,8	0	0
49	Montante	27	31,2	0	0	34,6	0	0	-13,8	0	0	-44,2	0	0
50	Banzo	27	-122,2	0	0	-135,4	0	0	99,2	0	0	162,1	0	0
51	Diagonal	27	-46,7	0	0	-51,7	0	0	19,7	0	0	64,6	0	0
52	Banzo	28	215,9	0	0	239,3	0	0	-162,0	0	0	-389,7	0	0
53	Montante	29	42,7	0	0	47,3	0	0	-22,2	0	0	-66,2	0	0
54	Banzo	29	-67,2	0	0	-74,6	0	0	71,5	0	0	78,6	0	0
55	Diagonal	29	-63,7	0	0	-70,6	0	0	32,1	0	0	97,0	0	0
56	Banzo	30	175,6	0	0	194,6	0	0	-143,0	0	0	-329,7	0	0
57	Montante	31	54,2	0	0	60,1	0	0	-30,7	0	0	-88,2	0	0
58	Banzo	31	2,3	0	0	2,5	0	0	33,2	0	0	-32,8	0	0
59	Diagonal	31	-80,6	0	0	-89,4	0	0	44,6	0	0	129,4	0	0
60	Banzo	32	120,7	0	0	133,8	0	0	-113,3	0	0	-241,8	0	0
61	Montante	33	65,7	0	0	72,9	0	0	-39,1	0	0	-112,8	0	0
62	Banzo	33	86,4	0	0	95,7	0	0	-15,9	0	0	-175,4	0	0
63	Diagonal	33	-97,6	0	0	-108,2	0	0	57,0	0	0	165,6	0	0
64	Banzo	34	51,1	0	0	56,8	0	0	-72,9	0	0	-125,5	0	0
65	Montante	35	77,2	0	0	85,6	0	0	-47,5	0	0	-137,4	0	0
66	Banzo	35	185,2	0	0	205,2	0	0	-75,6	0	0	-349,2	0	0
67	Diagonal	35	-114,5	0	0	-127,0	0	0	69,4	0	0	201,8	0	0
68	Banzo	36	-33,0	0	0	-36,5	0	0	-21,8	0	0	22,0	0	0
69	Coluna	37	119,1	52,7	148,1	129,2	58,4	164,1	-38,1	1,2	9,7	-155,9	-49,6	-178,1
70	Coluna	38	112,7	52,7	42,7	122,8	58,4	47,3	-42,9	-8,1	7,3	-160,7	-74,4	-78,9
71	Coluna	39	106,4	52,7	-62,7	116,4	58,4	-69,5	-47,6	-17,4	23,5	-165,4	-99,1	69,8
72	Coluna	40	100,0	52,7	-168,1	110,0	58,4	-186,3	-52,3	-26,7	58,3	-170,1	-123,9	268,0
73	Coluna	41	66,8	-129,7	-194,5	73,4	-143,7	-215,5	-40,0	47,7	71,6	-110,2	220,0	329,9

#### 6.4. Reacções nos apoios

A apresentação dos esforços na estrutura resistente principal fica completa com a exposição das reacções nos apoios para as várias acções e combinações de acções que, mais à frente, serão utilizadas no dimensionamento de sapatas:

**Tabela 6.3** - Valores não majorados das reacções correspondentes ao valor característico de cada uma das acções

Apoio	Reacção	Peso pórtico, madres, e cobertura	Sobrecarga	Neve	Vento transversal	Vento longitudinal
A	R <sub>x</sub> (kN)	16,1	20,6	24,4	-56,7	-43,8
	R <sub>y</sub> (kN)	47,7	36,5	43,2	-74,0	-135,8
	M(kN.m)	-45,3	-57,9	-68,6	163,2	149,0
B	R <sub>x</sub> (kN)	-16,1	-20,6	-24,4	9,95	43,8
	R <sub>y</sub> (kN)	47,7	36,5	43,2	-57,2	-135,8
	M(kN.m)	45,3	57,9	68,6	-23,8	-149,0

**Tabela 6.4** - Reacções nos apoios resultantes para as combinações de acções

Apoio	Reacção	Combinação 01	Combinação 02	Combinação 03	Combinação 04
A	R <sub>x</sub> (kN)	52,7	58,4	-68,9	-49,6
	R <sub>y</sub> (kN)	119,1	129,2	-62,3	-155,9
	M(kN.m)	-148,1	-164,1	199,5	178,1
B	R <sub>x</sub> (kN)	-52,7	-58,4	-1,2	49,6
	R <sub>y</sub> (kN)	119,1	129,2	-38,1	-155,9
	M(kN.m)	148,1	164,1	-9,7	-178,1

## 6.5. Verificação dos elementos ao Estado Limite Último: viga armada e colunas

Como referido, para obter os esforços atrás apresentados foram escolhidos de forma iterativa os perfis para os diferentes elementos, e cuja verificação dos requisitos do EC3 se faz de seguida. Sintetizando, os perfis utilizados são:

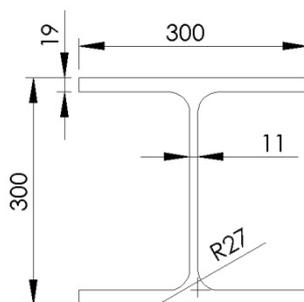
**Tabela 6.5** – Perfis para a estrutura resistente principal

Elemento	Perfil
Coluna	HEB 300
Banzo	SHS 100x100x6,3
Diagonal	SHS 80x80x4
Montante	SHS 50x50x4

O EC3 distingue quatro classes de secções, em função da sua capacidade de resistente plástica ou elástica. Antes de partir para as verificações impostas pela norma, procede-se então à classificação das secções.

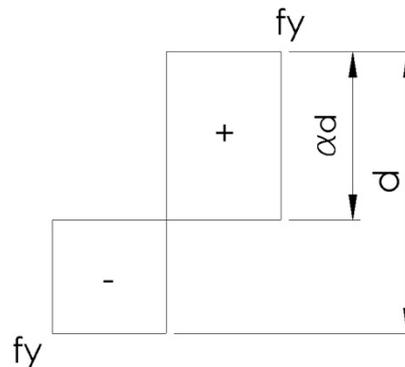
### 6.5.1. Classificação das secções

O perfil HE300B, laminado a quente, em aço da qualidade S235 classifica-se como classe 1, como se mostra de seguida.



**Figura 6.22** - Perfil HE300B

As colunas encontram-se sob flexão e compressão, sendo por isso necessário determinar o parâmetro  $\alpha$  relativo à distribuição de tensões na alma:



**Figura 6.23** – Definição do parâmetro  $\alpha$

Para a combinação crítica (Comb04), o esforço normal máximo é:

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 170,5 \text{ kN}$$

Verifique-se se para este esforço é possível a plastificação total da alma:

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{Sd}$$

$$\xi \times 11 \times 235 = 170,5 \times 10^3$$

$$\xi = 65,96 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2} = \alpha \times d$$

$$\frac{208}{2} + \frac{65,96}{2} = \alpha \times 208$$

$$\alpha = 0,66$$

Para  $\alpha > 0,5$ , uma secção é classe 1 se:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0,66 - 1} = 52,2$$

$$\text{Com } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$$

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,9, \text{ a alma é da classe 1.}$$

Finalmente, para que a secção seja classe 1, é necessário que os banzos também o sejam, devendo para isso respeitar a condição relativa a banzos sujeitos a compressão:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon = 10$$

Como:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{150}{19} = 7,9, \text{ também os banzos são classe 1.}$$

Secções tubulares - A classificação das secções tubulares implica a determinação de uma altura equivalente  $d_{eq}$ , e como se tratam de secções tubulares quadradas a classificação da alma e dos banzos é a mesma.

Para o perfil SHS 100x100x6,3, também em aço S235:

$$d_{eq} = h - 3t = 100 - 3 \times 6,3 = 81,1$$

Com a espessura  $t = t_w = t_f$ .

Para elementos sujeitos a compressão uniforme, a condição a verificar para pertencer à classe 1 é:

$$\frac{d_{eq}}{t} \leq 42\varepsilon = 42$$

$$\frac{d_{eq}}{t} = \frac{81,1}{6,3} = 12,87$$

Verifica-se que a secção é da classe 1.

De igual modo, para o perfil SHS 80x80x4:

$$d_{eq} = h - 3t = 80 - 3 \times 4 = 68$$

$$\frac{d_{eq}}{t} = \frac{68}{4} = 17$$

E finalmente, para o SHS 50x50x4:

$$d_{eq} = h - 3t = 50 - 3 \times 4 = 38$$

$$\frac{d_{eq}}{t} = \frac{38}{4} = 9,5$$

Verificando-se assim que ambos pertencem à classe 1.

### 6.5.2. Viga armada

Os elementos que constituem a viga encontram-se sujeitos unicamente a esforço normal (tracção ou compressão). Para elementos sujeitos a esforço normal, o EC3 indica que deve ser verificada a seguinte desigualdade:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd}$$

O valor do esforço normal de cálculo  $N_{Sd}$  é obtido do *software* utilizado na determinação dos esforços; o valor do esforço normal resistente é calculado consoante o elemento esteja sujeito a tracção ou compressão.

#### 6.5.2.1. Elementos sujeitos a tracção

O esforço normal resistente,  $N_{Rd}$ , de uma secção sujeita a tracção corresponde ao menor dos seguintes valores:

- Valor de cálculo da resistência plástica da secção bruta

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Com:

$A$  - área da secção

$f_y$  - tensão de cedência do material

$\gamma_{M0} = 1,1$  - coeficiente parcial de segurança relativo ao material

- Valor de cálculo da resistência última da secção útil tendo em conta os furos das ligações

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}}$$

$A_{net}$  - área da secção útil

$f_u$  - resistência última

$\gamma_{M2} = 1,25$  - coeficiente parcial de segurança relativo ao material

Na ausência de furos de ligação, uma vez que as ligações entre elementos da viga serão soldadas, concentram-se atenções na primeira expressão.

Há ainda que ter em conta que os elementos sujeitos a tracção quando a estrutura está sujeita a sucção, encontram-se em compressão quando a solicitação sobre a estrutura tem sentido oposto. Assim, é necessário verificar a resistência das secções críticas quando sujeitas ao maior valor de tracção e ao maior valor de compressão.

### **Banzo**

A combinação 04 produz o maior esforço de tracção sobre os banzos. De acordo com os esquemas atrás expostos, tal esforço ocorre no elemento 32 e vale:

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 426,0 \text{ kN}$$

Recorde-se que o perfil utilizado nos banzos é o SHS 100x100x6,3, cuja área é:

$$A = 2320 \text{ mm}^2$$

Assim, o valor do esforço normal resistente da secção é:

$$N_{pl,Rd} = \frac{2320 \times 235}{1,1} = 495,6 \text{ kN}$$

Verificando-se a resistência deste elemento à tracção.

### **Diagonal**

No que respeita às diagonais, a mais solicitada em tracção é a barra 7, para a combinação 02, com:

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 127,1 \text{ kN}$$

Para as diagonais recorre-se ao perfil SHS 80x80x4, cuja área é:

$$A = 1200 \text{ mm}^2$$

Assim, o valor do esforço normal resistente da secção é:

$$N_{pl,Rd} = \frac{1200 \times 235}{1,1} = 256,4 \text{ kN}$$

A margem de segurança é elevada, mas uma redução de secção não será possível, como mais à frente se demonstra.

### **Montante**

O montante que sob tracção apresenta maior esforço normal é o 9, para a combinação de acções 04.

$$N_{Sd,m\acute{a}x} = 137,4 \text{ kN}$$

O perfil SHS 50x50x4 é aplicado nos montantes que, com uma área de:

$$A = 719 \text{ mm}^2$$

Possui um valor de esforço normal resistente de:

$$N_{pl,Rd} = \frac{719 \times 235}{1,1} = 153,6 \text{ kN}$$

#### **6.5.2.2. Elementos sujeitos a compressão**

Para elementos sujeitos a compressão, cujas secções transversais pertencem às classes 1,2, ou 3, o esforço normal resistente é calculado através de:

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$

Contudo, a resistência do elemento à encurvadura deve também ser verificada, pelo que, no caso de barras esbeltas, este valor vem reduzido. É por isso necessário afectar o valor de resistência ao esforço normal de um factor de redução para o modo de encurvadura relevante da seguinte forma:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi\beta_A Af_y}{\gamma_{M1}}$$

Em que:

$\beta_A = 1$  - para secções das classes 1,2, ou 3

$\chi$  - é o factor de redução para o modo de encurvadura relevante

De referir ainda que, nos elementos de aço laminados a quente, o modo de encurvadura relevante é a encurvadura por flexão (ou varejamento).

Para compressão axial constante em elementos uniformes, o factor de redução  $\chi$  obtém-se de:

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}, e \chi \leq 1$$

Em que:

$$\varphi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  - é o factor de imperfeição, correspondente à curva de encurvadura apropriada referida no Quadro 5.5.3 do EC3. Aqui, para secções tubulares laminadas a quente, a curva de encurvadura é a “a”, correspondendo uma valor de  $\alpha = 0,21$ .

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} - \text{esbelteza normalizada}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

A esbelteza  $\lambda$  corresponde ao quociente entre o comprimento de encurvadura,  $l$ , e o raio de giração,  $i$ , da secção transversal bruta em relação ao eixo apropriado. Neste caso, considerando as barras bi-articuladas, o comprimento de encurvadura corresponde ao comprimento total do elemento, e o raio de giração é igual nos dois eixos, pois trata-se de secções quadradas. Desta forma, torna-se necessário verificar apenas a resistência à encurvadura no plano do pórtico.

### **Banzo**

O esforço de compressão exercido sobre o banzo ao nível do elemento 32 quando sujeito à acção da neve (Combinação 02), corresponde ao maior esforço de compressão a que os banzos estão sujeitos, e vale:

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 280,1 \text{ kN}$$

Para o perfil SHS 100x100x6,3, o raio de giração é:

$$i = 38 \text{ mm}$$

O comprimento de um elemento dos banzos é:

$$l = 1,90 \text{ m} = 1900 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{1900}{38} = 50$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \frac{50}{93,9} = 0,53$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,53 - 0,2) + 0,53^2] = 0,72$$

E o factor de redução é:

$$\chi = \frac{1}{0,72 + \sqrt{0,72^2 - 0,53^2}} = 0,828$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,828 \times 1 \times 2320 \times 235}{1,1} = 410,4 \text{ kN}$$

Ou seja, fica verificada a condição de segurança ao ELU, com uma margem segura (recorde-se que para o elemento de banzo mais esforçado sob tracção a diferença é reduzida).

### **Diagonal**

A Combinação 04 produz o maior esforço de compressão sobre a diagonal 7:

$$N_{Sd,máx} = 201,8 \text{ kN}$$

O raio de giração do perfil SHS 80x80x4 é:

$$i = 30,9 \text{ mm}$$

O comprimento de uma diagonal é:

$$l = 2,20 \text{ m} = 2200 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{2200}{30,9} = 71,2$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \frac{71,2}{93,9} = 0,758$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,758 - 0,2) + 0,758^2] = 0,846$$

E o factor de redução é:

$$\chi = \frac{1}{0,846 + \sqrt{0,846^2 - 0,758^2}} = 0,82$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,82 \times 1 \times 1200 \times 235}{1,1} = 210,2 \text{ kN}$$

Fica assim assegurada a resistência à encurvadura do elemento em causa.

### **Montante**

Com a Combinação 04, o montante 37 é sujeito ao esforço de compressão máximo:

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 119,2 \text{ kN}$$

O raio de giração do perfil SHS 50x50x4 é:

$$i = 18,6 \text{ mm}$$

O comprimento de uma diagonal é:

$$l = 1,50 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

A esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{1500}{18,6} = 80,6$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \frac{80,6}{93,9} \sqrt{1} = 0,86$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,85 - 0,2) + 0,85^2] = 0,93$$

E o factor de redução é:

$$\chi = \frac{1}{0,93 + \sqrt{0,93^2 - 0,86^2}} = 0,78$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,78 \times 1 \times 719 \times 235}{1,1} = 119,8 \text{ kN}$$

Verificando-se que é inferior ao esforço máximo de cálculo.

### 6.5.2.3. Verificação do risco de encurvadura no plano perpendicular à viga armada

A encurvadura dos elementos comprimidos da viga armada pode ocorrer no plano do pórtico ou no plano perpendicular. No caso do banzo superior da viga armada, as madres da cobertura promovem o travamento a deslocamentos no plano perpendicular; no entanto, para as combinações de acções em que o banzo inferior se encontra em compressão é necessário impor o travamento a deslocamentos no plano perpendicular ao pórtico por intermédio de “fly-braces”. Assim, o comprimento de encurvadura das barras do banzo inferior corresponderá à distancia entre nós fixados.

Para a Combinação 04 ocorre o maior esforço de compressão no banzo inferior:

$$N_{Sd} = 245,5 \text{ kN}$$

Considerando a colocação de fly-braces nos nós 13 e 17, o comprimento de encurvadura é:

$$l = 2 \times 1,9 \text{ m} = 3800 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{3800}{38} = 100$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \frac{100}{93,9} = 1,06$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,06 - 0,2) + 1,06^2] = 1,15$$

E o factor de redução é:

$$\chi = \frac{1}{1,15 + \sqrt{1,15^2 - 1,06^2}} = 0,63$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,63 \times 1 \times 2320 \times 235}{1,1} = 312 \text{ kN}$$

O esforço de cálculo sobre os “fly-braces” corresponde a 1% do esforço normal no banzo. Conservativamente, considere-se o esforço normal máximo de compressão no banzo inferior da viga armada, ao qual corresponde o seguinte esforço de tracção nos “fly-braces”:

$$N_{sd} = 0,01 \times 245,5 = 2,5 \text{ kN}$$

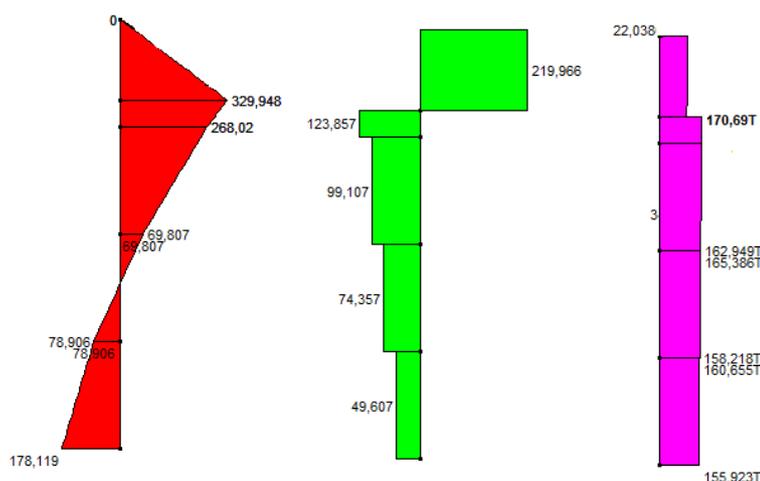
Utilizando uma cantoneira L20x2, A=154 mm<sup>2</sup>:

$$N_{pl,Rd} = \frac{154 \times 235}{1,1} = 32,9 \text{ kN}$$

Ficando assim garantida a resistência à compressão nos dois planos de encurvadura possíveis para o banzo inferior da viga armada, assim como a resistência dos “fly-braces” que promovem o travamento da região comprimida do banzo inferior.

### 6.5.3. Colunas

As colunas estão sujeitas a combinações de esforços que remetem para uma análise de segurança em relação ao ELU no que respeita às diferentes interações entre esforços possíveis. Para a combinação crítica (Comb. 04), os diagramas de esforços numa coluna são:



**Figura 6.24** – Diagramas de esforços (M, V, e N) de uma coluna para a combinação 04

#### 6.5.3.1. Interação esforço normal de tracção com momento flector

Para a Combinação 04 a coluna encontra-se sujeita a tracção e flexão. É, por isso, necessário averiguar a segurança da secção tendo em conta o potencial risco de ruína devido a essa interação.

Na análise da coluna sujeita a flexão e tracção, deve respeitar-se a desigualdade:

$$M_{eff,Sd} \leq M_{b,Rd}$$

Em que:

$M_{eff,Sd}$  - valor de cálculo efectivo para o momento flector

$M_{b,Rd}$  - momento resistente à encurvadura lateral

O valor de cálculo efectivo do momento flector é obtido através da soma do efeito do esforço normal ao momento flector.

A tensão útil na fibra extrema comprimida determina-se a partir de:

$$\sigma_{com.Ed} = \frac{M_{Sd}}{W_{com}} - \frac{0,8 \times N_{t,Sd}}{A}$$

Com:

$W_{com} = 1678 \times 10^3 \text{ mm}^3$  - módulo de flexão elástico da secção

$N_{t,Sd}$  - valor de cálculo do esforço normal de tracção

E assim o valor de cálculo efectivo do momento flector é:

$$M_{eff,Sd} = W_{com} \sigma_{com.Ed}$$

Para a combinação 04:

$$M_{Sd} = 329,9 \text{ kN.m}$$

$$N_{t,Sd} = 170,7 \text{ kN}$$

Obtendo-se:

$$\sigma_{com.Ed} = \frac{329,9 \times 10^6}{1678 \times 10^3} - \frac{0,8 \times 170,7 \times 10^3}{149,1 \times 10^2} = 187,4 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{eff,Sd} = 1678 \times 10^3 \times 187,4 = 314,5 \text{ kN.m}$$

Para calcular o momento resistente à encurvadura lateral, recorre-se a:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Em que:

$\beta_W = 1$  - para secções das classes 1 e 2

$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$ , e  $\chi_{LT} \leq 1$  - factor de redução para encurvadura lateral com:

$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$ , e  $\alpha_{LT} = 0,21$  para secções laminadas.

O valor da esbelteza normalizada  $\bar{\lambda}_{LT}$  é dada pela expressão:

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

O cálculo do valor do momento crítico  $M_{cr}$  consta no Anexo F do EC3, que para o caso de perfis duplamente simétricos:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

Com:

$$k = 0,5$$

$$k_w = 1$$

$$C_1 = 3,093 - \text{do quadro F.1.1 do Anexo F do EC3 para } \psi \approx -1/2.$$

$I_w$  – momento de empenamento

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80,8 \text{ GPa}$$

$I_t$  – momento torsional

Assim, para o perfil HE300B:

$$I_w = 1688 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 185,0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 8563 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$L = 6,5 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 1,05 \times 10^{10} \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1869 \times 10^3 \times 235}{1,05 \times 10^{10}}} = 0,2$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,2 - 0,2) + 0,2^2] = 0,52$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,52 + \sqrt{0,52^2 - 0,2^2}} = 0,82$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,82 \times 1 \times 1869 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 327,4 \text{ kN.m}$$

Como se pode verificar, a resistência da secção sujeita a momento flector e tracção é assegurada:

$$314,5 \text{ kN.m} < 327,4 \text{ kN.m}$$

### 6.5.3.2. *Interacção esforço normal de compressão com momento flector*

Observando os esforços provocados pela Combinação 02 constata-se que promovem um esforço de compressão e momento flector sobre as colunas. Interessa então estudar a forma como estes esforços interagem e se a secção resiste a esta solicitação.

$$M_{Sd} = 215,5 \text{ kN.m}$$

$$N_{c,Sd} = 129,2 \text{ kN}$$

Os elementos das classes 1 e 2 devem obedecer à seguinte desigualdade:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Em que:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y}, \quad \text{mas } k_y \leq 1,5$$

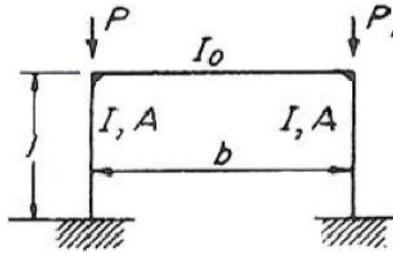
$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} + W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \quad \text{mas } \mu_y \leq 0,90$$

E  $\chi_{min}$  é o menor valor do factor de redução entre  $\chi_y$  e  $\chi_z$ .

Começa-se por determinar os factores de redução  $\chi$  tal como foi feito para os elementos comprimidos da viga armada.

Encurvadura y-y:

O comprimento de encurvadura segundo y é determinado segundo a tabela D.1 da referência (8). O caso correspondente é:



**Figura 6.25** - Esquema para o cálculo de comprimento de encurvadura (8)

$$I_0 = 2,62 \times 10^9 \text{ mm}^4 - (\text{inércia equivalente da viga})$$

$$I = 25170 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$P = 129,2 \text{ kN}$$

$$P_1 = 129,2 \text{ kN}$$

$$m = \frac{P_1}{P} = 1$$

$$c = \frac{I \times b}{I_0 \times l} \leq 10$$

$$c = \frac{25170 \times 10^4 \times 30000}{2,62 \times 10^9 \times 6500} = 0,44$$

$$s = \frac{4 \times I}{b^2 \times A} = \frac{4 \times 25170 \times 10^4}{30000^2 \times 14910} = 7,5 \times 10^{-5}$$

$$\beta = \sqrt{0,51(1 + m)} \times \sqrt{1 + 0,35(c + 6s) - 0,017(c + 6s)^2}$$

$$\beta = \sqrt{0,51(1 + 1)} \times$$

$$\times \sqrt{1 + 0,35(0,44 + 6 \times 7,5 \times 10^{-5}) - 0,017(10 + 6 \times 7,5 \times 10^{-5})^2} = 1,69$$

$$l_e = \beta \times l = 1,69 \times 6500 = 10985 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_y$  para o perfil HE300B:

$$i_y = 129,9 \text{ mm}$$

Assim,

$$\lambda_y = \frac{10985}{129,9} = 84,6$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{84,6}{93,9} = 0,9$$

Considera-se a curva de encurvadura b (de acordo com o Quadro 5.5.3):

$$\alpha = 0,34$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,9 - 0,2) + 0,9^2] = 1,02$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,02 + \sqrt{1,02^2 - 0,9^2}} = 0,667$$

Encurvadura z-z:

Agora o comprimento de encurvadura corresponde à distância entre madres:

$$l_e = d_m = 2000 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_z$  é:

$$i_z = 75,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{2000}{75,8} = 26,4$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{26,4}{93,9} = 0,28$$

Para a curva de encurvadura correspondente (c):

$$\alpha = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,28 - 0,2) + 0,28^2] = 0,56$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,28^2}} = 0,96$$

Assim,

$$\chi_{min} = \chi_y = 0,667$$

Atente-se agora no segundo termo da desigualdade, sendo então necessário calcular  $k_y$ :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} + W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$\beta_{My}$  – factor de momento uniforme equivalente obtido da figura 5.5.3 do EC3 em função de  $\psi$ :

$$\psi = -\frac{161,1}{215,5} = -0,75$$

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi = 2,33$$

$$\mu_y = 0,9 \times (2 \times 2,33 - 4) + \left( \frac{1869 \times 10^3 + 1678 \times 10^3}{1678 \times 10^3} \right) = 2,7$$

$$k_y = 1 - \frac{2,7 \times 129,2 \times 10^3}{0,667 \times 149,1 \times 10^2 \times 235} = 1 - 0,149 = 0,851$$

Assim, verifica-se o critério:

$$\frac{129,2 \times 10^3}{0,667 \times 149,1 \times 10^2 \times 235/1,1} + \frac{0,851 \times 215,5 \times 10^6}{1869 \times 10^3 \times 235/1,1} = 0,52 \leq 1$$

### 6.5.3.3. Verificação da resistência à encurvadura lateral

Os elementos com secções transversais das classes 1 e 2 para os quais a encurvadura lateral é um modo de colapso possível devem satisfazer ainda a seguinte condição:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Em que:

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{Sd}}{\chi_z A f_y}, \quad \text{mas } k_{LT} \leq 1,0$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \bar{\lambda}_z \beta_{M,LT} - 0,15, \quad \text{mas } \mu_{LT} \leq 0,90$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times 0,28 \times 2,33 - 0,15 = -0,05$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{-0,05 \times 129,2 \times 10^3}{0,96 \times 149,1 \times 10^2 \times 235} = 1,002 \Rightarrow k_{LT} = 1$$

O factor de redução  $\chi_{LT}$  foi determinado em 6.5.3.1 para a combinação 04. Note-se que o valor da constante  $C_1$  depende de  $\psi$  e, por isso, para valores de momento de extremidade diferentes encontram-se valores diferentes para a constante. Justifica-se portanto o cálculo de um novo valor de  $\chi_{LT}$  para a combinação 02.

O momento crítico  $M_{cr}$  obtém-se do Anexo F do EC3:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}$$

Com:

$$k = 0,5$$

$$k_w = 1$$

$$C_1 = 3,093 - \text{do quadro F.1.1 do Anexo F do EC3 para } \psi \approx -3/4.$$

$I_w$  – momento de empenamento

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80,8 \text{ GPa}$$

$I_t$  – momento torsional

Assim, para o perfil HE300B:

$$I_w = 1688 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 185,0 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 8563 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$L = 6,5 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 1,05 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

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

Para secções da classe 1 e 2:

$$\beta_W = 1$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 1869 \times 10^3 \times 355}{1,05 \times 10^{10}}} = 0,14$$

É sabido que para  $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ , não é necessário considerar a encurvadura lateral. Contudo, dado que se dispõe de valores para esse cálculo, verifica-se de seguida a resistência a este modo de ruína.

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2], \text{ e } \alpha_{LT} = 0,21 \text{ para secções laminadas.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,14 - 0,2) + 0,14^2] = 0,5$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ e } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,5 + \sqrt{0,5^2 - 0,14^2}} = 1,02 \Rightarrow \chi_{LT} = 1$$

Assim, verifica-se que:

$$\frac{129,2 \times 10^3}{0,96 \times 149,1 \times 10^2 \times 235/1,1} + \frac{1 \times 215,5 \times 10^6}{1 \times 1869 \times 10^3 \times 235/1,1} = 0,58 \leq 1$$

#### 6.5.3.4. Resistência ao esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal deve satisfazer a condição:

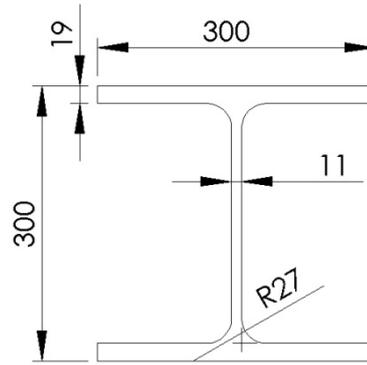
$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Em que  $V_{pl,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal:

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M1}$$

Com a área de corte  $A_v$ , no caso de secções laminadas em I ou H, dada por:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$



**Figura 6.26 - Perfil HE300B**

$$A_v = 14910 - 2 \times 300 \times 19 + (11 + 2 \times 27) \times 19 = 4745 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 4745 \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right) / 1,1 = 585,3 \text{ kN}$$

Analisando os valores de esforço transversal para as várias combinações, constata-se que ocorre para a combinação 04 e vale:

$$V_{Sd} = 220,0 \text{ kN}$$

Sendo bastante inferior ao valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal, pelo que o critério é verificado.

#### 6.5.3.5. Resistência à encurvadura da alma por esforço transversal

Também a resistência à encurvadura devido ao esforço transversal deve ser analisada para almas não reforçadas se:

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

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{208}{11} = 18,9$$

E:

$$69\varepsilon = 69 \times \sqrt{235/235} = 69$$

Não é necessário verificar.

### 6.5.3.6. *Interacção esforço transversal momento flector*

O valor do momento resistente plástico é reduzido na presença de esforço transversal. Contudo para valores pequenos deste esforço, essa redução é compensada pelo endurecimento do aço e pode ser desprezada, o que acontece no caso de:

$$V_{Sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

Para os valores calculados no tópico anterior:

$$V_{Sd} = 220,0 \text{ kN} \leq 0,5V_{pl,Rd} = 292,7$$

Podendo assim desprezar este efeito.

### 6.5.3.7. *Interacção entre esforço transversal, momento flector e esforço normal*

Finalmente, resta verificar se a resistência de cálculo da secção transversal ao momento flector e ao esforço axial deve ser reduzida pela acção do esforço transversal (3).

Tal verificação é recomendada se:

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

$V_{ba,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência à encurvadura por esforço transversal obtido através de:

$$V_{ba,Rd} = \frac{d t_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

$\tau_{ba}$  é a resistência pós-encurvadura ao corte, e depende da esbelteza da alma.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37,4 \varepsilon \sqrt{k_\tau}}$$

Onde  $k_\tau$  é o coeficiente de encurvadura por corte, que para o caso de almas com reforços transversais nos apoios e sem reforços intermédios vale:

$$k_\tau = 5,34$$

Assim,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{208}{11}}{37,4 \times 1 \times \sqrt{5,34}} = 0,22$$

Como  $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ :

$$\tau_{ba} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135,7$$

$$V_{ba,Rd} = \frac{208 \times 11 \times 135,7}{1,1} = 282,3 \text{ kN}$$

Para a combinação 04 o esforço transversal máximo é:

$$V_{Sd} = 220,0 \text{ kN}$$

O que excede  $0,5 \times V_{ba,Rd}$ . Deve então verificar-se a condição:

$$M_{Sd} \leq M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) \left[ 1 - \left( \frac{2V_{Sd}}{V_{ba,Rd}} - 1 \right)^2 \right]$$

$M_{f,Rd}$  - é o valor de cálculo de resistência à flexão plástica de uma secção constituída apenas pelos banzos.

$$M_{f,Rd} = \frac{A_f(h - t_f)f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{5700 \times (300 - 19) \times 235}{1,1} = 3,42 \times 10^8 \text{ N. mm}$$

$$M_{f,Rd} = 342 \text{ kN. m}$$

$$M_{pl,Rd} = 439 \text{ kN. m}$$

$$342 + (439 - 342) \left[ 1 - \left( \frac{2 \times 220}{282,3} - 1 \right)^2 \right] = 409,3 \text{ kN. m}$$

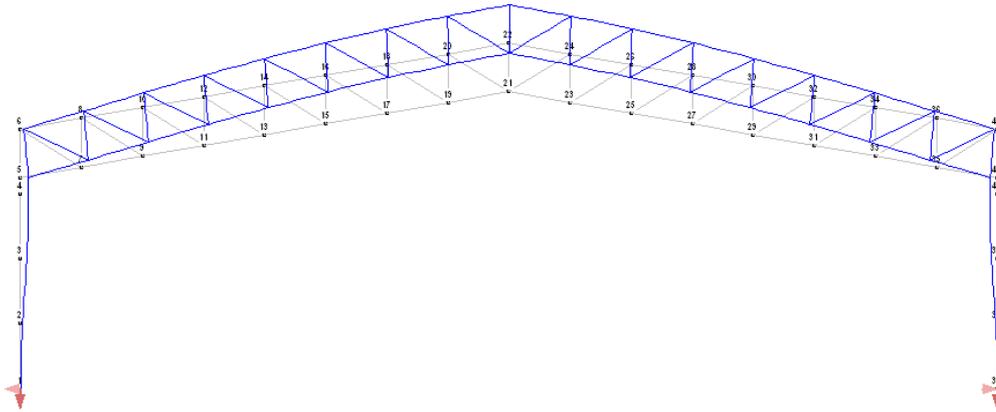
$$M_{Sd} = 329,9 \text{ kN. m}$$

Logo, o critério é respeitado.

## 6.6. Estado Limite de Utilização

A verificação ao Estado Limite de Utilização consiste em assegurar que os deslocamentos horizontal e vertical máximos de cálculo da estrutura não ultrapassam limites estabelecidos no EC3 para combinações de acções com coeficientes de majoração unitários. Este é um critério de funcionalidade na medida em que visa assegurar o conforto e estética das estruturas.

Para a combinação 04, a deformada da estrutura resistente principal é:



**Figura 6.27** - Deformada da estrutura resistente principal para a combinação 04

O deslocamento vertical máximo admissível para a cobertura segundo o EC3 é:

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{L}{200} = \frac{30000}{200} = 150 \text{ mm}$$

O deslocamento máximo obtido do “Multiframe” para o nó 22 é:

$$\delta_{y,n\acute{o} 22} = 63,5 \text{ mm}$$

O deslocamento horizontal máximo admissível é:

$$\delta_{x,m\acute{a}x} = \frac{L}{150} = \frac{6500}{150} = 43,3 \text{ mm}$$

A partir do “Multiframe” obteve-se um deslocamento máximo para o nó 5 de:

$$\delta_{x,n\acute{o} 5} = 12,2 \text{ mm}$$

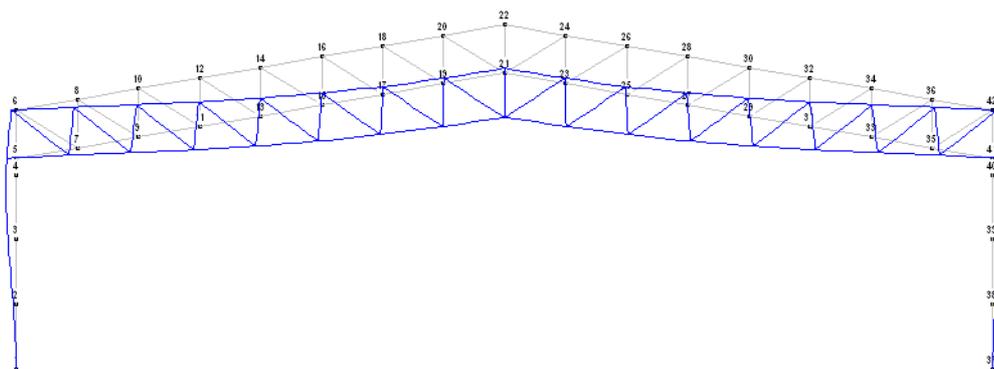
Fica assim confirmado que os deslocamentos máximos para a combinação crítica se mantêm abaixo dos limites.

Veja-se também o caso em que a estrutura é carregada devido à acção da neve. Aqui os deslocamentos da estrutura têm sentido contrário, e valem:

$$\delta_{y,n\acute{o} 22} = 51,9 \text{ mm}$$

$$\delta_{x,n\acute{o} 5} = 10,7 \text{ mm}$$

Sendo também estes deslocamentos inferiores aos admitidos.

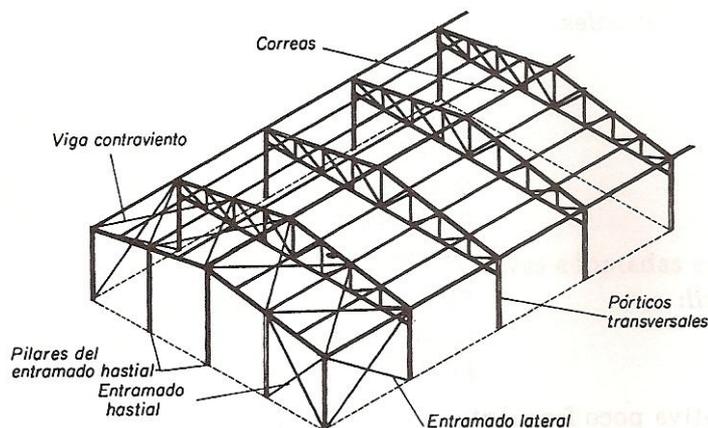


**Figura 6.28** - Deformada da estrutura resistente principal para a Combinação 02



## 7. Dimensionamento dos pórticos para as fachadas de empena

Para a fachada de empena opta-se por pórticos constituídos por pilares e vigas em perfis normalizados. É uma solução construtiva apontada por (9) no seu capítulo acerca do projecto de pavilhões industriais, que se apresenta na figura:



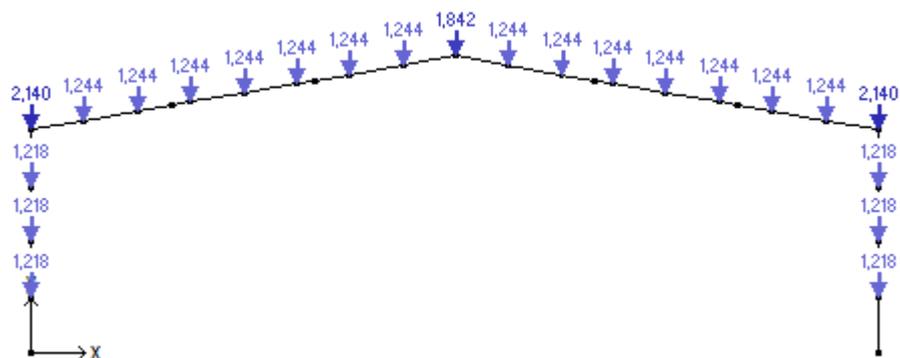
**Figura 7.1** - Esquema de um pavilhão industrial (9)

Verificando a necessidade de algumas alterações à viga armada para possibilitar a montagem dos pilares de empena e sistemas de contraventamento, esta solução mostra-se vantajosa. Explora o facto de estes pórticos se destinarem apenas às fachadas de empena, podendo considerar-se que os pilares de empena apoiam a travessa, reduzindo o vão à distância entre pilares, e por consequência o perfil necessário para este elemento será aliviado. Quanto às colunas, mantém-se o perfil adoptado para os pórticos já dimensionados (HE300B) cuja segurança foi já verificada, uniformizando o processo de montagem.

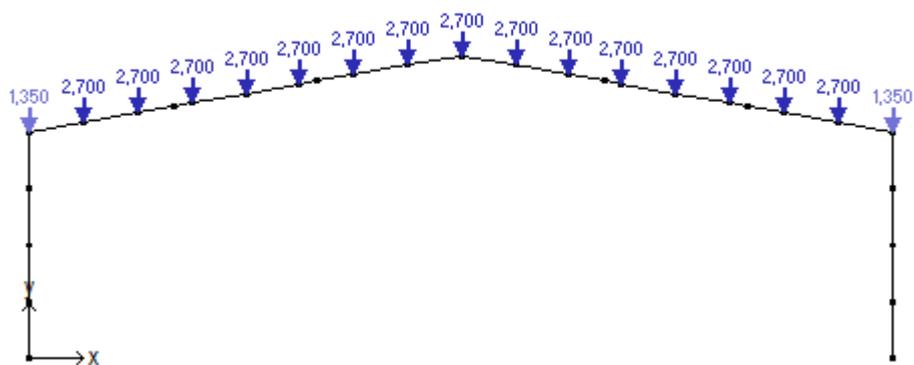
### 7.1. Acções sobre o pórtico

No que respeita às acções sobre o pórtico da fachada de empena, consideram-se apenas as combinações 02 (acção de base: neve) e 04 (acção de base: vento longitudinal), pois revelam-se críticas para a estrutura resistente principal. O valor das acções transmitidas ao pórtico para essas combinações é metade do considerado para o dimensionamento da estrutura resistente principal, pois a área de influência dos pórticos de extremidade é metade da dos restantes.

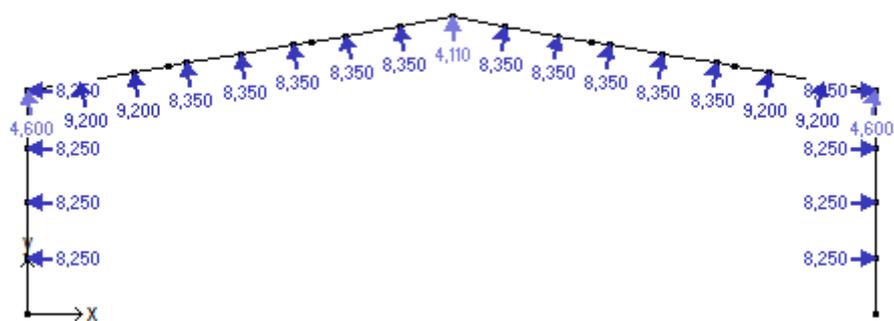
As acções sobre o pórtico são:



**Figura 7.2** – Acções permanentes (peso das madres e revestimento) sobre os pórticos das fachadas de empena



**Figura 7.3** - Acção da neve sobre os pórticos das fachadas de empena

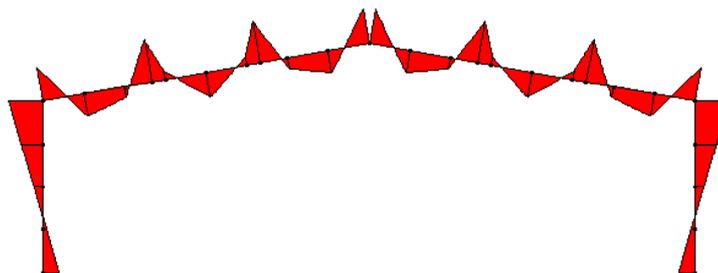


**Figura 7.4** - Acção do vento longitudinal sobre os pórticos das fachadas de empena

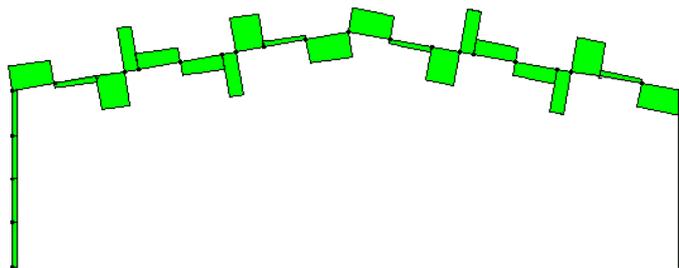
## 7.2. Diagramas de esforços

Para este carregamento, e após sucessivas iterações para escolha do perfil para a viga, os diagramas de esforços para o Estado Limite Último obtidos em “Multiframe” são:

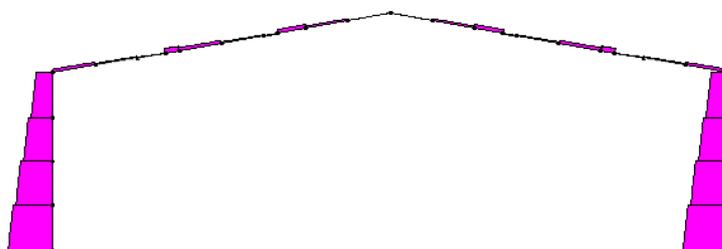
Combinação 02:



**Figura 7.5** - Diagrama de momentos num pórtico da fachada de empena para a acção da neve (ELU)



**Figura 7.6** - Diagrama de esforço transversal num pórtico da fachada de empena para a acção da neve (ELU)



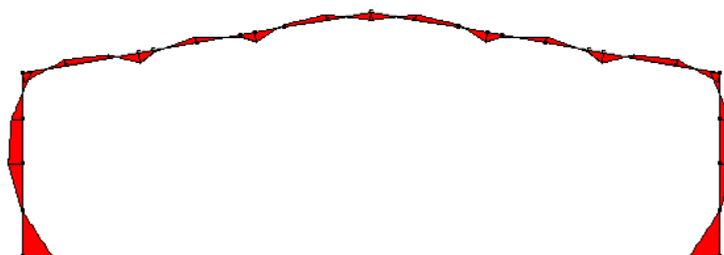
**Figura 7.7** - Diagrama de esforço normal num pórtico da fachada de empena para a acção da neve (ELU)

Para esta combinação de acções os esforços máximos são:

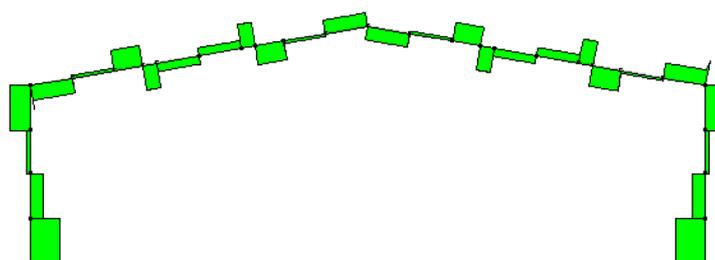
**Tabela 7.1** - Esforços máximos na travessa dos pórticos das fachadas de empena para a combinação 02

<b>Esforço</b>	<b>Valor</b>
$M_{Sd}$	7,0 (kN.m)
$V_{Sd}$	8,9 (kN)
$N_{Sd}$	2,6 (kN)

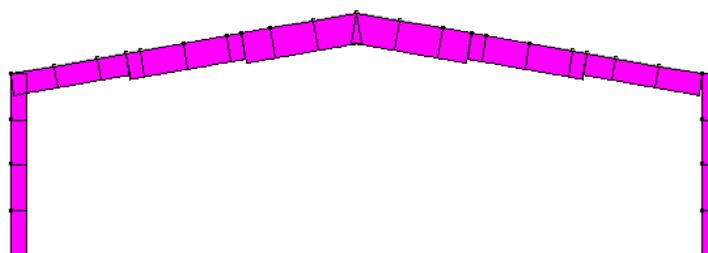
Combinação 04:



**Figura 7.8** - Diagrama de momentos num pórtico da fachada de empena para a acção do vento longitudinal (ELU)



**Figura 7.9** - Diagrama de esforço transversal num pórtico da fachada de empena para a acção do vento longitudinal (ELU)



**Figura 7.10** - Diagrama de esforço normal num pórtico da fachada de empena para a acção do vento longitudinal (ELU)

Os valores dos esforços máximos registados são:

**Tabela 7.2** - Esforços máximos na travessa dos pórticos das fachadas de empena para a combinação 04

Esforço	Valor
$M_{Sd}$	13,7 (kN.m)
$V_{Sd}$	18,1 (kN)
$N_{Sd}$	37,2 (kN)

### 7.3. Verificação ao Estado Limite Último

De seguida é feita a verificação de segurança da viga ao ELU de acordo com os esforços apresentados. O perfil para a viga é o IPE140 em aço S235. Pela análise dos esforços obtidos, observa-se que a Combinação 04 produz esforços muito superiores à combinação 02. Embora num caso ocorra tracção e noutra compressão, dispensa-se a verificação de segurança relativamente à interacção entre esforço normal de compressão e momento flector pois, a ocorrer ruína, será devida aos elevado esforço de tracção combinado com momento flector.

#### 7.3.1. Classificação da secção

A secção é da classe 1, como se comprova nos cálculos que se seguem.

$$N_{Sd_{máx}} = 37,2 \text{ kN}$$

Verifique-se se para este esforço é possível a plastificação total da alma:

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{Sd}$$

$$\xi \times 4,7 \times 235 = 37,2 \times 10^3$$

$$\xi = 33,7 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2} = \alpha \times d$$

$$\frac{112,2}{2} + \frac{33,7}{2} = \alpha \times 112,2$$

$$\alpha = 0,65$$

Para  $\alpha > 0,5$ , uma secção é classe 1 se:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 1}{13 \times 0,65 - 1} = 53,2$$

$$\text{Com } \varepsilon = \sqrt{\frac{f_y}{235}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1.$$

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,9, \text{ a alma é da classe 1.}$$

Relativamente aos banzos:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon = 10$$

Como:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{36,5}{6,9} = 5,3, \text{ também os banzos são classe 1.}$$

### 7.3.2. Interação esforço normal de tracção com momento flector

A verificação de resistência em relação ao ELU para a interacção entre momento flector e esforço normal (neste caso, tracção) é feita de modo semelhante ao estabelecido em 6.5.3.1, no sentido de respeitar a desigualdade:

$$M_{eff,Sd} \leq M_{b,Rd}$$

Em que:

$M_{eff,Sd}$  - valor de cálculo efectivo para o momento flector

$M_{b,Rd}$  - momento resistente à encurvadura lateral

A tensão útil na fibra extrema comprimida determina-se a partir de:

$$\sigma_{com.Ed} = \frac{M_{Sd}}{W_{com}} - \frac{0,8 \times N_{t,Sd}}{A}$$

Com:

$$W_{com} = 77,32 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 1640 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,Sd} = 37,2 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 13,7 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{com.Ed} = \frac{13,7 \times 10^6}{77,32 \times 10^3} - \frac{0,8 \times 37,2 \times 10^3}{1640} = 159,0 \text{ N/mm}^2$$

O valor de cálculo efectivo do momento flector é:

$$M_{eff,Sd} = W_{com} \sigma_{com.Ed}$$

$$M_{eff,Sd} = 77,32 \times 10^3 \times 159,0 = 12,3 \text{ kN.m}$$

O momento resistente à encurvadura lateral,  $M_{b,Rd}$ , é dado por:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Em que:

$$\beta_W = 1 \text{ - para secções das classes 1 e 2}$$

Como já foi visto, é necessário calcular o momento crítico através do Anexo F do EC3:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

Com:

$$k = 0,5$$

$$k_w = 1$$

$$C_1 = 0,712 \text{ - do quadro F.1.2 do Anexo F do EC3.}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80,8 \text{ GPa}$$

Para o perfil IPE140:

$$I_w = 1,98 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 2,45 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 44,92 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

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

$$M_{cr} = 2,47 \times 10^7 \text{ N.m}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88,34 \times 10^3 \times 235}{1,17 \times 10^7}} = 0,92$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2], \text{ e } \alpha_{LT} = 0,21.$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,1 - 0,2) + 1,1^2] = 1,0$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ e } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,0 + \sqrt{1,0^2 - 0,92^2}} = 0,72$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,72 \times 1 \times 88,34 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 13,6 \text{ kN.m}$$

Como se pode verificar, a resistência da secção é assegurada:

$$12,3 \text{ kN.m} < 13,6 \text{ kN.m}$$

### 7.3.3. Resistência ao esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal deve satisfazer a condição:

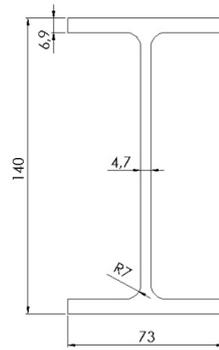
$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Em que  $V_{pl,Rd}$  é o valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transversal:

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M1}$$

Com a área de corte  $A_v$ , no caso de secções laminadas em I ou H, dada por:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$



**Figura 7.11 - Perfil IPE140**

Para o perfil IPE140:

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6,9 + (4,7 + 2 \times 7) \times 6,9 = 762 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 762 \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right) / 1,1 = 94,0 \text{ kN}$$

O esforço de transverso de cálculo é:

$$V_{Sd} = 18,1 \text{ kN}$$

Ou seja, verifica-se o critério de resistência.

Verifica-se ainda que:

$$V_{Sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

$$V_{Sd} = 18,1 \text{ kN} \leq 0,5V_{pl,Rd} = 47$$

O que permite desprezar a interacção entre o esforço transverso e o momento flector.

#### 7.3.4. Resistência à encurvadura por esforço transverso

A resistência à encurvadura devido ao esforço transverso deve ser analisada para almas não reforçadas se:

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

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112,2}{4,7} = 23,9$$

$$69\varepsilon = 69 \times \sqrt{235/235} = 69$$

Não é necessário verificar.

### 7.3.5. Interação entre esforço transversal, momento flector e esforço normal

A verificação resistência da secção da travessa fica concluída analisando a interação entre os esforços normal, transversal e momento flector. Esta deve ser averiguada se:

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

$$V_{ba,Rd} = \frac{dt_w \tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

$\tau_{ba}$  é a resistência pós-encurvadura ao corte, e depende da esbelteza da alma.

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37,4\varepsilon\sqrt{k_\tau}}$$

Onde  $k_\tau$  é o coeficiente de encurvadura por corte, que para o caso de almas com reforços transversais nos apoios e sem reforços intermédios vale:

$$k_\tau = 5,34$$

Assim,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{112,2}{4,7}}{37,4 \times 1 \times \sqrt{5,34}} = 0,28$$

Como  $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ :

$$\tau_{ba} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{235}{\sqrt{3}} = 135,7 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{ba,Rd} = \frac{112,2 \times 4,7 \times 135,7}{1,1} = 65,1 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_{ba,Rd} = 32,6 \text{ kN}$$

Para a combinação 04 o esforço transversal máximo é:

$$V_{Sd} = 18,1 \text{ kN}$$

Como  $V_{Sd} \leq 0,5 \times V_{ba,Rd}$ , não é necessário ter em conta esta interacção de esforços.

#### **7.4. Verificação ao Estado Limite de Utilização**

Quanto aos deslocamentos verticais máximos que ocorrem nos pórticos das fachadas de empena, verifica-se que o limite imposto pelo EC3:

$$\delta_{y,máx} = \frac{L}{200} = \frac{5000}{200} = 25 \text{ mm}$$

É respeitado, pois para a combinação 04 a flecha máxima é:

$$\delta_y = 6,63 \text{ mm}$$

Também os deslocamentos horizontais se encontram dentro dos limites estabelecidos:

$$\delta_{x,máx} = \frac{L}{150} = \frac{8000}{150} = 53,3 \text{ mm}$$

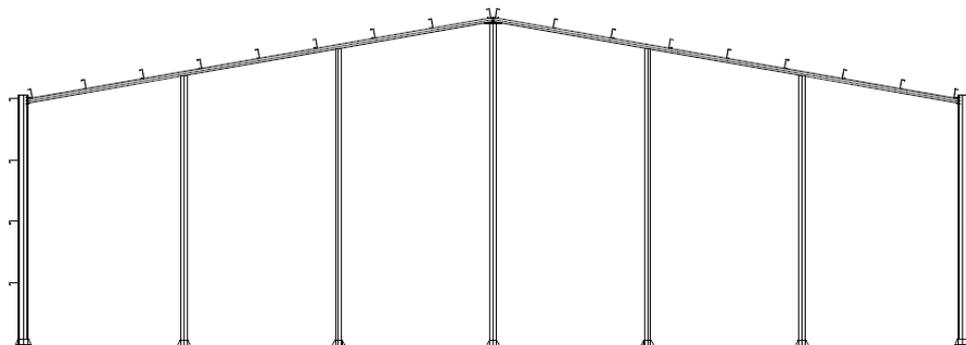
$$\delta_x = 2,74 \text{ mm}$$

## **8. Dimensionamento da estrutura de suporte da placa, pilares de empena e contraventamentos**

A estrutura de suporte da fachada de empena é constituída por pilares nos quais são montadas as madres. Esta estrutura é responsável por transferir os esforços resultantes da acção de vento sobre a fachada de empena à estrutura resistente principal, onde, através de um sistema de contraventamento, estes esforços são encaminhados até às fundações.

Para os pilares de empena adopta-se um esquema de pilar encastrado - simplesmente apoiado, em que o apoio simples corresponde aos nós do contraventamento que, por sua vez, é constituído por uma viga articulada em cruz de St. André no plano da cobertura e das fachadas laterais.

No dimensionamento de madres estabeleceu-se que a distância máxima entre pilares de empena é de 5 metros. Na fachada de empena posterior, os pilares de empena fazem parte da estrutura de suporte da placa da zona de escritórios, pelo que as fachadas anterior e posterior serão tratadas separadamente.



**Figura 8.1** – Fachada de empena

### **8.1. Pilares de empena da fachada anterior**

As acções a considerar sobre os pilares da fachada de empena são o peso das madres e revestimentos, o peso próprio do pilar, e a acção do vento longitudinal ao edifício que, com um coeficiente de pressão interior de -0,3, origina um coeficiente de pressão total de +1,3. Atente-se que também o vento transversal com coeficiente de pressão interior +0,2, produz um coeficiente de pressão total de -1,3 (considerando o

coeficiente da zona B, dado que é predominante) que, no que respeita a esforços sobre o pilar, tem o mesmo efeito. Deve ainda considerar-se uma força axial aplicada ao pilar, correspondente às reacções nos apoios dos considerados no dimensionamento dos pórticos para as fachadas de empena, para a acção do vento longitudinal ao edifício.

Assim, as acções a considerar são:

$$q_{madre} = 13,76 \times \frac{9,8}{1000} = 0,135 \text{ kN}$$

$$q_{revestimento} = 10,58 \times 2 \times \frac{9,8}{1000} = 0,207 \text{ kN}$$

$$q_{vento} = 1,3 \times \frac{979,5}{1000} \times 2 \times 5 = 12,7 \text{ kN}$$

**Tabela 8.1** - Reacções nos apoios da travessa dos pórticos das fachadas de empena, que correspondem a acções sobre os pilares de empena

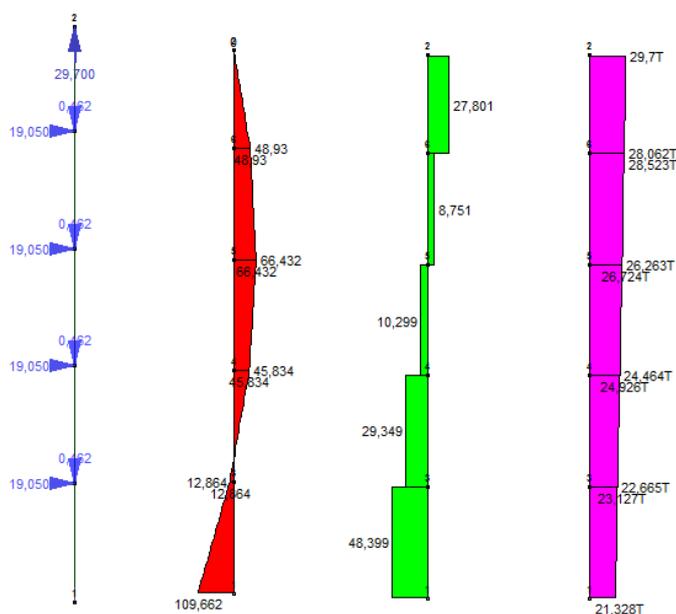
Pilar (L em metros)	Reacção nos apoios da travessa do pórtico (kN) - $q_R$
8,88	31,7 (T)
9,76	29,7 (T)
10,64	7,5 (T)

De referir que devido aos valores relativamente baixos das acções permanentes sobre os pilares estas acções poderiam ser desprezadas (tal como se sugere em (4)). Contudo, por uma questão de rigor, opta-se aqui por ter em conta também estas acções, obtendo os esforços no pilar através da seguinte combinação de acções ( $\gamma_G = 1,35$  e  $\gamma_Q = 1,5$ ):

$$S_k = \gamma_G (q_{madres+rev} + q_{pilar}) + \gamma_Q q_{vento} + q_R$$

### 8.1.1. Verificação de resistência ao ELU

Para o dimensionamento do pilar, toma-se como altura de referência, a altura do pilar (L=9,76 m), e com recurso ao *software* Multiframe obtêm-se os seguintes diagramas de esforços:



**Figura 8.2** - Carregamento e diagramas de momentos, esforço transverso, e esforço normal num pilar de empena para o ELU

**8.1.1.1. Classificação da secção**

O perfil a considerar é o HE220A em aço da classe S355 que, como de seguida se comprova, é da classe 3.

Considera-se a alma sujeita apenas a flexão para efeitos de classificação. Assim, verifica-se que a alma pertence à classe 1:

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,7$$

$$\varepsilon = 0,81$$

$$\frac{d}{t_w} < 33 \times 0,81 = 26,73$$

Quanto aos banzos, não pertencem à classe 1:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{110}{11} = 10$$

$$\frac{c}{t_f} > 10\varepsilon = 8,1$$

Também não pertencem à classe 2:

$$\frac{c}{t_f} > 11\varepsilon = 8,91$$

Mas pertencem à classe 3:

$$\frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon = 12,15$$

E assim, a secção pertence à classe 3.

### 8.1.1.2. *Interacção entre esforço normal de tracção e momento flector*

Procura-se verificar a desigualdade:

$$M_{eff,Sd} \leq M_{b,Rd}$$

O valor de cálculo efectivo do momento flector é obtido através da soma vectorial dos efeitos do esforço normal e momento flector.

A tensão útil na fibra extrema comprimida determina-se a partir de:

$$\sigma_{com.Ed} = \frac{M_{Sd}}{W_{com}} - \frac{0,8 \times N_{t,Sd}}{A}$$

Com:

$$W_{com} = 515,2 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$A = 6430 \text{ mm}^2$$

$$N_{t,Sd} = 21,3 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 109,7 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{com.Ed} = \frac{109,7 \times 10^6}{515,2 \times 10^3} - \frac{0,8 \times 21,3 \times 10^3}{6430} = 210,3 \text{ N/mm}^2$$

O valor de cálculo efectivo do momento flector é:

$$M_{eff,Sd} = W_{com} \sigma_{com.Ed}$$

$$M_{eff,Sd} = 515,2 \times 10^3 \times 210,3 = 108,3 \text{ kN.m}$$

O momento resistente à encurvadura lateral,  $M_{b,Rd}$ , é dado por:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \beta_W W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M1}}$$

Em que:

$$\beta_W = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} - \text{para secções das classes 3}$$

$$\beta_W = \frac{515,2}{568,5} = 0,9$$

Como já foi visto, é necessário calcular o momento crítico através do Anexo F do EC3:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

Com:

$$k = 0,5$$

$$k_w = 1$$

$$C_1 = 0,712 - \text{do quadro F.1.2 do Anexo F do EC3.}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80,8 \text{ GPa}$$

Para o perfil HE220A:

$$I_w = 193,3 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 28,46 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1955 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$L = 9,76 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 2,88 \times 10^8 \text{ N. mm}$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{0,9 \times 568,5 \times 10^3 \times 355}{2,88 \times 10^8}} = 0,79$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2], \text{ e } \alpha_{LT} = 0,21.$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,79 - 0,2) + 0,79^2] = 0,87$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ e } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,87 + \sqrt{0,87^2 - 0,79^2}} = 0,81$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,81 \times 0,9 \times 515,2 \times 10^3 \times 355}{1,1} = 121,2 \text{ kN.m}$$

Como se pode verificar, a resistência da secção é assegurada:

$$109,7 \text{ kN.m} < 121,2 \text{ kN.m}$$

### 8.1.1.3. Resistência ao esforço transversal

O valor de cálculo do esforço transversal deve satisfazer a condição:

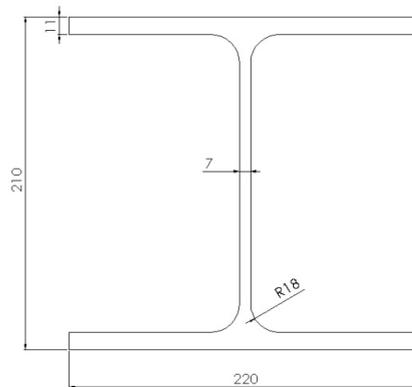
$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Em que  $V_{pl,Rd}$ :

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M1}$$

Com a área de corte  $A_v$ , no caso de secções laminadas em I ou H, dada por:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$



**Figura 8.3** - Perfil HE220A

Para o perfil HE220A:

$$A_v = 6430 - 2 \times 220 \times 11 + (7 + 2 \times 18) \times 11 = 2063 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 2063 \times \left( \frac{355}{\sqrt{3}} \right) / 1,1 = 384,4 \text{ kN}$$

O esforço transversal máximo é:

$$V_{sd} = 48,4 \text{ kN}$$

Verificando-se assim a resistência da secção ao esforço transversal.

#### 8.1.1.4. Resistência à encurvadura por esforço transversal

A resistência à encurvadura da alma devido ao esforço transversal deve ser verificada para almas não reforçadas se:

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

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,7$$

E:

$$69\varepsilon = 69 \times \sqrt{235/355} = 56,1$$

Não é necessário verificar.

O valor do momento resistente deve ser reduzido na presença de esforço transversal se:

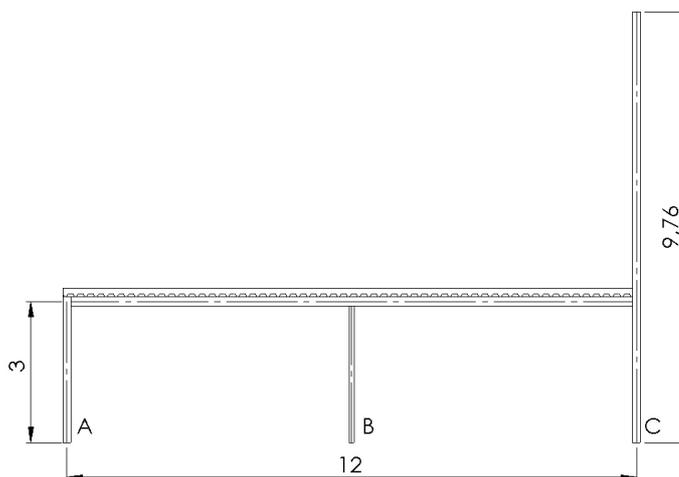
$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 48,4 \text{ kN} \leq 0,5V_{pl,Rd} = 192,2 \text{ kN}$$

Ou seja, neste caso não ocorre tal redução.

## 8.2. Estrutura de suporte da placa e pilares de empena posteriores

A placa da zona de escritórios, dimensionada no capítulo 5, assenta numa estrutura resistente constituída por pórticos espaçados 5 metros, e com 3 metros de altura, em que o pilar C corresponde a um pilar de empena, como se representa no esquemáticamente na figura:



**Figura 8.4** - Estrutura de suporte da placa e pilar de empena da fachada posterior (ver desenho nº3)

Nas extremidades da placa, onde esta termina nas paredes das fachadas laterais, as vigas de suporte são unidas aos pilares da estrutura resistente principal. Como tal, mais à frente verificar-se-á a resistência desses pilares sujeitos aos esforços transmitidos pela placa.

### 8.2.1. Acções sobre a estrutura de suporte da placa

As acções sobre a estrutura de suporte da placa foram já indicadas ao longo deste texto. Recordando:

Peso da laje mista:

$$g_{laje} = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

Paredes/divisórias:

$$g_{paredes} = 1 \text{ kN/m}^2$$

Atendendo ao espaçamento entre pórticos de 5 metros:

$$Q_G = (g_{laje} + g_{paredes}) \times d_p = (3,6 + 1) \times 5 = 23 \text{ kN/m}$$

Sobrecarga de utilização:

$$q_k = 3 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{sobrecarga} = q_k \times d_p = 3 \times 5 = 15 \text{ kN/m}$$

Há ainda que considerar o peso próprio da estrutura, que mais uma vez será introduzido de forma automática pelo *software* de cálculo.

A acção dos elementos da fachada e do vento sobre o pilar C foi quantificada no ponto anterior. Recorde-se:

$$q_{madre} = 0,135 \text{ kN}$$

$$q_{revestimento} = 0,207 \text{ kN}$$

$$q_{vento} = 12,7 \text{ kN}$$

$$q_R = 29,7 \text{ kN}$$

### 8.2.2. Combinação de acções

Com a acção simultânea do vento longitudinal e da sobrecarga de utilização (duas acções variáveis) sobre a estrutura de suporte da placa, devem ser estabelecidas duas novas combinações em que às acções permanentes e à acção variável de base, é adicionado o efeito de uma acção variável acompanhante, devidamente reduzida pelo coeficiente  $\psi_0$ .

Combinação 01 – Acção de base: sobrecarga de utilização ( $\gamma_G = 1,35$ ;  $\gamma_Q = 1,5$ )

$$S_{k,y} = \gamma_G(Q_G + G_{p\acute{o}rtico}) + \gamma_Q Q_{sobrecarga} + \gamma_Q \psi_0 Q_{vento}$$

Com:

$Q_G$  – peso próprio da laje mista, das paredes divisórias, madres e revestimento da fachada de empena

$G_{p\acute{o}rtico}$  – peso próprio da estrutura

$Q_{vento}$  - acção do vento sobre a fachada de empena posterior

$\psi_0 = 0,6$  - do Quadro A1.1 do EC (1)

Combinação 02 – acção de base: vento longitudinal ( $\gamma_G = 1,35; \gamma_Q = 1,5$ )

$$S_{k,y} = \gamma_G(Q_G + G_{p\acute{o}rtico}) + \gamma_Q Q_{vento} + \gamma_Q \psi_0 Q_{sobrecarga}$$

Com:

$Q_G$  – peso próprio da laje mista, das paredes divisórias, madres e revestimento da fachada de empena

$G_{p\acute{o}rtico}$  – peso próprio da estrutura

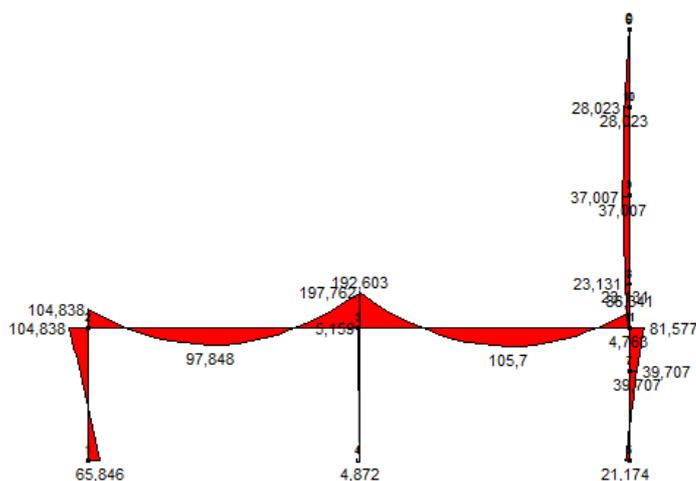
$Q_{vento}$  - acção do vento sobre a fachada de empena posterior

$\psi_0 = 0,7$  - do Quadro A1.1 do EC (1)

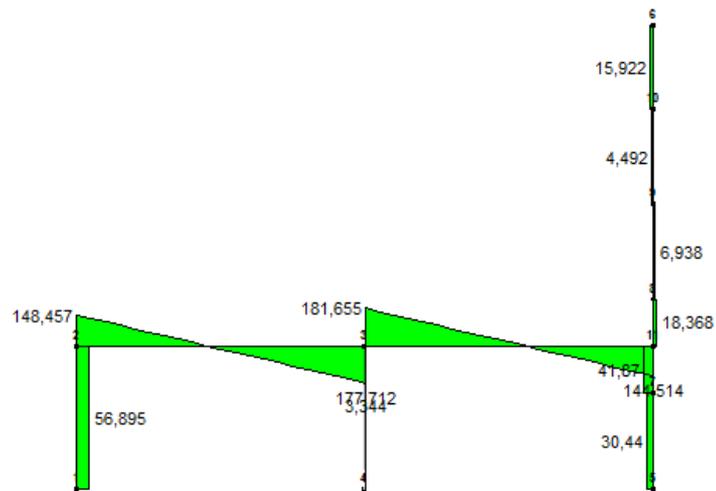
### 8.2.3. Diagramas de esforços

Apresentam-se de seguida os diagramas de esforços obtidos em *Multiframe* para as combinações de acções estabelecidas para o Estado Limite Último.

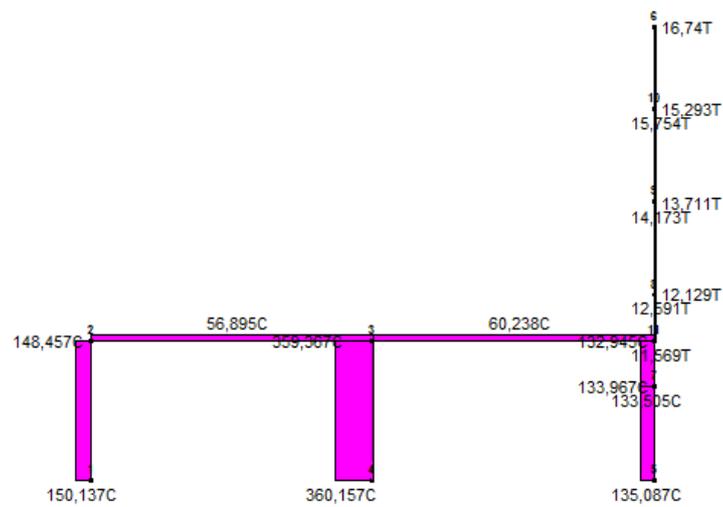
Combinação 01:



**Figura 8.5** – Diagrama de momentos para a Combinação 01

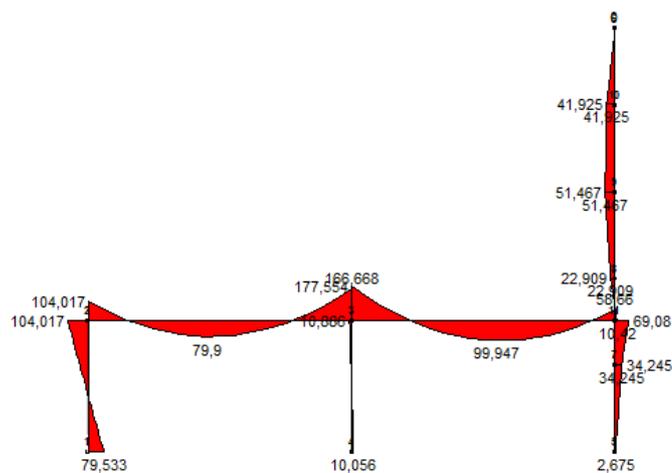


**Figura 8.6** - Diagrama de esforço transversal para a Combinação 01

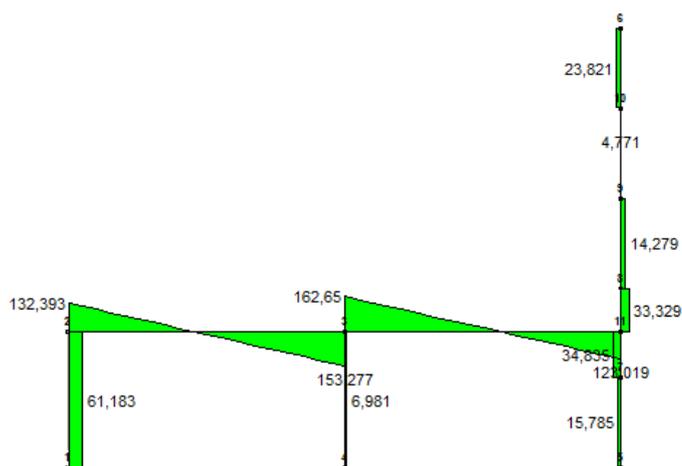


**Figura 8.7** - Diagrama de esforço normal para a Combinação 01

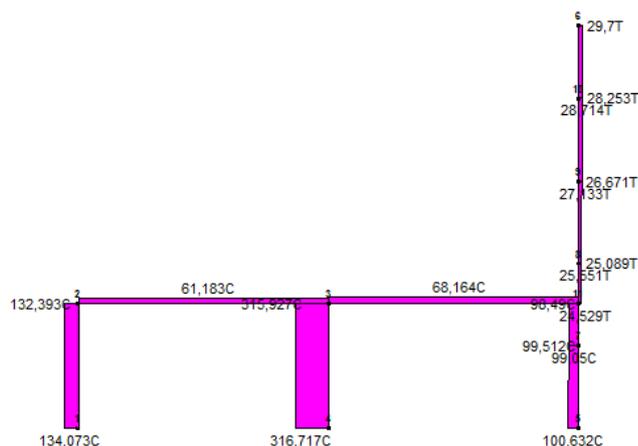
Combinação 02:



**Figura 8.8** – Diagrama de momentos para a Combinação 02



**Figura 8.9** – Diagrama de esforço transversal para a Combinação 02



**Figura 8.10** – Diagrama de esforço normal para a Combinação 02

#### 8.2.4. Verificação ao Estado Limite Último

À semelhança da estrutura resistente principal, o dimensionamento da estrutura de suporte da placa é um processo iterativo em que é posta à prova a resistência de secções progressivamente maiores. Os cálculos que a seguir se apresentam, e que demonstram a conformidade da estrutura com as disposições do EC3, dizem respeito aos elementos finais, que se assume corresponderem à estrutura otimizada (perfis mínimos). Para esta estrutura, optou-se por aço de uma classe diferente da utilizada na estrutura resistente principal, com o intuito de se recorrer a perfis menores, visando um maior aproveitamento de espaço. O aço usado é o S355 ( $f_y=355$  MPa), e as tabelas de perfis são fornecidas em anexo.

Os elementos que conduzem aos diagramas de esforços apresentados são:

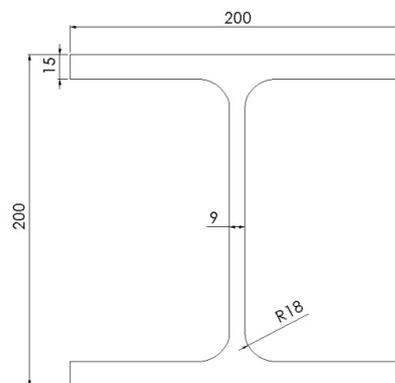
**Tabela 8.2** - Perfis metálicos da estrutura de suporte da placa

Elemento	Perfil
Travessa	HE200B
Pilar A e C	HE200A
Pilar B	HE120A

Em geral os esforços na estrutura resultantes da Combinação 01 são superiores aos produzidos pela Combinação 02 (note-se que apenas o esforço normal na travessa é um pouco maior na Combinação 02), pelo que serão esses os esforços considerados para efeitos de cálculo.

#### 8.2.4.1. Travessa

A travessa encontra-se sujeita a momento flector, esforço transversal e esforço normal, pelo que há que atender a possíveis interacções de esforços. Antes disso, é necessário classificar a secção:



**Figura 8.11 - Perfil HE200B**

A alma sujeita a flexão e compressão para ser da classe 1 deve respeitar:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

Com:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

O esforço normal máximo é:

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 56,9 \text{ kN}$$

Verifique-se se para este esforço é possível a plastificação total da alma:

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{Sd}$$

$$\xi \times 9 \times 355 = 56,9 \times 10^3$$

$$\xi = 17,8 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2} = \alpha \times d$$

$$\frac{134}{2} + \frac{17,8}{2} = \alpha \times 134$$

$$\alpha = 0,57$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,57 - 1} = 50,0$$

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14,9, \text{ a alma é da classe 1.}$$

Para que a secção seja classe 1, é necessário que os banzos também o sejam, devendo para isso respeitar a condição:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon = 8,1$$

Como:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{15} = 6,67, \text{ também os banzos são classe 1.}$$

Assim, os cálculos que se seguem são efectuados para a secção com capacidade de formação de rótulas plásticas.

### **Interacção entre momento flector e esforço normal**

Na presença de esforço normal de compressão é necessário averiguar a resistência da secção à interacção entre este esforço e o momento flector. Seguindo o procedimento adoptado na verificação das colunas da estrutura resistente principal:

$$M_{Sd} = 197,8 \text{ kN.m}$$

$$N_{Sd} = 56,9 \text{ kN}$$

A segurança do perfil ao ELU é garantida se se verificar:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Em que:

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y}, \quad \text{mas } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} + W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \quad \text{mas } \mu_y \leq 0,90$$

Determinam-se então os factores de redução  $\chi$  segundo os dois eixos.

Encurvadura y-y:

O comprimento de encurvadura segundo y, conservativamente, pode ser tomado como igual ao comprimento da viga:

$$l_e = l = 6000 \text{ mm}$$

E o raio de giração  $i_y$  para o perfil HE200B:

$$i_y = 85,4 \text{ mm}$$

Assim,

$$\lambda_y = \frac{6000}{85,4} = 70,3$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{70,3}{76,4} = 0,92$$

Considera-se a curva de encurvadura b (de acordo com o quadro 5.5.3):

$$\alpha = 0,34$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,92 - 0,2) + 0,92^2] = 1,05$$

$$\chi_y = \frac{1}{1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,92^2}} = 0,64$$

Encurvadura z-z:

O comprimento de encurvadura segundo z assume-se igual ao caso anterior:

$$l_e = 6000 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_z$  é:

$$i_z = 50,7 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{6000}{50,7} = 118,3$$

$$\lambda_1 = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{118,3}{76,4} = 1,55$$

Para a curva de encurvadura correspondente (c):

$$\alpha = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,55 - 0,2) + 1,55^2] = 2,03$$

$$\chi_z = \frac{1}{2,03 + \sqrt{2,03^2 - 1,55^2}} = 0,30$$

Assim,

$$\chi_{min} = \chi_z = 0,30$$

É então necessário calcular  $\mu_y$ :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} + W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

Neste caso, para determinar o factor  $\beta_{M,y}$  recorre-se ao procedimento que se segue:

$$\beta_{M,y} = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$$

Com:

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi = 1,43$$

$$\psi = \frac{104,8}{197,8} = 0,53$$

$$\beta_{M,Q} = 1,3$$

$$M_Q = \left| \frac{M_1 + \psi M_2}{2} \right| + |M_t| = \left| \frac{197,8 + 104,8}{2} \right| + |97,8| = 249,1$$

$$\Delta M = |M_{m\acute{a}x}| + |M_{m\acute{i}n}| = 197,8 + 97,8 = 295,6$$

$$\beta_{M,y} = 1,43 + \frac{249,1}{295,6} (1,3 - 1,43) = 1,32$$

$$\mu_y = 0,92 \times (2 \times 1,32 - 4) + \left( \frac{642,5 \times 10^3 + 569,6 \times 10^3}{569,6 \times 10^3} \right) = 0,877$$

$$k_y = 1 - \frac{0,877 \times 56,9 \times 10^3}{0,64 \times 78,1 \times 10^2 \times 355} = 1 - 0,028 = 0,972$$

O critério de segurança é levado ao limite, contudo é ainda legítimo tomar como válida a verificação de segurança:

$$\frac{56,9 \times 10^3}{0,3 \times 78,1 \times 10^2 \times 355/1,1} + \frac{0,972 \times 197,8 \times 10^6}{642,5 \times 10^3 \times 355/1,1} = 1,0 \leq 1$$

Neste caso dispensa-se a verificação da resistência à encurvadura lateral uma vez que o banzo comprimido é o superior onde a placa está apoiada, promovendo o travamento a deslocamentos laterais

### **Resistência ao esforço transversal**

No sentido de satisfazer a condição:

$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

Calcula-se  $V_{pl,Rd}$ :

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M1}$$

Com a área de corte  $A_v$ , no caso de secções laminadas em I ou H, dada por:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

Para o perfil HE200B:

$$A_v = 7810 - 2 \times 200 \times 15 + (9 + 2 \times 18) \times 15 = 3295 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = 3295 \times \frac{\left(\frac{355}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 613,9 \text{ kN}$$

O esforço de corte máximo é:

$$V_{Sd} = 181,7 \text{ kN}$$

Verifica-se assim o critério de resistência.

### **Encurvadura da alma por esforço transversal**

A resistência à encurvadura por esforço transversal para almas não reforçadas deve ser analisada se:

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

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{9} = 14,9$$

E:

$$69\varepsilon = 69 \times \sqrt{235/355} = 69 \times 0,81 = 55,9$$

Ou seja, não é necessário verificar.

### **Interacção entre esforço transversal e momento flector**

Como já foi referido, deve reduzir-se o valor do momento resistente se:

$$V_{Sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

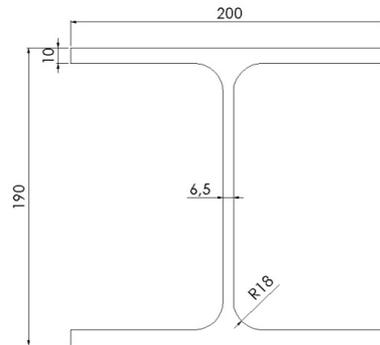
Para os valores de esforço transversal de cálculo e resistente obtidos:

$$V_{Sd} = 181,7 \text{ kN} \leq 0,5V_{pl,Rd} = 306,9 \text{ kN}$$

Podendo assim desprezar este efeito.

### 8.2.4.2. Pilares A e C

Nos pilares A e C, sujeitos a flexão, esforço transversal e esforço normal, é aplicado o perfil HE200A, que pertence à classe 3 como de seguida se demonstra:



**Figura 8.12 - Perfil HE200A**

A alma para ser da classe 1 deve respeitar:

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$$

Com:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

O esforço normal máximo é:

$$N_{Sd_{máx}} = 150,1 \text{ kN}$$

Verifique-se se para este esforço é possível a plastificação total da alma:

$$\xi \times t_w \times f_y = N_{Sd}$$

$$\xi \times 6,5 \times 355 = 150,1 \times 10^3$$

$$\xi = 65,0 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{2} + \frac{\xi}{2} = \alpha \times d$$

$$\frac{134}{2} + \frac{65,0}{2} = \alpha \times 134$$

$$\alpha = 0,74$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1} = \frac{396 \times 0,81}{13 \times 0,74 - 1} = 37,2$$

Como:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{6,5} = 20,6, \text{ a alma é da classe 1.}$$

Os banzos não verificam a condição para ser da classe 1:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{10} = 10$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$10\varepsilon = 8,1$$

E também não verificam a condição para classe 2:

$$\frac{c}{t_f} \leq 11\varepsilon$$

$$11\varepsilon = 8,9$$

Mas respeitam a condição para classe 3:

$$\frac{c}{t_f} \leq 15\varepsilon$$

$$15\varepsilon = 12,15$$

### **Interacção entre momento flector e esforço normal**

Segue-se o procedimento indicado em casos anteriores.

$$M_{Sd} = 104,8 \text{ kN.m}$$

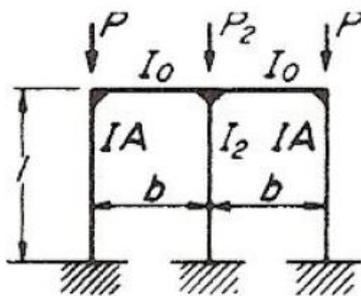
$$N_{Sd} = 148,5 \text{ kN}$$

O objectivo é verificar a condição:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Encurvadura y-y:

O comprimento de encurvadura segundo y é determinado para a situação:



**Figura 8.13** – Esquema para o cálculo do comprimento de encurvadura (8)

Determinam-se os parâmetros:

$$c = \frac{Ib}{I_0 l} = \frac{3692 \times 10^4 \times 6000}{5696 \times 10^4 \times 3000} = 1,30 \leq 10$$

$$s = \frac{4I}{b^2 A} = \frac{4 \times 3692 \times 10^4}{3000^2 \times 53,8 \times 10^2} = 0,003 \leq 0,2$$

$$c_n = c + \frac{9}{2}s = 1,31$$

$$p = \frac{P_2}{P} = \frac{360,2}{148,5} = 2,43$$

$$t = \frac{I_2}{I} = \frac{606,2 \times 10^4}{3692 \times 10^4} = 0,16$$

E o coeficiente  $\beta$  é dado por:

$$\beta = \frac{1 + 0,4c_n}{1 + 0,2c_n} \sqrt{\frac{2 + p}{2 + t}} \leq 3$$

$$\beta = 1,73$$

$$l_e = \beta l = 1,73 \times 3000 = 5190 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_y$  para o perfil HE200A:

$$i_y = 82,8 \text{ mm}$$

Assim,

$$\lambda_y = \frac{5190}{82,8} = 62,7$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{62,7}{76,4} = 0,82$$

Considera-se a curva de encurvadura b (EC3, quadro 5.5.3):

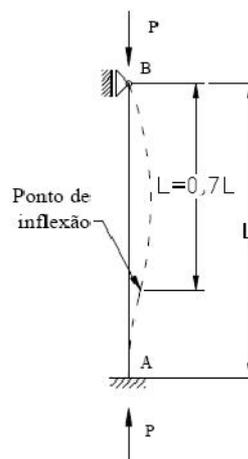
$$\alpha = 0,34$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,82 - 0,2) + 0,82^2] = 0,94$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,94 + \sqrt{0,94^2 - 0,82^2}} = 0,71$$

Encurvadura z-z:

O comprimento de encurvadura segundo z é determinado tendo em conta as condições de fronteira da figura seguinte:



**Figura 8.14** - Comprimento de encurvadura segundo z (4)

$$l_e = 0,7 \times 3000 = 2100 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_z$  é:

$$i_z = 49,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{2100}{49,8} = 42,2$$

$$\lambda_1 = 76,4$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{42,2}{76,4} = 0,55$$

Para a curva de encurvadura c:

$$\alpha = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,55 - 0,2) + 0,55^2] = 0,74$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,74 + \sqrt{0,74^2 - 0,55^2}} = 0,81$$

Assim,

$$\chi_{min} = \chi_y = 0,71$$

Calcula-se agora  $\mu_y$ :

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4), \quad \text{mas } \mu_y \leq 0,90$$

O factor  $\beta_{M,y}$  é determinado em função de  $\psi$ :

$$\psi = \frac{-65,8}{104,8} = -0,63$$

Assim:

$$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi = 2,2$$

$$\mu_y = 0,82 \times (2 \times 2,2 - 4) = 0,33$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y}, \quad \text{mas } k_y \leq 1,5$$

$$k_y = 1 - \frac{0,33 \times 149,4 \times 10^3}{0,71 \times 53,8 \times 10^2 \times 355} = 1 - 0,036 = 0,964$$

Observa-se assim que o critério de segurança é respeitado:

$$\frac{149,4 \times 10^3}{0,71 \times 53,8 \times 10^2 \times 355/1,1} + \frac{0,964 \times 104,8 \times 10^6}{388,6 \times 10^3 \times 355/1,1} = 0,93 \leq 1$$

### Verificação de resistência à encurvadura lateral

A resistência de secções da classe 3 à encurvadura lateral deve ser verificada respeitando a desigualdade:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_z A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{\chi_{LT} W_{el,y} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Para determinar  $\chi_{LT}$ , como tem vindo a ser feito, começa-se por calcular o momento crítico  $M_{cr}$  a partir do Anexo F do EC3:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(kL)^2} \left[ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]^{0,5}$$

Com:

$$k = 0,5 \text{ - para extremidades fixas}$$

$$k_w = 1$$

$$C_1 = 3,093 \text{ - do quadro F.1.1 do Anexo F do EC3 para } \psi \approx -1/2.$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 80,8 \text{ GPa}$$

Para o perfil HE200A:

$$I_w = 108,0 \times 10^9 \text{ mm}^6$$

$$I_t = 20,98 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1336 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$L = 3,0 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 3,30 \times 10^9 \text{ N. mm}$$

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

Para secções da classe 3:

$$\beta_W = \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} = \frac{388,6}{429,6} = 0,9$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{0,9 \times 429,6 \times 10^3 \times 355}{3,30 \times 10^9}} = 0,2$$

Como  $\bar{\lambda}_{LT} < 0,4$ , não é necessário considerar a encurvadura lateral.

### **Resistência ao esforço transversal**

Neste caso, para o perfil HE200A:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 5380 - 2 \times 200 \times 10 + (6,5 + 2 \times 18) \times 10 = 1805 \text{ mm}^2$$

Calcula-se  $V_{pl,Rd}$ :

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M1}$$

$$V_{pl,Rd} = 1805 \times \frac{\left( \frac{355}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 336,3 \text{ kN}$$

O esforço de corte máximo é:

$$V_{Sd} = 56,9 \text{ kN}$$

Verifica-se assim que  $V_{Sd} \ll V_{pl,Rd}$ .

### **Encurvadura por esforço transversal**

Para os pilares A e C:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{134}{6,5} = 20,6$$

$$69\varepsilon = 69 \times \sqrt{235/355} = 69 \times 0,81 = 55,9$$

Ou seja, não é necessário verificar a resistência à encurvadura por esforço transversal, pois:

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

### Interacção entre momento flector e esforço transverso

É possível prever *a priori* que esta interacção poderá ser desprezada uma vez que o esforço transverso máximo é muito reduzido, como o provam os cálculos:

$$V_{Sd} = 56,9 \text{ kN}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 168 \text{ kN}$$

Logo:

$$V_{Sd} \leq 0,5V_{pl,Rd}$$

### Interacção entre esforço transverso, momento flector, e esforço normal

Para concluir a verificação de segurança ao Estado Limite Último dos pilares da estrutura de suporte da placa, verifica-se de seguida se a interacção entre os três esforços presentes no elemento reduz a resistência da secção:

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

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37,4\varepsilon\sqrt{k_\tau}}$$

Com:

$$k_\tau = 5,34$$

Assim,

$$\bar{\lambda}_w = \frac{\frac{134}{6,5}}{37,4 \times 0,81 \times \sqrt{5,34}} = 0,19$$

Como  $\bar{\lambda}_w \leq 0,8$ :

$$\tau_{ba} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = \frac{355}{\sqrt{3}} = 205,0 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{ba,Rd} = \frac{dt_w\tau_{ba}}{\gamma_{M1}}$$

$$V_{ba,Rd} = \frac{134 \times 6,5 \times 205,0}{1,1} = 162,3 \text{ kN}$$

$$0,5 \times V_{ba,Rd} = 81,15 \text{ kN}$$

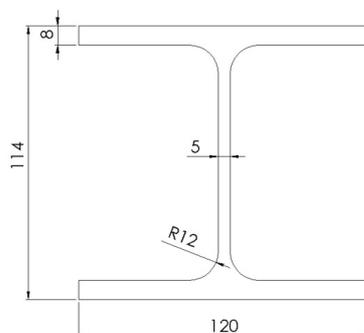
O esforço transversal de cálculo é:

$$V_{Sd} = 56,9 \text{ kN}$$

Como  $V_{Sd} \leq 0,5 \times V_{ba,Rd}$ , não é necessário analisar esta interação de esforços.

#### 8.2.4.3. Pilar B

Finalmente, no que respeita à estrutura de suporte da placa, resta apenas verificar a resistência do pilar B. Este elemento encontra-se quase exclusivamente sob compressão (pois os restantes esforços são reduzidos), o que implica uma verificação de resistência à encurvadura por varejamento. Trata-se de uma secção da classe 1 como de seguida se demonstra.



**Figura 8.15 - Perfil HE120A**

Para uma alma sujeita a compressão ser da classe 1:

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon$$

Com:

$$\frac{d}{t_w} = \frac{74}{5} = 14,8$$

$$33\varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,7$$

A alma é classe 1.

Para banzos sujeitos a compressão serem da classe 1:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

E como:

$$\frac{c}{t_f} = \frac{50}{8} = 6,25$$

$$10\varepsilon = 8,1$$

A secção é da classe 1. O procedimento que se segue é idêntico ao adoptado em casos analisados anteriormente.

Na análise de resistência à encurvadura por varejamento importa conhecer segundo que eixo esse risco é mais acentuado. Para isso determinam-se os factores de redução  $\chi$  segundo y e z.

$$N_{Sd_{m\acute{a}x}} = 360,2 \text{ kN}$$

Encurvadura y-y:

O comprimento de encurvadura é determinado de acordo com o caso apresentado em 8.2.4.2 (Figura 8.13 – Esquema para o cálculo do comprimento de encurvadura), sendo o coeficiente  $\beta$  calculado, neste caso, a partir de:

$$\beta = \frac{1 + 0,4c_n}{1 + 0,2c_n} \sqrt{\frac{2 + p}{2 + t}} \sqrt{\frac{t}{p}} \leq 3$$

$$\beta = 0,44$$

$$l_e = \beta l = 0,44 \times 3000 = 1320 \text{ mm}$$

Para o perfil HE120A, o raio de giração em y é:

$$i_y = 48,9 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{1320}{48,9} = 27,0$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{27,0}{76,4} = 0,35$$

Para o perfil HE120A a curva de encurvadura segundo y a considerar é a curva b:

$$\alpha = 0,34$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,35 - 0,2) + 0,35^2] = 0,59$$

O factor de redução é:

$$\chi_y = \frac{1}{0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,35^2}} = 0,94$$

Encurvadura segundo z-z:

Tal como para os pilares A e C, o comprimento de encurvadura é dado pela Figura 8.14, e vale:

$$l_e = 0,7 \times 3000 = 2100 \text{ mm}$$

O raio de giração em z é:

$$i_z = 30,2 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{2100}{30,2} = 69,5$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{355}} = 76,4$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{69,5}{76,4} = 0,9$$

A curva de encurvadura segundo z a considerar é a curva c:

$$\alpha = 0,49$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,9 - 0,2) + 0,9^2] = 1,1$$

O factor de redução é:

$$\chi_z = \frac{1}{1,1 + \sqrt{1,1^2 - 0,9^2}} = 0,54$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,54 \times 1 \times 2530 \times 355}{1,1} = 440,9 \text{ kN}$$

Que é maior que o esforço de cálculo, e por isso verifica a condição de segurança relativamente ao ELU.

### 8.2.5. Verificação ao Estado Limite de Utilização

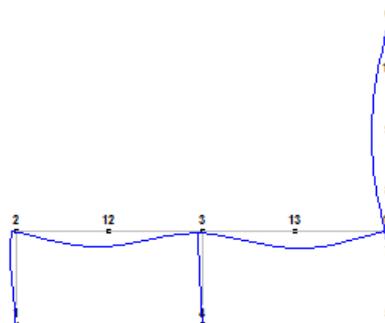
Para a Combinação 01 devem ser verificados os deslocamentos vertical e horizontal da estrutura de suporte da placa.

O EC3 impõe como limite admissível para flecha em pavimentos:

$$\delta_{y,m\acute{a}x} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

O deslocamento vertical máximo obtido do “Multiframe” através da criação de um nó fictício no ponto de maior deflexão foi:

$$\delta_{y,n\acute{o}13} = 17,8 \text{ mm}$$



**Figura 8.16** - Deformada da estrutura de suporte da placa e do pilar de empenta posterior

Quanto ao pilar de empena, o deslocamento máximo admitido pela mesma norma é:

$$\delta_{x,máx} = \frac{L}{200} = \frac{9760}{200} = 48,8 \text{ mm}$$

O deslocamento segundo a direcção horizontal obtido para o nó 9 foi:

$$\delta_{x,nó\ 9} = 17,3 \text{ mm}$$

Ou seja, o Estado Limite de Utilização é respeitado.

### 8.3. Verificação das colunas da estrutura resistente principal na zona em que fazem parte da estrutura de suporte da placa

Nas extremidades da placa, a estrutura que a suporta é constituída pela travessa dimensionada em 8.2.4.1, unida às colunas da estrutura resistente principal. Assim, a placa passa a transmitir às colunas esforço normal de compressão, esforço transverso e momento flector segundo o eixo fraco (z). Os esforços gerados pela Combinação 01 de acções sobre a estrutura de suporte da placa deverão ser adicionados aos esforços determinados para a Combinação 02 de acções sobre os pórticos (pois é a combinação que gera o maior esforço de compressão sobre a coluna). Recordem-se então os esforços a ter em conta (que ocorrem na base da coluna):

**Tabela 8.3** - Esforços na base de uma coluna da Estrutura Resistente Principal na zona da placa

Combinação 02 – acção da neve sobre a E.R.P.	
M <sub>Sd,y</sub>	164,1 (kN/m)
V <sub>Sd</sub>	58,4 (kN)
N <sub>Sd</sub>	129,2 (kN)
Combinação 01 – combinação crítica sobre a estrutura de suporte da placa	
M <sub>Sd,z</sub>	65,8 (kN/m)
V <sub>Sd</sub>	56,9 (kN)
N <sub>Sd</sub>	150,1 (kN)

### 8.3.1. Interação entre momento flector e esforço normal

A verificação de resistência de uma secção da classe 1 sujeita a flexão desviada com esforço normal é feita através de:

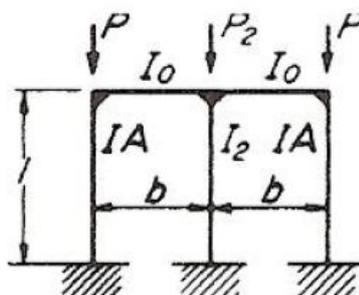
$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} A f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{W_{pl,z} f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Observando o valor dos esforços que actuam no pilar, esta é a interacção de esforços que conduz a maior risco de ruína, considerando-se, por isso, que se este critério for satisfeito, a resistência destes pilares é verificada.

Calcule-se então o coeficiente  $\chi_{min}$ . Para isso é necessário conhecer o comprimento de encurvadura do pilar (trata-se agora de uma secção HE300B):

Encurvadura y-y

Recorde-se que o comprimento de encurvadura segundo y é determinado para a situação:



**Figura 8.17** - Esquema para determinar os comprimentos de encurvadura (8)

Determinam-se os parâmetros:

$$c = \frac{Ib}{I_0 l} = \frac{25170 \times 10^4 \times 6000}{5696 \times 10^4 \times 3000} = 8,8 \leq 10$$

$$s = \frac{4I}{b^2 A} = \frac{4 \times 25170 \times 10^4}{3000^2 \times 149,1 \times 10^2} = 0,007 \leq 0,2$$

$$c_n = c + \frac{9}{2}s = 8,83$$

$$p = \frac{P_2}{P} = \frac{360,2 + 129,2}{150,1 + 129,2} = 1,75$$

$$t = \frac{I_2}{I} = \frac{25170 \times 10^4}{3692 \times 10^4} = 6,8$$

E o coeficiente  $\beta$  é dado por:

$$\beta = \frac{1 + 0,4c_n}{1 + 0,2c_n} \sqrt{\frac{2 + p}{2 + t}} \leq 3$$

$$\beta = 1,07$$

$$l_e = \beta l = 1,07 \times 3000 = 3210 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_y$  para o perfil HE300B:

$$i_y = 129,9 \text{ mm}$$

Assim,

$$\lambda_y = \frac{3210}{129,9} = 24,7$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{24,7}{93,9} = 0,26$$

Considera-se a curva de encurvadura b (EC3, quadro 5.5.3):

$$\alpha = 0,34$$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,26 - 0,2) + 0,26^2] = 0,54$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,26^2}} = 0,99$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{Sd}}{\chi_y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left( \frac{W_{pl,y} + W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

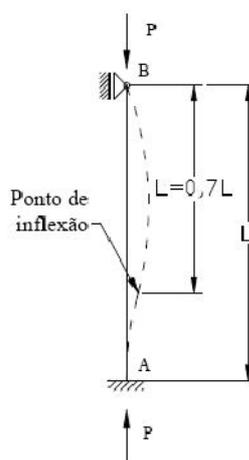
$$\beta_{My} = 2,33 - \text{de 6.5.3.2}$$

$$\mu_y = 0,26 \times (2 \times 2,33 - 4) + \left( \frac{1869 \times 10^3 + 1678 \times 10^3}{1678 \times 10^3} \right) = 2,29$$

$$k_y = 1 - \frac{2,29 \times (129,2 + 150,1) \times 10^3}{0,99 \times 149,1 \times 10^2 \times 235} = 0,82$$

Encurvadura z-z

O comprimento de encurvadura segundo z é mais uma vez determinado tendo em conta que as condições de fronteira da figura seguinte:



**Figura 8.18** - Comprimento de encurvadura segundo z (4)

$$l_e = 0,7 \times 3000 = 2100 \text{ mm}$$

O raio de giração  $i_z$  é:

$$i_z = 75,8 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{2100}{75,8} = 27,7$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{27,7}{93,4} = 0,29$$

Para a curva de encurvadura c:

$$\alpha = 0,49$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (0,29 - 0,2) + 0,29^2] = 0,56$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,29^2}} = 0,91$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{Sd}}{\chi_z A f_y}, \quad \text{mas } k_y \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2\beta_{Mz} - 4) + \left( \frac{W_{pl,z} + W_{el,z}}{W_{el,z}} \right), \quad \text{mas } \mu_y \leq 0,90$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi = 2,2$$

$$\text{Com: } \psi = -\frac{65,8}{104,8} = -0,63$$

$$\mu_z = 0,29 \times (2 \times 2,2 - 4) + \left( \frac{870,1 \times 10^3 + 570,9 \times 10^3}{570,9 \times 10^3} \right) = 2,6$$

$$\mu_z \leq 0,9 \Rightarrow \mu_z = 0,9$$

$$k_z = 1 - \frac{0,9 \times (129,2 + 150,1) \times 10^3}{0,91 \times 149,1 \times 10^2 \times 235} = 0,92$$

E assim, o critério enunciado pode ser verificado:

$$\frac{(129,2 + 150,1) \times 10^3}{0,91 \times 149,1 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,82 \times 164,1 \times 10^6}{1869 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{0,92 \times 65,8 \times 10^6}{870,1 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}}$$

$$= 0,76 < 1$$

### 8.3.2. Resistência ao esforço transversor

O esforço transversor ocorre na direção perpendicular à alma do pilar da estrutura resistente principal. Assim, o esforço transversor resistente depende da área de corte que, neste caso, corresponde à área dos banzos:

$$A_v = 2bt_f$$

$$A_v = 2 \times 300 \times 19 = 11400 \text{ mm}^2$$

Calcula-se  $V_{pl,Rd}$ :

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{M1}$$

$$V_{pl,Rd} = 11400 \times \frac{\left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 1406 \text{ kN}$$

Satisfazendo assim a condição de resistência:

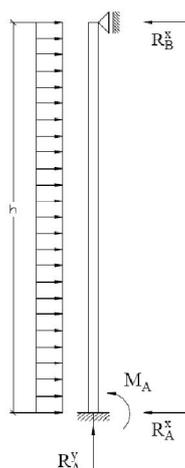
$$V_{Sd} \leq V_{pl,Rd}$$

$$61,2 \text{ kN} \leq 1406 \text{ kN}$$

#### 8.4. Contraventamento da cobertura

O contraventamento consiste numa viga articulada montada no plano da travessa do pórtico da fachada de empena (e do banzo superior da viga armada), à qual são transmitidas as reacções nos apoios superiores dos pilares de empena resultantes da acção do vento.

Como aproximação, considerem-se os pilares sujeitos a uma carga uniformemente distribuída (correspondente à acção do vento), de acordo com o esquema da figura que se segue:



**Figura 8.19** - Esquema simplificado da acção do vento sobre um pilar de empena (4)

Assim, a reacção  $R_B$ , é dada por:

$$R_B^x = \frac{3}{8}qh$$

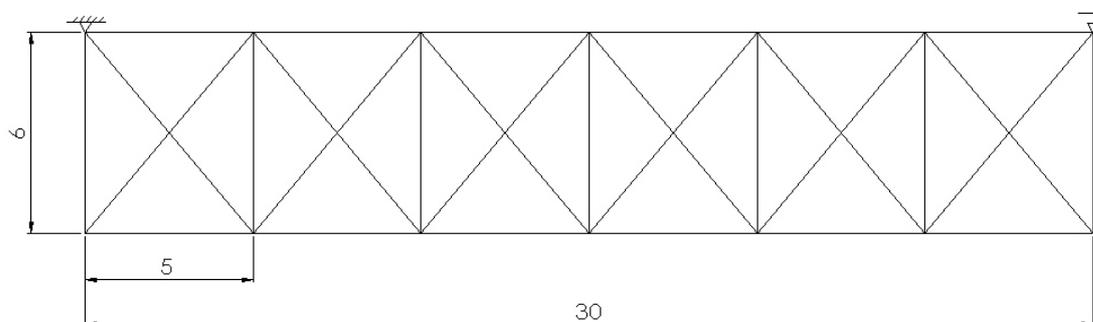
O valor da carga  $q$  depende dos coeficientes de pressão do vento. Aquando do dimensionamento dos pilares de empena referiu-se que a acção de vento transversal sobre o pavilhão conduz a:

$$q_{vento,tansv} = 1,3 \times \frac{979,5}{1000} \times 5 = 6,4 \text{ kN/m}$$

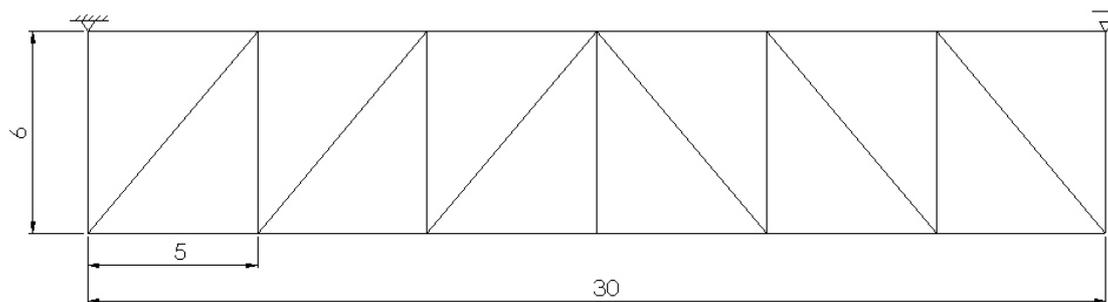
Valor igual ao encontrado para vento longitudinal, à excepção do sentido:

$$q_{vento,long} = -1,3 \times \frac{979,5}{1000} \times 5 = -6,4 \text{ kN/m}$$

Assim, quer sob pressão, quer sob sucção, a fachada de empena encontrar-se-á sujeita a esforços de igual intensidade. Este facto produz uma simplificação significativa ao nível do dimensionamento do contraventamento: o sistema de viga articulada em cruz de Santo André simplesmente apoiada constitui um sistema hiperestático. No dimensionamento de sistemas de contraventamento, este transforma-se num sistema isostático considerando uma viga Pratt, desprezando a resistência das diagonais sob compressão, e considerando apenas as diagonais sob tracção e os montantes em compressão (peças mais curtas, e por isso menos esbeltas). Uma vez que a acção de pressão é, em módulo, igual à sucção sobre a fachada, para dimensionar o contraventamento basta considerar à acção em um dos sentidos e a correspondente viga Pratt. As secções para os elementos daí obtidas são igualmente válidas para a acção do vento com outra direcção, ficando assim definidos todos os elementos.



**Figura 8.20** - Viga articulada em cruz de St. André para o contraventamento da cobertura



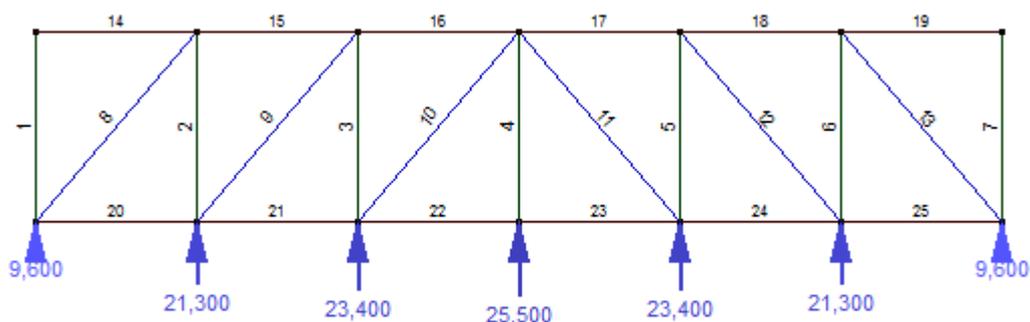
**Figura 8.21** - Viga articulada Pratt para o dimensionamento do contraventamento da cobertura sujeito a pressão devida ao vento longitudinal

Como o comprimento  $h$  dos pilares de empena não é constante, apresentam-se na tabela as reacções para os diferentes pilares para o caso de pressão sobre fachada (vento longitudinal):

**Tabela 8.4** - Reacções no apoio superior dos pilares de empena

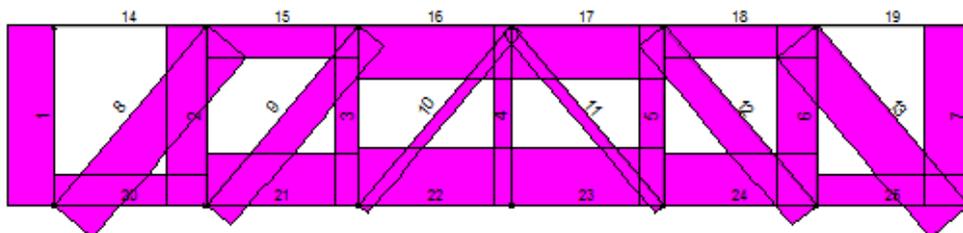
Pilar (h em metros)	$R_B^x$ (kN)
8,0	9,6
8,88	21,3
9,76	23,4
10,64	25,5

Recorrendo uma vez mais ao *software* “Multiframe”, obtêm-se rapidamente os esforços nos elementos da viga Pratt, considerando o seguinte carregamento:



**Figura 8.22** - Carregamento não majorado sobre o contraventamento da cobertura

Tal como vem sendo prática ao longo deste trabalho, o carregamento indicado é afectado de um coeficiente de majoração de 1,5; os esforços obtidos para este carregamento são:



**Figura 8.23** - Esforço normal nos elementos do contraventamento da cobertura

Em síntese, os elementos mais esforçados são:

**Tabela 8.5** - Esforço normal e secções dos elementos do contraventamento da cobertura

Elemento	Esforço normal (kN)	Secção
Montante 1	100,6 (C)	HE120A
Montante 2	86,2 (C)	SHS 90x90x6,3
Diagonal 8	112,2 (T)	SHS 50x50x3,2
Banzo (17)	117,0 (T)	SHS 100x100x6,3
Banzo (23)	132,9 (C)	IPE140

Verifica-se de seguida a segurança dos elementos ao Estado Limite Último. No caso dos banzos, visto fazerem parte da viga armada da estrutura resistente principal, faz-se a verificação de resistência atendendo à interacção entre os esforços provenientes das acções sobre os pórticos e do contraventamento.

#### 8.4.1. Resistência ao esforço normal do montante 1

O montante 1 do sistema de contraventamento faz parte dos contraventamentos da cobertura e lateral. Além disso, este elemento é também importante no que respeita à estabilidade em montagem, razão pela qual é colocado ao longo de todo o beiral do

pavilhão. Assim, opta-se por um perfil em H laminado a quente. O esforço de compressão de cálculo é:

$$N_{sd} = 100,6 \text{ kN}$$

Considere-se o perfil HE120A, classificado como classe 1 em 8.2.4.3, e verifique-se a sua resistência à ruína por encurvadura por varejamento segundo os dois eixos principais da secção, considerando o elemento como articulado:

Encurvadura y-y:

$$l_e = \beta l = 1 \times 6000 = 6000 \text{ mm}$$

Para o perfil HE120A, o raio de giração em y é:

$$i_y = 48,9 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{6000}{48,9} = 122,6$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{122,6}{93,9} = 1,3$$

A curva de encurvadura segundo y a considerar é a curva b:

$$\alpha = 0,34$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,3 - 0,2) + 1,3^2] = 1,5$$

O factor de redução é:

$$\chi_y = \frac{1}{1,5 + \sqrt{1,5^2 - 1,3^2}} = 0,44$$

Encurvadura segundo z-z:

$$l_e = 1 \times 6000 = 6000 \text{ mm}$$

O raio de giração em z é:

$$i_z = 30,2 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda = \frac{6000}{30,2} = 198,6$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{198,6}{93,9} = 2,1$$

A curva de encurvadura segundo z a considerar é a curva c:

$$\alpha = 0,49$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,49 \times (2,1 - 0,2) + 2,1^2] = 3,2$$

O factor de redução é:

$$\chi_z = \frac{1}{3,2 + \sqrt{3,2^2 - 2,1^2}} = 0,18$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,18 \times 1 \times 2530 \times 235}{1,1} = 135,7 \text{ kN}$$

O elemento em causa apresenta elevada esbelteza. Contudo, como se pode observar, é suficiente para resistir ao esforço imposto pela acção crítica.

#### 8.4.2. Resistência ao esforço normal do Montante 2

Os elementos sob compressão estão sujeitos à ruína por encurvadura. Considera-se uma boa prática valores de esbelteza  $\lambda$  inferiores a 300 no sentido de evitar empenamento no transporte, e problemas de encurvadura devido ao peso próprio.

A secção SHS 90x90x6,3 em aço S235 pertence à classe 1, como se demonstra de seguida:

$$d_{eq} = h - 3t = 90 - 3 \times 6,3 = 71,1$$

Com a espessura  $t = t_w = t_f$ .

Para elementos sujeitos a compressão, a condição a verificar para pertencer à classe 1 é:

$$\frac{d_{eq}}{t} \leq 42\varepsilon = 42$$

Sendo:

$$\frac{d_{eq}}{t} = \frac{71,1}{6,3} = 11,3$$

Para o montante, o comprimento de encurvadura é igual ao comprimento do elemento, pois trata-se de um sistema bi-articulado onde se assume a existência de liberdade de rotação dos elementos nas extremidades.

$$l_e = l = 6000 \text{ mm}$$

O raio de giração do perfil 90x90x6,3 é:

$$i = 34,0$$

Assim, a esbelteza da secção:

$$\lambda = \frac{6000}{34,0} = 176,5$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda} = \frac{176,5}{93,9} \sqrt{1} = 1,88$$

Assim,

$$\varphi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,88 - 0,2) + 1,88^2] = 2,44$$

E o factor de redução é:

$$\chi = \frac{1}{2,44 + \sqrt{2,44^2 - 1,88^2}} = 0,25$$

É então possível determinar o esforço normal resistente:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} \beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,25 \times 1 \times 2070 \times 235}{1,1} = 110,6 \text{ kN}$$

Sendo inferior ao valor do esforço normal de cálculo máximo ( $N_{sd} = 86,2 \text{ kN}$ ), o critério de segurança ao ELU é respeitado.

#### 8.4.3. Resistência ao esforço normal da Diagonal 8

As diagonais encontram-se sob tracção, pelo que o esforço normal resistente da secção, para todas as classes de secções, é dado por:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Para o perfil SHS 50x50x3,2:

$$N_{pl,Rd} = \frac{588 \times 235}{1,1} = 125,6 \text{ kN}$$

O esforço de tracção de cálculo máximo a que uma diagonal estará sujeita é:

$$N_{sd_{m\acute{a}x}} = 112,2 \text{ kN}$$

E, por isso, verifica o critério de segurança ao ELU.

#### 8.4.4. Verificação de resistência do elemento 17

O banzo 17 é, simultaneamente, um elemento do contraventamento e da estrutura resistente principal. Deve, portanto, ser verificada a estabilidade do perfil aos esforços normais introduzidos por ambos os sistemas articulados quando ocorre vento longitudinal.

Da análise de esforços na estrutura resistente principal:

$$N_{Sd,t} = 426 \text{ kN}$$

O esforço de tracção para verificação de resistência é:

$$N_{Sd,t} = 426 + 117 = 543 \text{ kN}$$

Para o perfil SHS 100x100x6,3 o valor do esforço normal resistente da secção é:

$$N_{pl,Rd} = \frac{2320 \times 235}{1,1} = 495,6 \text{ kN}$$

Ou seja, o banzo superior da viga armada deve ser reforçado.

Em vez do perfil SHS 100x100x6,3, considere-se, por exemplo, o perfil SHS 100x100x8 ( $A=2880 \text{ mm}^2$ ):

$$N_{pl,Rd} = \frac{2880 \times 235}{1,1} = 615,3 \text{ kN}$$

Assim, nos pórticos 2 e 10 (ver desenhos), o banzo superior da viga armada deve ter uma secção SHS 100x100x8.

#### 8.4.5. Verificação de resistência do elemento 23

Este elemento corresponde a um troço da viga (IPE 140) do pórtico especial para a fachada de empena. Observa-se que o banzo no elemento 23 está em compressão. Para vento longitudinal, a travessa do pórtico especial está em tracção (ver 7.2,  $N_{Sd}=37,2 \text{ kN}$  (T)), ou seja, a compressão devida ao sistema de contraventamento ( $N_{Sd}=132,9 \text{ kN}$ ) é aliviada, sendo o esforço normal resultante:

$$N_{Sd} = 132,9 - 37,2 = 95,7 \text{ kN}$$

A resistência da secção à compressão deve ser então verificada.

Para verificação do risco de encurvadura segundo y, o raio de giração em y do perfil IPE 140 é:

$$i_y = 57,4 \text{ mm}$$

O comprimento de encurvadura a considerar de acordo com (8) é:

$$\beta = 1$$

$$l_e = \beta l = 1 \times 5000 = 5000 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção é:

$$\lambda_y = \frac{5000}{57,4} = 87,1$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{87,1}{93,9} \sqrt{1} = 0,93$$

Assim,

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (0,93 - 0,2) + 0,93^2] = 1,0$$

E o factor de redução é:

$$\chi_y = \frac{1}{1,0 + \sqrt{1,0^2 - 0,93^2}} = 0,73$$

O raio de giração em z da secção é:

$$i_y = 16,5 \text{ mm}$$

Considere-se que o comprimento de encurvadura segundo z é igual à distância entre madres (pois promovem o travamento a deslocamentos segundo z):

$$l_e = 1900 \text{ mm}$$

Assim, a esbelteza da secção:

$$\lambda_z = \frac{1900}{16,5} = 115,2$$

Com:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \sqrt{\frac{210000}{235}} = 93,9$$

A esbelteza normalizada é:

$$\bar{\lambda}_z = \frac{115,2}{93,9} \sqrt{1} = 1,2$$

Assim,

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,2 - 0,2) + 1,2^2] = 1,4$$

E o factor de redução é:

$$\chi_z = \frac{1}{1,4 + \sqrt{1,4^2 - 1,2^2}} = 0,47$$

É então possível determinar o esforço normal resistente, tendo em conta o coeficiente de redução  $\chi_z$ :

$$N_{b,Rd} = \frac{0,47 \times 1 \times 1640 \times 235}{1,1} = 164,7 \text{ kN}$$

Fica assim assegurada a resistência à encurvadura na travessa do pórtico especial devido à compressão imposta pelo sistema de contraventamento.

#### 8.4.6. Estado limite de utilização para os elementos do contraventamento da cobertura

Os deslocamentos a controlar para os elementos do contraventamento resultam da acção do seu peso próprio.

O deslocamento vertical admissível para os vários elementos é dado por:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{L}{200}$$

O deslocamento de cálculo obtém-se a partir de:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Na tabela que se segue resume-se os resultados desta verificação:

**Tabela 8.6** – Estado Limite de utilização para os elementos do contraventamento da cobertura

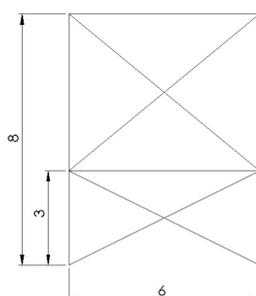
Elemento	Peso próprio (kN/m)	Comprimento (mm)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\delta$ (mm)
Montante 1	0,20	6000	30	$\approx 0$
Montante 2	0,16	6000	30	$\approx 0$
Diagonais	0,05	7810	39	$\approx 0$

Ou seja, os deslocamentos verticais do contraventamento são praticamente nulos.

### 8.5. Contraventamento lateral

A acção sobre o contraventamento lateral é a reacção do contraventamento da cobertura num dos apoios considerados. Com a introdução deste contraventamento, fica concluído o encaminhamento da acção do vento sobre a fachada de empena até às fundações do pavilhão. Para dimensionar os elementos que dele fazem parte, segue-se o procedimento adoptado para o contraventamento da cobertura, procurando assim colocar diagonais sob tracção, e montantes em compressão.

O esquema seguinte representa o contraventamento lateral a implementar. As dimensões adoptadas têm em conta a distância entre pórticos, e ainda altura da placa ao solo (3 m):

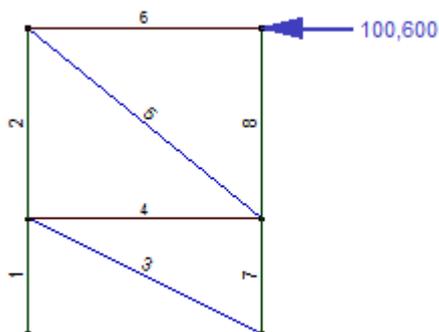


**Figura 8.24** - Contraventamento lateral

Considerando a reacção:

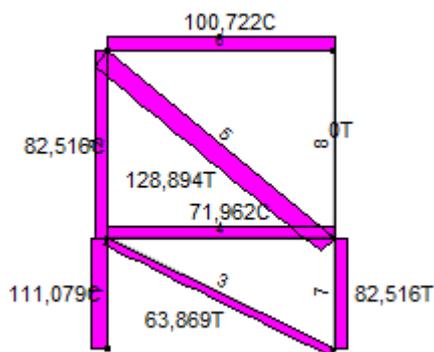
$$R = 100,6 \text{ kN}$$

O carregamento sobre o contraventamento lateral (já simplificado) é:



**Figura 8.25** - Carregamento sobre o contraventamento lateral

E o correspondente diagrama de esforços normais:



**Figura 8.26** - Esforço normal nos elementos do contraventamento lateral

Em síntese, os esforços no contraventamento lateral são:

**Tabela 8.7** - Esforços e secções no contraventamento lateral

Elemento	Esforço normal (kN)	Secção
Montante 6	100,7 (C)	HE120A
Montante 4	71,96 (C)	SHS 90x90x6,3
Diagonal 5	128,9 (T)	SHS 50x50x3,6
Banzo (1)	111,0 (C)	HE300B
Banzo (7)	82,5 (T)	HE300B

A resistência ao esforço normal no montante 6 já foi verificada no cálculo do contraventamento da cobertura. Para o montante 4 sugere-se o perfil SHS 90x90x6,3 pois é também utilizado na cobertura.

### 8.5.1. Verificação de resistência da diagonal 5

Como seria de esperar a diagonal está sob tracção, sendo o valor do esforço normal resistente à tracção do perfil SHS 50x50x3,6:

$$N_{pl,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}}$$
$$N_{pl,Rd} = \frac{654 \times 235}{1,1} = 139,7 \text{ kN}$$

O esforço de tracção máximo a que a diagonal está sujeita é:

$$N_{sd_{m\acute{a}x}} = 128,9 \text{ kN}$$

Pelo que, a segurança ao ELU é verificada

### 8.5.2. Verificação dos pilares da estrutura resistente principal

À verificação feita em 6.5.3.1 adicione-se agora o efeito do contraventamento sobre os pilares da estrutura resistente principal. Verifica-se que no elemento 1 o esforço normal de compressão devido à presença do sistema de contraventamento alivia o esforço de tracção resultante da Combinação 04 (para a E.R.P.):

$$N_{t,sd} = 170,7 - 111 = 59,7 \text{ kN}$$

Mantendo-se assim o pilar em tracção, menos solicitado, pelo que a sua resistência é garantida.

Para o caso do elemento 7, o esforço de tracção é agravado. Mas como este elemento corresponde ao pilar do pórtico especial da fachada de empena (onde os esforços são muito mais reduzidos), o valor de tracção  $N_{t,sd} = 170,7 \text{ kN}$  não é, em caso algum, ultrapassado.

No pórtico especial, o esforço de tracção no pilar é 20,3 kN, portanto o esforço de tracção resultante é:

$$N_{t,sd} = 20,3 + 82,5 = 102,8 \text{ kN}$$

O que comprova que não é necessário verificar.

### 8.5.3. Estado limite de utilização para os elementos do contraventamento lateral

Tal como para o contraventamento da fachada lateral, e considerando as mesmas condições limite, resume-se na tabela seguinte a verificação ao ELS do contraventamento da fachada lateral:

**Tabela 8.8** - Estado Limite de utilização para os elementos do contraventamento da cobertura

Elemento	Peso próprio (kN/m)	Comprimento (mm)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\delta$ (mm)
Montante 4	0,16	6000	30	$\approx 0$
Diagonal	0,05	7500	37,5	$\approx 0$

Sendo também aqui desprezáveis os deslocamentos verticais dos elementos.



## 9. Dimensionamento das bases dos pilares

Os apoios dos pilares são encastramentos e portanto trata-se de ligações sujeitas a M, V, e N, à excepção dos pilares tipo C da estrutura de suporte da placa que está apenas sujeita a esforço normal N.

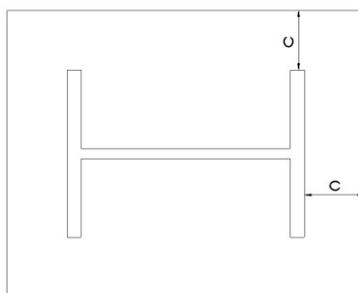
No que respeita a imposições normativas, o EC3 é omissivo e pouco restritivo relativamente ao dimensionamento de bases de pilares, abrindo a possibilidade de recurso a bibliografia especializada para efeitos de projecto destes elementos. O capítulo 6.11 “Bases dos Pilares” de (3) consiste em linhas de orientação de carácter genérico, remetendo o projectista para o Anexo L, onde estabelece:

- Momento resistente por unidade de comprimento,  $m_u$ , de uma linha da placa base, quer para a zona em compressão, quer para a zona em tracção:

$$m_u = \frac{t^2 f_y}{6\gamma_{M0}}$$

- Os esforços transmitidos à fundação pelos elementos comprimidos do suporte supõem-se uniformemente distribuídos pela placa base. A pressão resultante sobre a superfície não deve superar a resistência  $f_j$  da união, com uma largura adicional  $c$  que não deve exceder:

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_j\gamma_{M0}}}$$



**Figura 9.1** - Largura adicional “c” máxima da placa base

A resistência  $f_j$  da união é determinada através de:

$$f_j = \beta_j k_j f_{cd}$$

Em que:

$$\beta_j = 2/3$$

$$k_j = 1$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} - \text{valor efectivo da resistência à compressão do betão}$$

$f_{ck}$  – valor característico da resistência à compressão do betão

$\gamma_c = 1,5$  - coeficiente parcial de segurança para o betão

Considera-se que o betão usado nas sapatas é da classe C40/45, ou seja,  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$ .

$$f_{cd} = \frac{40}{1,5} = 26,7$$

Estas indicações são manifestamente insuficientes para uma completa verificação de resistência das bases a projectar, e por isso se segue um método descrito na bibliografia (em (4)), que para o primeiro caso é descrito, sendo aplicado nos casos seguintes.

### 9.1. Sapatas da estrutura resistente principal

Recordem-se os esforços na base de um pilar da estrutura resistente principal para a combinação de esforços crítica (Combinação 04):

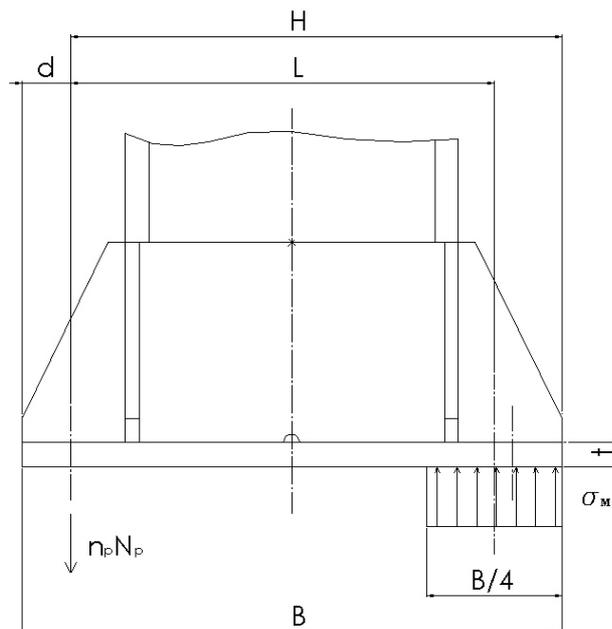
**Tabela 9.1** - Esforços na base de um pilar da estrutura resistente principal para a combinação crítica

Esforço	Valor
$M_{Sd}$	178,1 kN.m
$V_{Sd}$	49,6 kN
$N_{Sd}$	155,9 kN (T)

A geometria desta ligação é complexa, pelo que, como ponto de partida, é feito o pré-dimensionamento da placa base e dos chumbadouros.

### 9.1.1. Pré-dimensionamento

A base de um pilar quando sujeito a momento flector coloca uma parte da placa base em compressão e outra em tracção, agravada ou aliviada pela presença de esforço normal de compressão ou tracção. Admita-se então que a pressão de contacto é repartida de forma uniforme numa faixa de  $\frac{1}{4}$  da largura da placa base. Por outro lado, o alinhamento de parafusos na outra extremidade da placa é submetido a um esforço de tracção, como se apresenta na figura:



**Figura 9.2** - Esquema geral da base de um pilar com distribuição de tensões aproximada na zona comprimida

Para este caso, as dimensões assinaladas são:

**Tabela 9.2** - Dimensões para o pré-dimensionamento

H	450 mm
L	387,5 mm
d	50 mm
B	500 mm

Na Figura 9.2,  $N_p$  designa o esforço de tracção em cada chumbadouro,  $n_p$  o número de chumbadouros, e  $\sigma_M$  a tensão de compressão entre a placa base e a superfície de betão.

Assim, devido ao momento flector, uma linha de parafusos está sujeita a:

$$n_p N_p = \frac{M}{L}$$

$$n_p N_p = \frac{178,1 \times 10^3}{387,5} = 459,6 \text{ kN}$$

Como para a combinação crítica, o esforço normal é de tracção, o esforço normal a que cada um dos três parafusos aplicados por linha está sujeito, obtém-se de:

$$N_{p,sd} = \frac{n_p N_p}{n_p} + \frac{N_{sd}}{2n_p}$$

$$N_{p,sd} = \frac{459,6}{3} + \frac{155,9}{2 \times 3} = 179,2 \text{ kN}$$

O esforço normal resistente é calculado segundo o EC3 através de:

$$N_{Rd} = 0,85 \times F_{t,Rd} = 0,85 \times \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Adoptando parafusos M24, da classe de resistência 8.8 ( $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ ), e com  $A_s = 353 \text{ mm}^2$ :

$$N_{Rd} = 0,85 \times F_{t,Rd} = 0,85 \times \frac{0,9 \times 800 \times 353}{1,25} = 172,8 \text{ kN}$$

Observa-se que  $N_{p,sd} > N_{Rd}$ . Contudo, mais à frente o valor do esforço normal de cálculo será recalculado atendendo à posição real do eixo neutro da ligação, o que leva a uma diminuição do esforço normal sobre os parafusos.

A condição de resistência do betão na zona em compressão permite nesta fase determinar o valor mínimo da largura  $A$  da placa base:

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{\frac{B}{4} \times A} < f_{cd}$$

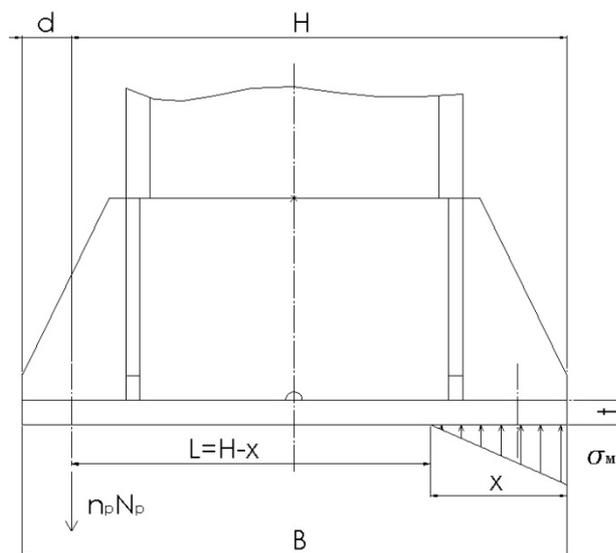
$$\sigma_M = \frac{459,6 \times 10^3}{\frac{500}{4} \times A_{min}} < 18,7$$

$$A_{min} > 196,6 \text{ mm}$$

Esta dimensão tem ainda que ser pelo menos igual à largura dos banzos do HE300B, ou seja,  $A_{min} > 300 \text{ mm}$ . Por uma questão de simetria, opta-se por  $A=500 \text{ mm}$ .

### 9.1.2. Método da viga equivalente

Fixadas as dimensões da placa base, é então possível determinar a posição do eixo neutro, considerando agora uma distribuição de tensões “triangular” na zona comprimida.



**Figura 9.3** – Esquema da base de um pilar com distribuição real de tensões na zona comprimida

A posição do eixo neutro é dada por:

$$x = m \frac{A_a}{A} \left( \sqrt{1 + \frac{2AH}{mA_a}} - 1 \right)$$

Com:

$$m = \frac{E_{aço}}{E_{betão}} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$A_a = n_p A_s$$

$$A_a = 3 \times 353 = 1059 \text{ mm}^2$$

$$x = 7,24 \times \frac{1059}{500} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 500 \times 450}{7,24 \times 1059}} - 1 \right) = 103,13 \text{ mm}$$

A dimensão L, é agora:

$$L = H - x = 450 - 103,13 = 346,87 \text{ mm}$$

E o esforço na linha de parafusos em tracção:

$$n_p N_p = \frac{M}{L + \frac{2x}{3}}$$

$$n_p N_p = \frac{178,1 \times 10^3}{346,87 + \frac{2 \times 103,13}{3}} = 428,5 \text{ kN}$$

Finalmente, o esforço por parafuso é:

$$N_{p,sd} = \frac{428,5}{3} + \frac{155,9}{2 \times 3} = 168,8 \text{ kN}$$

Verificando-se assim que efectivamente resistem aos esforços a que estão sujeitos.

A resistência do betão à compressão imposta pela placa base é também verificada:

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{\frac{1}{2} x_{en} A}$$

$$\sigma_M = \frac{428,5 \times 10^3}{\frac{1}{2} \times 103,13 \times 500} = 16,6 \text{ MPa} < 0,7 f_{cd} = 18,7 \text{ MPa}$$

### 9.1.3. Verificação ao esforço transversal

Os esforços de corte na base do pilar podem ser absorvidos de duas formas: através da resistência ao corte dos chumbadouros; ou com recurso a uma placa de contacto. Como neste caso não são significativos face aos restantes esforços, verifique-se se os chumbadouros resistem ao corte de cálculo:

$$V_{p,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{49,6}{6} = 8,3 \text{ kN}$$

A resistência ao esforço cortante de parafusos da qualidade 8.8, assumindo que o plano de corte atravessa a parte roscada é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Para os parafusos M24:

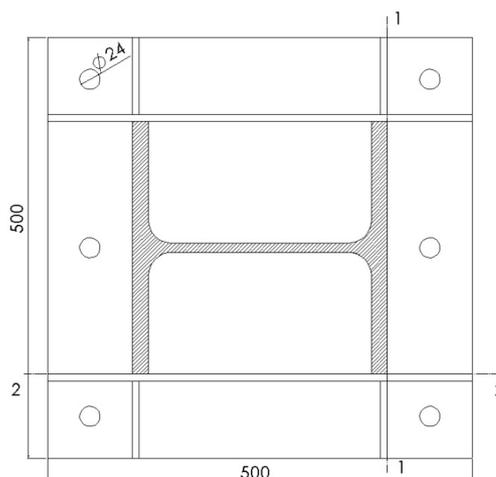
$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 135,6 \text{ kN}$$

Como se pode verificar, a resistência ao corte é muito superior ao esforço de cálculo, ficando por isso assegurada a resistência ao corte apenas por intermédio dos parafusos.

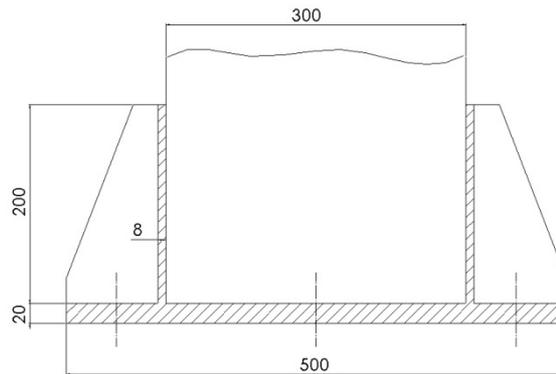
#### 9.1.4. Verificação da placa base

Resta agora determinar a espessura da placa base. Poder-se-ia optar por uma solução de placa base não reforçada, o que certamente levaria a uma espessura da placa superior. Contudo, neste caso recorre-se a cutelos de reforço em duas direcções ortogonais, de forma a diminuir os esforços de flexão na placa quer na zona em compressão, quer na zona em tracção, recorrendo a uma espessura menor para a placa base.

Considerem-se a figuras seguintes:



**Figura 9.4 - Vista de topo de uma base reforçada**



**Figura 9.5 - Seção 1-1**

Atendendo às dimensões estabelecidas, a área total da secção 1-1 é:

$$A_{\text{secção}} = At_b + n_{\text{cut}}h_{\text{cut}}t_{\text{cut}}$$

$$A_{\text{secção}} = 500 \times 20 + 2 \times 200 \times 8 = 13200 \text{ mm}^2$$

Para a mesma secção, a posição do centro geométrico em relação à base é:

$$Y_G = \frac{At_b Y_b + n_{\text{cut}}h_{\text{cut}}t_{\text{cut}}Y_{\text{cut}}}{A_{\text{secção}}}$$

$$Y_G = \frac{500 \times 20 \times 10 + 2 \times 200 \times 8 \times 120}{13200} = 36,7 \text{ mm}$$

É assim possível determinar o Momento de Inércia da secção:

$$I_{xx} = \frac{At_b^3}{12} + At_b(Y_G - Y_b)^2 + n_{\text{cut}} \left[ \frac{t_{\text{cut}}h_{\text{cut}}^3}{12} + t_{\text{cut}}h_{\text{cut}}(Y_{\text{cut}} - Y_G)^2 \right]$$

$$I_{xx} = \frac{500 \times 20^3}{12} + 500 \times 20 \times (36,7 - 10)^2 + 2 \times \left[ \frac{8 \times 200^3}{12} + 8 \times 200 \times (120 - 36,7)^2 \right] = 4,03 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

A que corresponde o modulo de resistência à flexão:

$$W_x = \frac{I_{xx}}{h_{\text{total}} - Y_G}$$

$$W_x = \frac{4,03 \times 10^7}{220 - 36,7} = 22,0 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Para o aço S235, o momento resistente da base reforçada é:

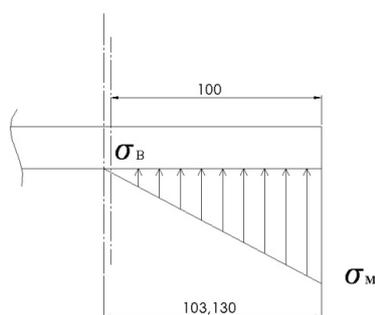
$$M_{Rd} = f_y W_x$$

$$M_{Rd} = 235 \times 22,0 \times 10^4 = 5,17 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

É possível determinar o momento de cálculo na base do pilar atendendo à geometria estabelecida:

$$M_{Sd} = \sigma_B \times L \times A \times \frac{1}{2} \times L + \frac{1}{2} \times (\sigma_M - \sigma_B) \times L \times A \times \frac{2}{3} \times L$$

A distribuição de tensões na zona comprimida da placa, que permite calcular  $\sigma_B$ :



**Figura 9.6** – Distribuição da tensão na interface sapata - betão

$$\sigma_B = \frac{103,13 - 100}{103,13} \times 16,6 = 0,5$$

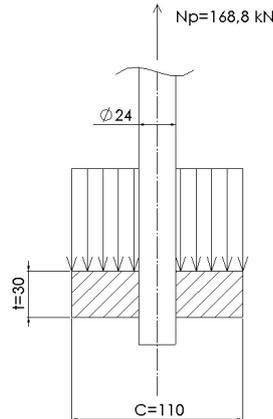
$$M_{Sd} = 0,5 \times 100 \times 500 \times \frac{1}{2} \times 100 + \frac{1}{2} \times (16,6 - 0,5) \times 100 \times 500 \times \frac{2}{3} \times 100$$

$$M_{Sd} = 2,81 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Como se pode constatar,  $M_{Rd} > M_{Sd}$ , pelo que, a resistência da base do pilar está verificada.

### 9.1.5. Ancoramento

Por fim, é necessário estabelecer o tipo de chumbadouros. Sabe-se já a dimensão nominal (M24), e que a qualidade do aço é 8.8. O ancoramento dos chumbadouros será neste caso feito por patela de contacto, como se apresenta na figura:



**Figura 9.7 - Patela de contacto**

O diâmetro da patela é dado por:

$$\frac{N_{p,sd}}{\frac{\pi}{4}(C^2 - D^2)} < 0,7f_{cd}$$

$$C > \sqrt{\frac{N_{p,sd}}{\frac{\pi}{4} \times 0,7f_{cd}} + D^2}$$

$$C > \sqrt{\frac{168,8 \times 10^3}{\frac{\pi}{4} \times 18,7} + 24^2} = 109,86 \text{ mm}$$

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

A pressão de contacto entre o disco e o betão é então:

$$\sigma_c = \frac{N_{p,sd}}{\frac{\pi}{4}(C^2 - D^2)}$$

$$\sigma_c = \frac{168,8 \times 10^3}{\frac{\pi}{4}(110^2 - 24^2)} = 18,65 \text{ MPa}$$

Para determinar a espessura  $t$  da patela,

$$\eta\sigma_c \left(\frac{C}{2t}\right)^2 \leq f_y$$

O valor de  $\eta$  é fornecido por (4), em função da relação  $C/D$ . Neste caso:

$$\frac{C}{D} = \frac{110}{24} = 4,6 \approx 5 \Rightarrow \eta = 3,36$$

Assim:

$$t \geq \sqrt{\frac{\eta \sigma_c C}{4 f_y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{3,36 \times 18,65 \times 110^2}{4 \times 235}} = 28,4 \text{ mm}$$

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

## 9.2. Sapatas dos pilares de empena anteriores

A base dos pilares de empena será dimensionada de forma semelhante ao caso anterior. Para a combinação de acções crítica sobre os pilares, os esforços de cálculo na base são:

**Tabela 9.3** - Esforços na base de um pilar de empena

Esforço	Valor
M <sub>Sd</sub>	109,7 kN.m
V <sub>Sd</sub>	48,4 kN
N <sub>Sd</sub>	22,4 kN (T)

### 9.2.1. Pré-dimensionamento

O esquema para pré-dimensionamento a seguir é semelhante ao caso anterior, considerando agora:

**Tabela 9.4** - Dimensões para o pré-dimensionamento da sapata do pilar de empena

H	350 mm
L	300 mm
d	50 mm
B	400 mm

O momento flector sujeita uma linha de parafusos a:

$$n_p N_p = \frac{M}{L}$$

$$n_p N_p = \frac{109,7 \times 10^3}{300} = 365,7 \text{ kN}$$

Para as sapatas dos pilares de empena consideram-se apenas 2 parafusos por linha:

$$N_{p,sd} = \frac{n_p N_p}{n_p} + \frac{N_{sd}}{2n_p}$$

$$N_{p,sd} = \frac{365,7}{3} + \frac{22,4}{2 \times 3} = 125,6 \text{ kN}$$

O esforço normal resistente é calculado segundo o EC3, sendo neste caso escolhidos parafusos M24, da classe de resistência 8.8 ( $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ ), e com  $A_s = 353 \text{ mm}^2$ :

$$N_{Rd} = 0,85 \times F_{t,Rd} = 0,85 \times \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$N_{Rd} = 0,85 \times F_{t,Rd} = 0,85 \times \frac{0,9 \times 800 \times 353}{1,25} = 172,8 \text{ kN}$$

A resistência dos parafusos está desde já assegurada, pelo que o cálculo do eixo neutro real da ligação apenas irá aumentar a margem de segurança.

Considerando que betão da mesma qualidade será usado nas fundações destes elementos, o valor mínimo da largura A da placa base é:

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{\frac{B}{4} \times A} < f_{cd}$$

$$\sigma_M = \frac{365,7 \times 10^3}{\frac{400}{4} \times A_{min}} < 18,7$$

$$A_{min} > 195,6 \text{ mm}$$

À semelhança da opção tomada para as bases dos pilares da estrutura resistente principal, e como  $A_{min}$  assim o permite, opta-se por  $A=400 \text{ mm}$ .

### 9.2.2. Método da viga equivalente

Fixadas as dimensões da placa base, é então possível determinar a posição do eixo neutro, considerando agora uma distribuição de tensões “triangular” na zona comprimida (recorde-se a Figura 9.3).

A posição real do eixo neutro, calcula-se atendendo a:

$$m = \frac{E_{aço}}{E_{betão}} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$A_a = n_p A_s$$

$$A_a = 3 \times 353 = 1059 \text{ mm}^2$$

$$x = m \frac{A_a}{A} \left( \sqrt{1 + \frac{2AH}{mA_a}} - 1 \right)$$

$$x = 7,24 \times \frac{1059}{400} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 400 \times 350}{7,24 \times 1059}} - 1 \right) = 98,25 \text{ mm}$$

A dimensão L é:

$$L = H - x = 350 - 98,25 = 251,75 \text{ mm}$$

Na linha de parafusos em tracção:

$$n_p N_p = \frac{M}{L + \frac{2x}{3}}$$

$$n_p N_p = \frac{109,7 \times 10^3}{251,75 + \frac{2 \times 98,25}{3}} = 345,8 \text{ kN}$$

O que corresponde ao esforço por parafuso:

$$N_{p,sa} = \frac{345,8}{2} + \frac{22,4}{2 \times 3} = 119,0 \text{ kN}$$

Verificando-se, como seria de esperar, que a margem de segurança aumentou. Refira-se também, que diminuindo a secção dos parafusos para o tamanho imediatamente inferior, a resistência dos parafusos deixa de se verificar.

O betão resiste também ao esforço de compressão que lhe é aplicado:

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{\frac{1}{2} x_{en} A}$$

$$\sigma_M = \frac{345,8 \times 10^3}{\frac{1}{2} \times 98,25 \times 400} = 17,6 \text{ MPa} < 0,7 f_{cd} = 18,7 \text{ MPa}$$

### 9.2.3. Verificação ao esforço transverso

A resistência dos chumbadouros ao esforço de cálculo determina se é necessário ou não recorrer a placa de contacto para absorver esforço transverso:

$$V_{p,sd} = \frac{V_{Sd}}{n_p} = \frac{48,4}{6} = 8,1 \text{ kN}$$

Assumindo também aqui que o plano de corte atravessa a parte roscada, a resistência ao esforço cortante de parafusos M24 da qualidade 8.8 é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

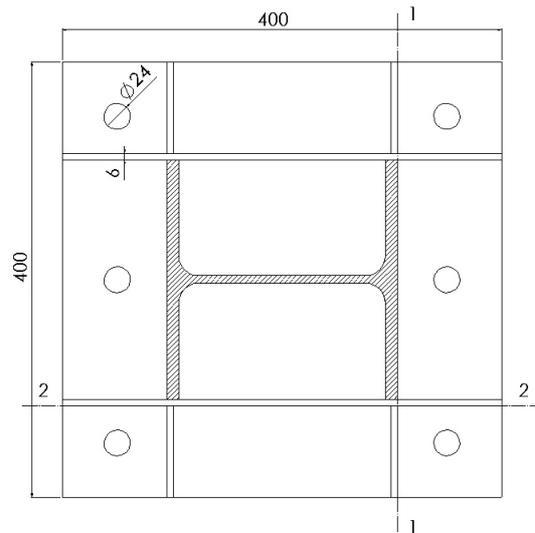
$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 135,6 \text{ kN}$$

Assim, a resistência ao esforço transverso dos parafusos é suficiente para resistir ao esforço transverso de cálculo.

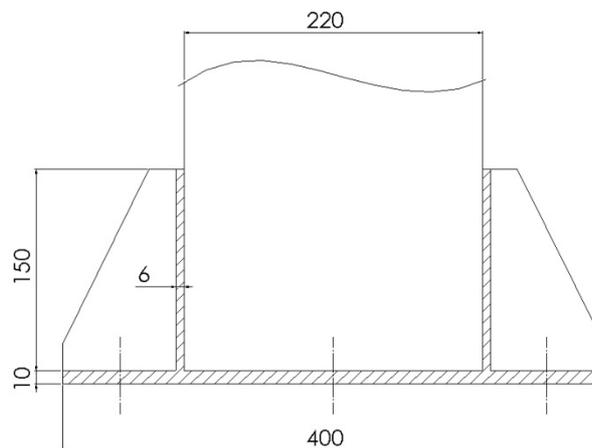
### 9.2.4. Placa base

Mais uma vez, os esforços ao nível da base do pilar são significativamente elevados, optando-se novamente por uma configuração de placa base reforçada por cutelos.

Considerem-se as figuras seguintes:



**Figura 9.8** – Vista de topo da base do pilar de empena



**Figura 9.9** – Secção 1-1 da base de um pilar de empena

Para as dimensões assinaladas, a área total da secção 1-1 é:

$$A_{\text{secção}} = At_b + n_{\text{cut}}h_{\text{cut}}t_{\text{cut}}$$

$$A_{\text{secção}} = 400 \times 10 + 2 \times 150 \times 6 = 5800 \text{ mm}^2$$

Para a mesma secção, a posição do centro geométrico em relação à base é:

$$Y_G = \frac{At_b Y_b + n_{\text{cut}}h_{\text{cut}}t_{\text{cut}} Y_{\text{cut}}}{A_{\text{secção}}}$$

$$Y_G = \frac{400 \times 10 \times 5 + 2 \times 150 \times 6 \times 85}{5800} = 29,8 \text{ mm}$$

Determina-se o Momento de Inércia da secção:

$$I_{xx} = \frac{At_b^3}{12} + At_b(Y_G - Y_b)^2 + n_{cut} \left[ \frac{t_{cut}h_{cut}^3}{12} + t_{cut}h_{cut}(Y_{cut} - Y_G)^2 \right]$$

$$I_{xx} = \frac{400 \times 10^3}{12} + 400 \times 10 \times (29,8 - 5)^2 + 2 \times \left[ \frac{6 \times 150^3}{12} + 6 \times 150 \times (85 - 29,8)^2 \right] = 1,13 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

A que corresponde o módulo de resistência à flexão:

$$W_x = \frac{I_{xx}}{h_{total} - Y_G}$$

$$W_x = \frac{1,13 \times 10^7}{160 - 29,8} = 8,72 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Para o aço S355, o momento resistente da base reforçada é:

$$M_{Rd} = f_y W_x$$

$$M_{Rd} = 355 \times 8,72 \times 10^4 = 3,10 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Determina-se agora o momento de cálculo na base do pilar:

$$M_{Sd} = \sigma_B \times L \times A \times \frac{1}{2} \times L + \frac{1}{2} \times (\sigma_M - \sigma_B) \times L \times A \times \frac{2}{3} \times L$$

$$\sigma_B = \frac{98,25 - 95}{98,25} \times 17,6 = 0,58$$

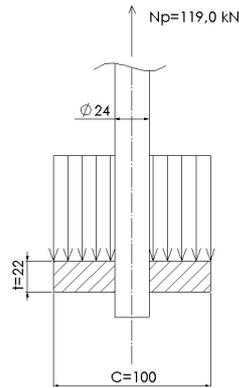
$$M_{Sd} = 0,58 \times 95 \times 400 \times \frac{1}{2} \times 95 + \frac{1}{2} \times (17,6 - 0,58) \times 95 \times 400 \times \frac{2}{3} \times 95$$

$$M_{Sd} = 2,15 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Como  $M_{Rd} > M_{Sd}$ , a resistência da base do pilar está assegurada.

### 9.2.5. Ancoramento

Recorre-se novamente a ancoramento por patela de contacto, pois o posicionamento (suficientemente afastado) dos chumbadouros assim o permite.



**Figura 9.10** - Patela de contacto para os chumbadouros das sapatas dos pilares de empena

O diâmetro da patela é:

$$\frac{N_{p,Sd}}{\frac{\pi}{4}(C^2 - D^2)} < 0,7f_{cd}$$

$$C > \sqrt{\frac{N_{p,Sd}}{\frac{\pi}{4} \times 0,7f_{cd}} + D^2}$$

$$C > \sqrt{\frac{119,0 \times 10^3}{\frac{\pi}{4} \times 18,7} + 24^2} = 93,2 \text{ mm}$$

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

Entre a patela e o betão estabelece-se a pressão de contacto:

$$\sigma_c = \frac{N_{p,Sd}}{\frac{\pi}{4}(C^2 - D^2)}$$

$$\sigma_c = \frac{119,0 \times 10^3}{\frac{\pi}{4}(100^2 - 24^2)} = 16,1 \text{ MPa}$$

Para determinar a espessura  $t$  da patela,

$$\eta\sigma_c \left(\frac{C}{2t}\right)^2 \leq f_y$$

O valor de  $\eta$  é mais uma vez fornecido por (4), em função da relação  $C/D$ .

$$\frac{C}{D} = \frac{100}{24} \approx 4,0$$

Neste caso, interpolando entre C/D=3 e C/D=5:

$$\eta = 2,66$$

Assim:

$$t \geq \sqrt{\frac{\eta \sigma_c C}{4 f_y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2,66 \times 16,87 \times 100^2}{4 \times 235}} = 21,8 \text{ mm}$$

$$t = 22 \text{ mm}$$

### 9.3. Sapatas da estrutura de suporte da placa

Para dimensionar as bases dos pilares da estrutura de suporte da placa, o mesmo procedimento será seguido, notando agora que para a combinação crítica as sapatas se encontram sob compressão.

As reacções nestes apoios são:

**Tabela 9.5** - Esforços na base dos pilares da estrutura de suporte da placa

<b>Esforço</b>	<b>Pilar A</b>	<b>Pilar B</b>	<b>Pilar C</b>
M <sub>Sd</sub>	65,8 kN.m	4,9 kN.m	21,2 kN.m
V <sub>Sd</sub>	56,9 kN	3,3 kN	30,4 kN
N <sub>Sd</sub>	150,1 kN (C)	360,2 kN (C)	135,1 kN (C)

De referir que, relativamente aos pilares A e C, embora para a combinação crítica apresentem reacções distintas, serão implementadas sapatas iguais nos dois pilares, dimensionadas para os maiores esforços (presentes na base do pilar A).

Para o pilar B, será necessário estabelecer novas considerações em virtude da natureza dos esforços a que está sujeito.

### 9.3.1. Pilares A e C

#### 9.3.1.1. Pré-dimensionamento

Para o pré-dimensionamento desta sapata segue-se o esquema a seguir:

**Tabela 9.6** – Dimensões a ter em conta no pré-dimensionamento da sapata do pilar A

H	310 mm
L	266,25 mm
d	40 mm
B	350 mm

O momento flector tracciona uma linha de parafusos:

$$n_p N_p = \frac{M}{L}$$

$$n_p N_p = \frac{65,8 \times 10^3}{266,25} = 247,1 \text{ kN}$$

Contudo, este esforço é aliviado pela presença de esforço normal de compressão:

$$N_{p,sd} = \frac{n_p N_p}{n_p} - \frac{N_{sd}}{2n_p}$$

$$N_{p,sd} = \frac{247,1}{3} - \frac{150,1}{2 \times 3} = 57,4 \text{ kN}$$

São utilizados parafusos M20, da classe de resistência 4.6 ( $f_{ub} = 400 \text{ MPa}$ ), e com  $A_s = 245 \text{ mm}^2$ :

$$N_{Rd} = 0,85 \times F_{t,Rd} = 0,85 \times \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$N_{Rd} = 0,85 \times F_{t,Rd} = 0,85 \times \frac{0,9 \times 400 \times 245}{1,25} = 59,98 \text{ kN}$$

Assim, a resistência dos parafusos é verificada.

Mantendo a mesma classe de betão, o valor mínimo da largura A da placa base é:

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{\frac{B}{4} \times A} < f_{cd}$$

$$\sigma_M = \frac{247,1 \times 10^3}{\frac{350}{4} \times A_{min}} < 18,7$$

$$A_{min} > 151,0 \text{ mm}$$

Neste caso, opta-se por A=350 mm.

### 9.3.1.2. Método da viga equivalente

Determina-se a posição do eixo neutro da ligação, atendendo à distribuição de tensões real.

$$m = \frac{E_{aço}}{E_{betão}} = \frac{210}{29} = 7,24$$

$$A_a = n_p A_s$$

$$A_a = 3 \times 245 = 735 \text{ mm}^2$$

$$x = m \frac{A_a}{A} \left( \sqrt{1 + \frac{2AH}{mA_a}} - 1 \right)$$

$$x = 7,24 \times \frac{735}{350} \times \left( \sqrt{1 + \frac{2 \times 350 \times 310}{7,24 \times 735}} - 1 \right) = 83,07 \text{ mm}$$

A dimensão L vale agora:

$$L = H - x = 310 - 83,07 = 226,93 \text{ mm}$$

Na linha de parafusos em tracção devido ao momento flector:

$$n_p N_p = \frac{M}{L + \frac{2x}{3}}$$

$$n_p N_p = \frac{65,8 \times 10^3}{226,93 + \frac{2 \times 83,07}{3}} = 233,08 \text{ kN}$$

O que corresponde ao esforço por parafuso:

$$N_{p,sa} = \frac{233,08}{3} - \frac{150,1}{2 \times 3} = 52,7 \text{ kN}$$

O que comprova a resistência dos parafusos ao esforço a que estão sujeitos.

O betão é sujeito a um esforço de compressão elevado, mas a sua resistência é igualmente assegurada:

$$\sigma_M = \frac{n_p N_p}{\frac{1}{2} x_{en} A}$$

$$\sigma_M = \frac{233,08 \times 10^3}{\frac{1}{2} \times 83,07 \times 350} = 16,03 \text{ MPa} < 0,7 f_{cd} = 18,7 \text{ MPa}$$

### 9.3.1.3. Verificação ao esforço transverso

O esforço transverso neste caso é reduzido, pelo que se verifica que também aqui não é necessário recorrer a outros elementos, para além dos parafusos, para resistir a este esforço.

$$V_{p,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p} = \frac{56,9}{6} = 9,5 \text{ kN}$$

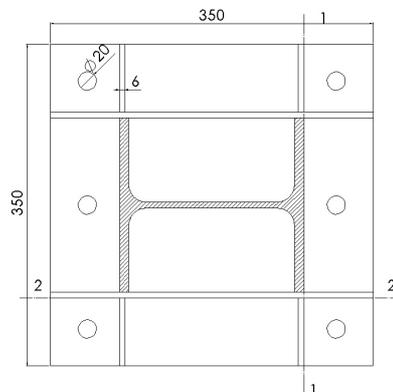
Considerando que o plano de corte atravessa a parte roscada:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

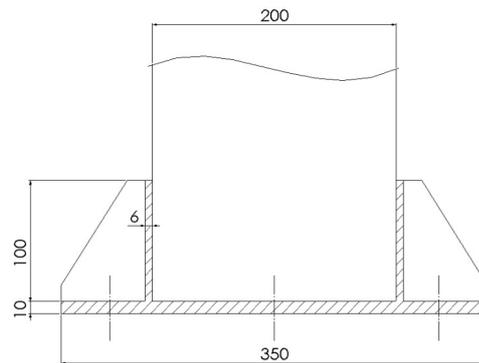
$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 400 \times 245}{1,25} = 47,04 \text{ kN}$$

### 9.3.1.4. Placa base

O esquema de reforço da placa base é:



**Figura 9.11** – Vista de topo da base do pilar A (ou C)



**Figura 9.12** – Seção 1-1 da base do pilar A (ou C)

A área total da seção 1-1 é:

$$A_{seção} = At_b + n_{cut}h_{cut}t_{cut}$$

$$A_{seção} = 350 \times 10 + 2 \times 100 \times 6 = 4700 \text{ mm}^2$$

A posição do centro geométrico em relação à base é:

$$Y_G = \frac{At_b Y_b + n_{cut}h_{cut}t_{cut} Y_{cut}}{A_{seção}}$$

$$Y_G = \frac{350 \times 10 \times 5 + 2 \times 100 \times 6 \times 60}{4700} = 19,04 \text{ mm}$$

E o Momento de Inércia da seção é:

$$I_{xx} = \frac{At_b^3}{12} + At_b(Y_G - Y_b)^2 + n_{cut} \left[ \frac{t_{cut}h_{cut}^3}{12} + t_{cut}h_{cut}(Y_{cut} - Y_G)^2 \right]$$

$$I_{xx} = \frac{350 \times 10^3}{12} + 350 \times 10 \times (19,04 - 5)^2 + 2 \times \left[ \frac{6 \times 100^3}{12} + 6 \times 100 \times (60 - 19,04)^2 \right] = 3,73 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

A que corresponde o módulo de resistência à flexão:

$$W_x = \frac{I_{xx}}{h_{total} - Y_G}$$

$$W_x = \frac{3,73 \times 10^6}{110 - 19,04} = 4,10 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Para o aço S355, o momento resistente da base reforçada é:

$$M_{Rd} = f_y W_x$$

$$M_{Rd} = 355 \times 4,10 \times 10^4 = 1,46 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Neste caso, o momento de cálculo é:

$$M_{Sd} = \sigma_B \times L \times A \times \frac{1}{2} \times L + \frac{1}{2} \times (\sigma_M - \sigma_B) \times L \times A \times \frac{2}{3} \times L$$

$$\sigma_B = \frac{83,07 - 80}{83,07} \times 16,03 = 0,59$$

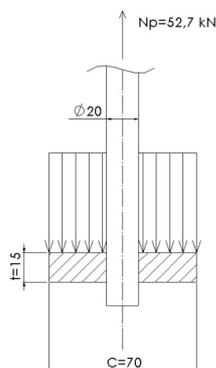
$$M_{Sd} = 0,59 \times 80 \times 350 \times \frac{1}{2} \times 80 + \frac{1}{2} \times (16,03 - 0,59) \times 80 \times 350 \times \frac{2}{3} \times 80$$

$$M_{Sd} = 1,22 \times 10^7 \text{ N.mm}$$

Verifica-se a resistência da base do pilar, pois  $M_{Rd} > M_{Sd}$ .

#### 9.3.1.5. Ancoramento

Seguindo o que até aqui foi feito, mantém-se a escolha de chumbadouros com patela de contacto.



**Figura 9.13** - Patela de contacto para os chumbadouros da sapata do pilar A

O diâmetro da patela é:

$$\frac{N_{p,Sd}}{\frac{\pi}{4} (C^2 - D^2)} < 0,7 f_{cd}$$

$$C > \sqrt{\frac{N_{p,Sd}}{\frac{\pi}{4} \times 0,7 f_{cd}} + D^2}$$

$$C > \sqrt{\frac{52,7 \times 10^3}{\frac{\pi}{4} \times 18,7} + 20^2} = 63,15 \text{ mm}$$

$$C = 70 \text{ mm}$$

Entre a patela e o betão estabelece-se a pressão de contacto:

$$\sigma_c = \frac{N_{p,sa}}{\frac{\pi}{4}(C^2 - D^2)}$$

$$\sigma_c = \frac{52,7 \times 10^3}{\frac{\pi}{4}(70^2 - 20^2)} = 14,9 \text{ MPa}$$

Para determinar a espessura  $t$  da patela,

$$\eta \sigma_c \left(\frac{C}{2t}\right)^2 \leq f_y$$

O valor de  $\eta$  apontado por (4), para este caso é:

$$\frac{C}{D} = \frac{70}{20} \approx 4$$

$$\eta = 2,66$$

Assim:

$$t \geq \sqrt{\frac{\eta \sigma_c C}{4 f_y}}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2,66 \times 14,9 \times 70^2}{4 \times 235}} = 14,4 \text{ mm}$$

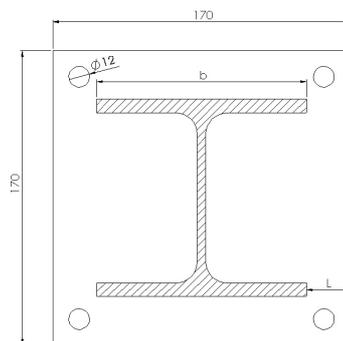
$$t = 15 \text{ mm}$$

### 9.3.2. Pilar B

O pilar B é o único sob acção exclusiva de esforço normal de compressão, pelo que o dimensionamento é feito de forma diferente da seguida até aqui.

Na ausência de momento flector e esforço transversal, o dimensionamento da base do pilar passa por assegurar a resistência do betão ao esforço de compressão de cálculo. Neste caso os parafusos têm apenas como finalidade assegurar um correcto

posicionamento e montagem do pilar, sendo necessários para resistir a eventuais solicitações que ocorram na fase de montagem (4).



**Figura 9.14 - Vista de topo da base do pilar B**

Comece-se por fixar as dimensões da placa base, de forma a garantir que a tensão de contacto não ultrapasse o valor da tensão resistente do betão à compressão:

$$\frac{N_{Sd}}{S_u} \leq 0,7f_{cd}$$

Em que  $S_u$  corresponde á área reduzida da secção:

$$S_u = S - A_f$$

E  $A_f$  é a área total da furação. Assim, resulta:

$$\left( A \times B - n_f \times \frac{\pi D^2}{4} \right) \times 0,7f_{cd} \geq N_{Sd}$$

Após várias tentativas, e tendo em conta que se trata de uma secção HE120A (114x120), escolheu-se:

$$A = 170 \text{ mm}, B = 170 \text{ mm}$$

Consideram-se parafusos M12:

$$\left( 170 \times 170 - 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} \right) \times 0,7 \times 18,7 = 372,4 \text{ kN} \geq 360,2 \text{ kN}$$

O dimensionamento da espessura da placa pode ser efectuado considerando a flexão de uma viga em balanço sob acção de uma carga uniformemente distribuída igual à tensão de contacto  $\sigma_c$ .

$$\sigma_c = \frac{N_{Sd}}{A \times B - n_f \times \frac{\pi D^2}{4}}$$

$$\sigma_c = \frac{360,2 \times 10^3}{170 \times 170 - 4 \times \frac{\pi \times 12^2}{4}} = 12,66 \text{ N/mm}^2$$

Considerando uma faixa de 10 mm de espessura, calcula-se o momento máximo na secção crítica:

$$M_x = \sigma_c b \frac{l^2}{2}$$

$$M_x = 12,66 \times 120 \times \frac{25^2}{2} = 474,8 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

$$W_x = \frac{1}{6} b t^2$$

$$W_x = \frac{1}{6} \times 120 \times t^2$$

Em função da tensão resistente do aço S355, é então possível determinar a espessura mínima  $t$ :

$$\sigma_f = \frac{M_x}{W_x} \leq \sigma_{Rd} = f_y$$

$$\frac{474,8 \times 10^3}{\frac{1}{6} \times 120 \times t^2} \leq 355$$

$$t \geq 8,18 \text{ mm}$$

Escolhe-se  $t = 10 \text{ mm}$ .

Como referido, utilizam-se 4 parafusos M12. Recomenda-se a “Fixação metálica de segurança HST M12x145/50” da “Hilti”.

## **10. Projecto de Ligações**

O dimensionamento de ligações aparafusadas e soldadas encerra este trabalho. Como todos os elementos estruturais devidamente dimensionados, interessa agora estabelecer ligações que cumpram os pressupostos de rigidez e resistência assumidos no seu dimensionamento.

Este trabalho define-se pela variedade de situações tratadas segundo os Eurocódigos, e o projecto de ligações não é excepção. Neste capítulo são projectadas ligações aparafusadas e soldadas, permitindo fazer uma consulta geral das desinências do EC3 no Cap. 6 e Anexo J.

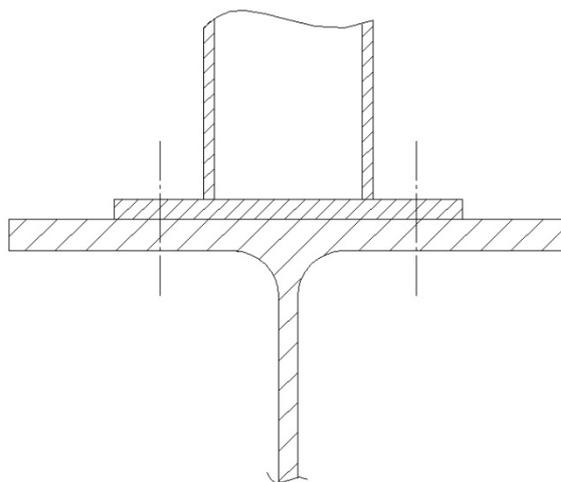
As características geométricas dos elementos de ligação doravante utilizados são fornecidas pela referência (10).

### **10.1. Estrutura resistente principal**

A viga armada da estrutura resistente principal é ligada aos pilares através de ligações aparafusadas com placa de testa, assim como a ligação no cume. De acordo com o EC3, Cap. 6, as ligações ao corte que de seguida se dimensionam são da Categoria A – ligações aparafusadas correntes; no que respeita a ligações traccionadas, estas pertencem à Categoria D – ligações com parafusos não pré-esforçados. Por consulta do Quadro 6.5.2 do EC3, obtêm-se os critérios de resistência adequados.

Os elementos da viga arma são soldados entre si. A segurança da ligação é verificada através do disposto no Anexo K do EC3, quer no que respeita à geometria dos elementos ligados e aos mecanismos de ruína associados, quer relativamente ao cordão de soldadura a implementar.

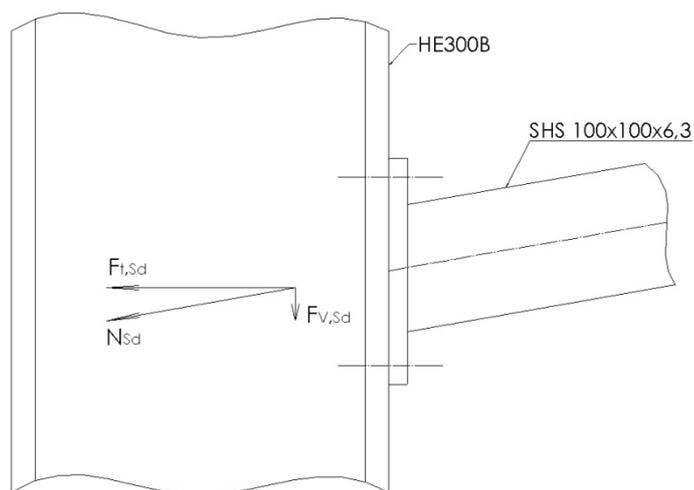
Para verificação de resistência dos vários elementos intervenientes na ligação, o EC3 considera o modelo de “Flange T”, como se representa na figura seguinte, em que o esforço de tracção na ligação pode ser repartido pela fiada de parafusos, a placa de testa, e o banzo do pilar em diferente proporção, o que determina o modo de ruína a considerar, de acordo com a Figura J.3.3 do Anexo J.



**Figura 10.1 – Flange T**

### 10.1.1. Ligação entre banzos da viga armada e coluna

A ligação entre os banzos da viga armada e os pilares da estrutura resistente principal é feita através de uma chapa de testa. Recorde-se que os elementos da viga armada estão, por definição, sujeitos a esforço normal. Assim, os parafusos da ligação estão sob tracção e corte.



**Figura 10.2 – Ligação viga armada – pilar (o sentido das forças  $F$  varia consoante o elemento esteja sob compressão ou tracção)**

Os modos de ruína previstos para esta ligação são:

- Pilar
  - Plastificação do banzo
  - Plastificação da alma
- Chapa de testa
  - Plastificação da chapa de testa
- Parafusos
  - Tracção nos parafusos
  - Corte nos parafusos

No que respeita à resistência do pilar, em 6.5.3 foram já feitas as devidas verificações. O Anexo J indica o critério de resistência ao corte para a alma do pilar, que se constata igual ao já assinalado no Cap. 5.4.6 do EC3.

Para a Combinação 04: acção de base vento longitudinal (ver 6.2), ocorre o esforço máximo numa ligação viga - pilar, que corresponde ao esforço de tracção do elemento 6:

$$N_{t,Sd} = 349,2 \text{ kN}$$

Partindo desta solicitação dimensiona-se a ligação entre a viga armada e o pilar, assumindo.

#### **Dimensionamento dos parafusos**

A inclinação de  $10^\circ$  da cobertura converte o esforço normal no banzo, nas seguintes componentes na ligação:

- Força de tracção de cálculo

$$F_{t,Sd} = N_{Sd} \cos(10^\circ) = 343,9 \text{ kN}$$

- Força de corte na ligação

$$F_{v,Sd} = N_{Sd} \sin(10^\circ) = 60,6 \text{ kN}$$

Pode aqui observar-se que não há necessidade de reforçar a alma do pilar, pois o esforço de tracção imposto é inferior ao valor da resistência da alma do pilar ao esforço transversal:

$$V_{pl,Rd} = 585,3 \text{ kN} > F_{t,Sd}$$

A resistência de ligações traccionadas é verificada através de (Quadro 6.5.2 EC3):

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

A resistência de ligações aparafusadas ao corte é assegurada se:

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

Além disso, parafusos que estejam simultaneamente à tracção e ao corte devem satisfazer a condição:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

O cálculo da resistência ao corte dos parafusos é feito em função da classe de qualidade do parafuso. Admitindo, desde já, que os parafusos serão da classe 8.8, e ainda, conservativamente, que o plano de corte atravessa a parte roscada, a resistência ao corte de um parafuso é dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

A resistência à tracção de um parafuso é calculada através de:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Observando as forças na ligação, parte-se do valor da força de tracção para determinar a área de secção mínima dos parafusos.

Considerem-se então 4 parafusos:

$$F_{t,Sd} = \frac{343,9}{4} = 86,0 \text{ kN/parafuso}$$

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$86,0 \leq \frac{0,9 \times 800 \times A_s}{1,25} \Leftrightarrow A_s \geq 149,3 \text{ mm}^2$$

Consultando a referência (10), escolhe-se parafusos M16, pois  $A_s = 157 \text{ mm}^2$ .

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 157}{1,25} = 90,4 \text{ kN}$$

Quanto ao esforço de corte, em cada parafuso o valor de cálculo é:

$$F_{v,Sd} = \frac{60,6}{4} = 15,15 \text{ kN}$$

O valor da resistência de um parafuso M16 8.8 ao corte é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60,3 \text{ kN}$$

Verificando-se assim a resistência dos parafusos ao corte.

Finalmente, falta verificar condição:

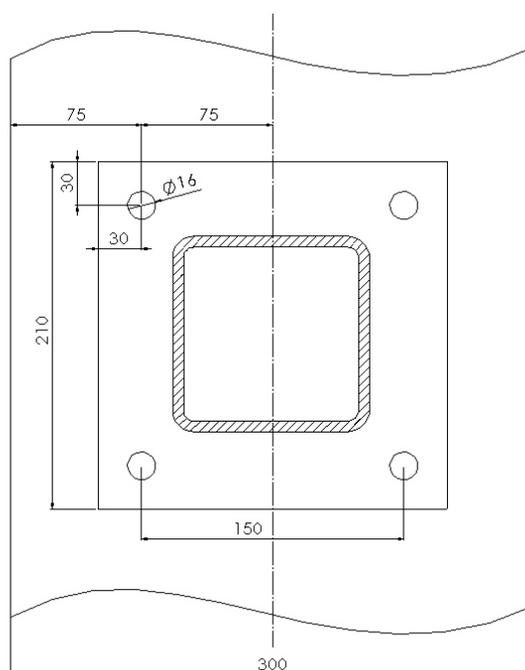
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{15,15}{60,3} + \frac{86,0}{1,4 \times 90,4} = 0,93 \leq 1,0$$

Sendo igualmente respeitada.

### **Resistência da placa de testa**

Considere-se a geometria da ligação:



**Figura 10.3** – Geometria da ligação

Admitindo uma placa de testa com 210x210x20, e atendendo à disposição dos fusos para parafusos, estabelecem-se as seguintes considerações geométricas:

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

$$m = \frac{w - b}{2} = \frac{150 - 100}{2} = 25 \text{ mm}$$

$$n = \min(e; 1,25 \times m) = 30 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{30}{25} = 1,2$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 1,2}{2 \times 1,2 + 1} = 0,7$$

Os quatro parafusos correspondem a duas fiadas que, como tal, são ambas nas extremidades. Tendo em conta que se trata de uma placa de testa, o comprimento característico  $l_{eff}$  é o menor dos seguintes valores:

$$l_{eff,a} = 0,5b_p = 105 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5w + 2m + 0,625e = 143,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 4m + 2,25e = 167,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 2\pi m = 157,1 \text{ mm}$$

Assim,  $l_{eff,a} = 105 \text{ mm}$ .

O momento plástico é dado pela equação seguinte:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 110 \times 20^2 \times 235}{1,1} = 2,24 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína (de acordo com a Figura J.3.3 do Anexo J):

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

Em que:

$\sum B_{t,Rd}$  – Somatório da resistência à tracção dos parafusos de uma fiada

$$\sum B_{t,Rd} = 2 \times 90,4 = 180,8 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 2,24 \times 10^3}{25 \times 180,8} = 1,98$$

Como  $\beta < 2$ , o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 2,24 \times 10^3 + 30 \times 180,8}{25 + 30} = 180,1 \text{ kN}$$

Como  $F_{t,Sd} = 172 \text{ kN}$ , a resistência da secção está verificada.

### **Resistência do banzo do pilar**

Recupere-se a Figura 10.3. O cálculo da resistência do banzo do pilar tem também em conta as propriedades geométricas da ligação.

$$e_b = 75 \text{ mm}$$

$$m = \frac{w - t_w}{2} - 0,8 \times r = \frac{150 - 11}{2} - 0,8 \times 27 = 47,9 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_b; 1,25 \times m) = 71,9 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{71,9}{47,9} = 1,5$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 1,5}{2 \times 1,5 + 1} = 0,75$$

Apenas se apresentam duas fiadas de parafusos, pelo que ambas são fiadas de extremidade. Para o caso de colunas não reforçadas, o comprimento característico  $l_{eff}$  é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$l_{eff,b} = 0,5p + 2m + 0,625e = 217,7 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 4m + 1,25e = 285,4 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m = 301,0 \text{ mm}$$

Ou seja,  $l_{eff,b} = 217,7 \text{ mm}$ .

O momento plástico é dado pela equação seguinte:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 217,7 \times 19^2 \times 235}{1,1} = 4,2 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína (de acordo com a figura J.3.3 do Anexo J):

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

Em que:

$\sum B_{t,Rd}$  – Somatório da resistência à tracção dos parafusos de uma fiada

$$\sum B_{t,Rd} = 2 \times 90,4 = 180,8 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 4,2 \times 10^3}{47,9 \times 180,8} = 1,94$$

Ou seja, o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 4,2 \times 10^3 + 71,9 \times 180,8}{47,9 + 71,9} = 178,6 \text{ kN}$$

Como  $F_{t,Sd} = 172 \text{ kN}$ , a resistência da secção está verificada.

### **Resistência ao esmagamento**

O esforço de cálculo, por parafuso, é:

$$F_{v,Sd} = 15,15 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento, indicada no Quadro 6.5.3 do EC3, é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

Em que  $\alpha$  é o menor dos seguintes valores:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1$$

Neste caso,

$$\alpha = 1$$

Considerando  $t=18$  mm (que é a menor espessura entre as chapas que são unidas):

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 16 \times 19}{1,25} = 207,4 \text{ kN}$$

E assim o critério especificado no Quadro 6.5.2 do EC3,  $F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$ , é respeitado.

### 10.1.2. Cume

A ligação de cume é uma ligação simétrica, em que a resistência dos parafusos e da chapa de testa determinam a estabilidade da união.

O maior esforço que se pode encontrar no cume ocorre para a Combinação 04:

$$N_{t,Sd} = 402,3 \text{ kN}$$

Sendo este o esforço a considerar para os cálculos que se seguem.

### Dimensionamento dos parafusos

Como o esforço de tracção é maior, parte-se desse valor para a escolha dos parafusos. Mais uma vez há que repartir o esforço normal dos elementos nas suas componentes de corte e normal nos parafusos:

- Força de tracção de cálculo

$$F_{t,Sd} = N_{Sd} \cos(10^\circ) = 396,2 \text{ kN}$$

- Força de corte na ligação

$$F_{v,Sd} = N_{Sd} \sin(10^\circ) = 69,9 \text{ kN}$$

Seguindo os mesmos pressupostos estabelecidos no ponto anterior, e considerando 4 parafusos da classe 8.8, parte-se do valor da força de tracção para determinar a área de secção mínima dos parafusos:

$$F_{t,Sd} = \frac{396,4}{4} = 99,1 \text{ kN/parafuso}$$

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$99,1 \leq \frac{0,9 \times 800 \times A_s}{1,25} \Leftrightarrow A_s \geq 172,0 \text{ mm}^2$$

Escolhe-se parafusos M20, com  $A_s = 245 \text{ mm}^2$ .

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 800 \times 245}{1,25} = 141,1 \text{ kN}$$

Quanto ao esforço de corte, em cada parafuso o valor de cálculo é:

$$F_{v,Sd} = \frac{69,9}{4} = 17,5 \text{ kN}$$

O valor da resistência de um parafuso M20 8.8 ao corte é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,1 \text{ kN}$$

Ou seja, a resistência dos parafusos ao corte é verificada.

Deve ainda verificar-se a condição relativa à interacção de esforços:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{17,5}{94,1} + \frac{99,1}{1,4 \times 141,1} = 0,69 \leq 1,0$$

Que é igualmente respeitada.

Considere-se agora a possibilidade de ruína por esmagamento.

O esforço de cálculo, por parafuso, é:

$$F_{v,Sd} = 17,5 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento é:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

Em que  $\alpha$  neste caso é:

$$\alpha = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{30}{3 \times 20} = 0,5$$

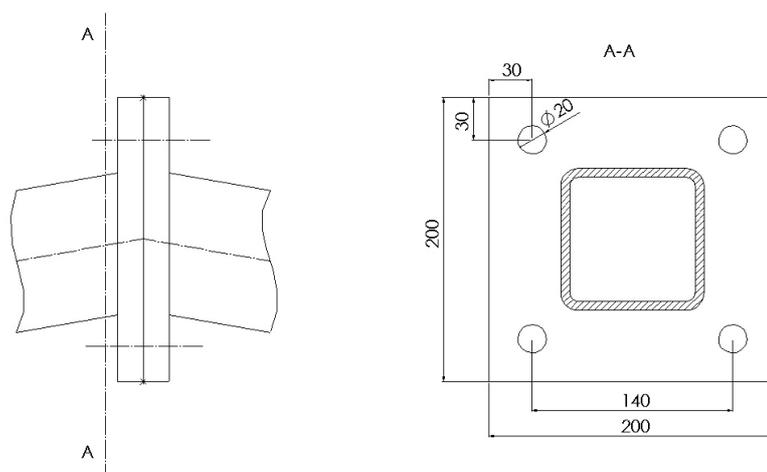
Considerando a espessura da chapa  $t=20$  mm:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,5 \times 360 \times 20 \times 20}{1,25} = 144,0 \text{ kN}$$

E assim, o critério de resistência é respeitado por larga margem.

### **Resistência da placa de testa**

Observe-se agora a geometria da ligação no cume.



**Figura 10.4** – Geometria da ligação no cume

A geometria da placa de testa para ligação no cume da viga armada (200x200x20), permite estabelecer as seguintes considerações:

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

$$m = \frac{w - b}{2} = \frac{140 - 100}{2} = 20 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_b; 1,25 \times m) = 25 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{25}{20} = 1,25$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 1,25}{2 \times 1,25 + 1} = 0,71$$

O comprimento característico  $l_{eff}$  é o menor dos valores seguintes:

$$l_{eff,a} = 0,5b_p = 100 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5w + 2m + 0,625e = 128,8 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 4m + 2,25e = 147,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 2\pi m = 125,7 \text{ mm}$$

Assim,  $l_{eff,a} = 100 \text{ mm}$ .

O momento plástico é dado pela equação seguinte:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 100 \times 20^2 \times 235}{1,1} = 2,13 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína (de acordo com a Figura J.3.3 do Anexo J):

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

Em que:

$\sum B_{t,Rd}$  – Somatório da resistência à tracção dos parafusos de uma fiada

$$\sum B_{t,Rd} = 2 \times 141,1 = 282,2 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 2,13 \times 10^3}{30 \times 282,2} = 1,0$$

Como  $\frac{2\lambda}{2\lambda+1} < \beta < 2$ , o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 2,13 \times 10^3 + 25 \times 282,2}{30 + 25} = 205,7 \text{ kN}$$

Para  $F_{t,Sd} = 198,2 \text{ kN}$ , a resistência da secção esta verificada.

### 10.1.3. Nós da viga armada

As ligações de vigas trianguladas formadas por secções tubulares são regulamentadas pelo Cap. 6.10 do Eurocódigo 3, onde se definem os critérios eventualmente aplicáveis à ligação.

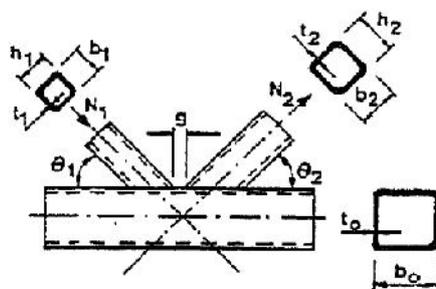
A resistência de cálculo é definida no Anexo K do EC3 em função do esquema da ligação e secções envolvidas.

A Tabela K.13 do Anexo J estabelece os parâmetros da ligação que permitem a aplicação do disposto na tabela K.14, onde se estabelecem os possíveis modos de ruína para várias ligações. Para ligações em N entre secções SHS é possível recorrer à Tabela K.14 se:

$$0,6 \leq \frac{b_1 + b_2}{2b_0} \leq 1,3$$

$$\frac{b_0}{t_0} \geq 15$$

A Tabela K.14 indica que, para este caso, deve ser verificada a resistência à ruína da face da corda, solicitada pelos esforços normais  $N_1$  e  $N_2$ . Atendendo ao esquema que se segue, o valor do esforço resistente da corda face a  $N_1$  e  $N_2$  é dado por:



**Figura 10.5** – Ligação em N com espaçamento g (3).

$$N_{i,Rd} = \frac{8,9\gamma^{0,5}k_n f_{y0} t_0^2}{\sin(\theta_i)} \left( \frac{b_1 + b_2}{2b_0} \right) \left( \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \right)$$

Com:

$$\gamma = \frac{b_0}{2t_0}$$

O rácio  $n$  para o caso de secções SHS é definido por:

$$n = \frac{\sigma_{0,Ed}}{f_{y0}} \left( \frac{\gamma_{Mj}}{1,1} \right)$$

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Sd}}{A_0}$$

Para  $n > 0$ :

$$k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}, \text{ mas } k_n \leq 1,0$$

$$\beta = \frac{b_1 + b_2}{2b_0}$$

Se  $n < 0$ :

$$k_n = 1,0$$

No caso em estudo:

**Tabela 10.1** – Dados geométricos para verificação da ligação

$t_0$	$b_0$	$t_1$	$b_1$	$\theta_1$	$t_2$	$b_2$	$\theta_2$	$g$
6,3	100	4	50	80°	4	80	43°	9,4

Retomando os esforços resultantes da Combinação 04 sobre a estrutura resistente principal, no nó mais esforçado (nós 7 ou 35):

$$N_{0,sd} = 349,2 \text{ kN}$$

$$N_{1,sd} = 137,4 \text{ kN}$$

$$N_{2,sd} = 201,8 \text{ kN}$$

Verifique-se então se é possível usar a Tab. 14:

$$\frac{b_1 + b_2}{2b_1} = \frac{50 + 80}{2 \times 50} = 1,3 (\leq 1,3)$$

$$\frac{b_0}{t_0} = \frac{100}{6,3} = 15,9 (\geq 15)$$

Ou seja, a tabela K.14 é aplicável. Calcula-se de seguida o esforço resistente da ligação.

O rácio  $n$ :

$$\sigma_{0,Ed} = \frac{N_{0,Sd}}{A_0} = \frac{349,2 \times 10^3}{2320} = 150,5 \text{ N/mm}^2$$

$$n = \frac{\sigma_{0,Ed}}{f_{y0}} \left( \frac{\gamma_{Mj}}{1,1} \right) = \frac{150,5}{235} \left( \frac{1,1}{1,1} \right) = 0,64$$

$$k_n = 1,3 - \frac{0,4 \times 0,64}{0,65} = 0,91$$

$$\beta = \frac{50 + 80}{2 \times 100} = 0,65$$

$$\gamma = \frac{b_0}{2t_0} = \frac{100}{2 \times 6,3} = 7,9$$

Então, para o elemento aqui designado por 1:

$$N_{1,Rd} = \frac{8,9 \times 7,9^{0,5} \times 0,91 \times 235 \times 6,3^2}{\sin(80^\circ)} \left( \frac{50 + 80}{2 \times 100} \right) \left( \frac{1,1}{1,1} \right) = 140,13 \text{ kN}$$

Como  $N_{1,Rd} > N_{1,Sd}$ , a acção de  $N_1$  sob o nó não provoca ruína da face. Veja-se agora o caso relativo ao elemento 2:

$$N_{2,Rd} = \frac{8,9 \times 7,9^{0,5} \times 0,91 \times 235 \times 6,3^2}{\sin(43^\circ)} \left( \frac{50 + 80}{2 \times 100} \right) \left( \frac{1,1}{1,1} \right) = 202,36 \text{ kN}$$

E também para este elemento  $N_{2,Rd} > N_{2,Sd}$ .

Assim a resistência nos nós está assegurada. Falta, contudo, determinar o cordão de soldadura que promove a resistência desta união.

A resistência de um cordão de soldadura por unidade de comprimento é suficiente se, a resultante de todas as forças por unidade de comprimento transmitidas pela soldadura não for superior à sua resistência de cálculo  $F_{w,Rd}$ :

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} a$$

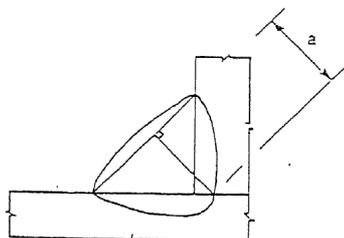
Em que:

$f_{vw,d}$  - é valor de cálculo da tensão resistente ao corte da soldadura, obtido através de:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{Mw} \sqrt{3}}$$

Com  $\beta_w = 0,8$  para aços da classe S235.

$a$  - é a espessura do cordão, medida consoante o tipo de soldadura. Genericamente, representa-se na figura seguinte a que corresponde esta dimensão:



**Figura 10.6** – Dimensão característica “a” de um cordão de soldadura (3)

No Anexo K, no Cap. K.3, refere-se os comprimentos efectivos a considerar em ligações entre perfis tubulares. Para ligações em N:

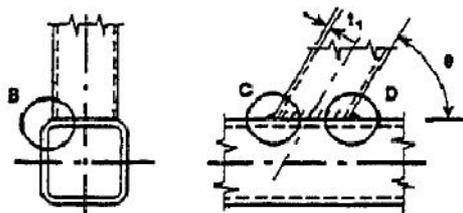
Se  $\theta_i \geq 60^\circ$ :

$$l_{eff} = \frac{2h_i}{\sin(\theta_i)} + b_i$$

Se  $\theta_i \leq 50^\circ$ :

$$l_{eff} = \frac{2h_i}{\sin(\theta_i)} + 2b_i$$

Há que ter também em consideração que o ângulo formado entre os braços e a corda dependem do lado da secção quadrada a considerar, como se indica na figura:



**Figura 10.7** – Cordões de soldadura na união corda – braço (3)

Voltando ao nó considerado anteriormente, para o elemento 1, SHS 50x50x4:

$$l_{eff} = \frac{2 \times 50}{\sin(80^\circ)} + 50 = 151,5 \text{ mm}$$

O esforço resultante transmitido pelo elemento é igual ao esforço normal a que está submetido para a combinação crítica:

$$F_{w,Sd} = 137,4 \text{ kN}$$

Atendendo ao comprimento efectivo:

$$F_{w,Sd} = \frac{137,4 \times 10^3}{151,5} = 906,9 \text{ N/mm}$$

Para aços da classe S235, a altura “a” da garganta do cordão de soldadura deve ser observar:

$$\frac{a}{t} \geq 0,84\alpha$$

$$\alpha = \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \times \frac{\gamma_{Mw}}{1,25}$$

$$a \geq 0,84 \times \frac{1,1}{\gamma_{Mj}} \times \frac{\gamma_{Mw}}{1,25} \times t$$

$$a \geq 0,84 \times \frac{1,1}{1,1} \times \frac{1,25}{1,25} \times 4 = 3,36 \text{ mm}$$

Considerando um cordão de soldadura com a=5 mm, a resistência de cálculo do cordão é:

$$f_{vw,d} = \frac{\frac{360}{\sqrt{3}}}{0,8 \times 1,25} = 207,8 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{w,Rd} = 207,8 \times 5 = 1039 \text{ N/mm}$$

Como se pode observar, a ligação resiste ao esforço de cálculo.

Para o elemento 2, SHS 80x80x4:

$$l_{eff} = \frac{2 \times 80}{\sin(43^\circ)} + 2 \times 80 = 394,6 \text{ mm}$$

O esforço resultante transmitido pelo elemento é:

$$F_{w,Sd} = 201,8 \text{ kN}$$

Atendendo ao comprimento efectivo:

$$F_{w,Sd} = \frac{201,8 \times 10^3}{394,6} = 511,4 \text{ N/mm}$$

Para o mesmo cordão com  $a=5 \text{ mm}$ , a resistência de cálculo do cordão é:

$$F_{w,Rd} = 1039 \text{ N/mm}$$

Verificando-se que também neste caso a ligação resiste aos esforços impostos.

## 10.2. Pórticos das fachadas e pilares de empena

Nos pórticos especiais definidos para as fachadas de empena devem ser dimensionadas as ligações entre viga e coluna, a ligação no cume, e ainda as ligações entre o pórtico e os pilares de empena.

São ligações distintas das anteriormente projectadas, pois introduz-se agora um momento flector que na prática vai adicionar esforço de tracção aos parafusos. Como se assumiu que a viga está simplesmente apoiada nos pilares de empena, os esforços em causa são relativamente baixos, pelo que não há necessidade de reforçar as ligações.

### 10.2.1. Ligação viga – coluna

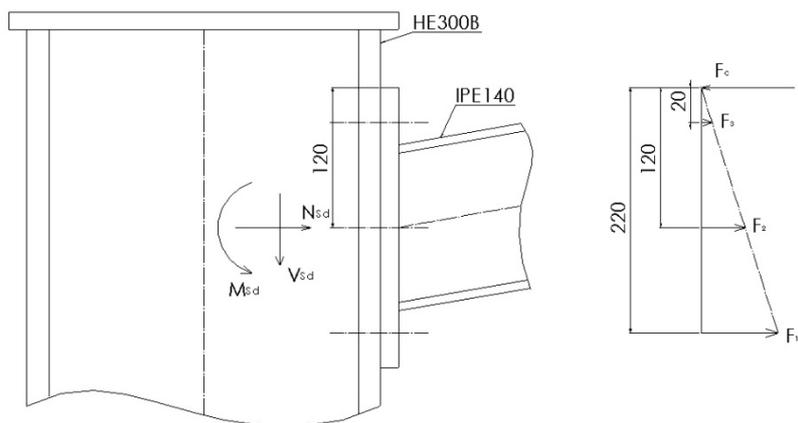
Para a combinação de acções crítica para os pórticos da fachada de empena, os esforços na ligação entre a viga IPE140 e a coluna HE300B são:

$$M_{Sd} = 12,6 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 14,6 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 20,3 \text{ kN (T)}$$

A figura seguinte representa a geometria desta ligação:



**Figura 10.8** – Geometria da ligação viga – pilar no pórtico especial

Na Figura 10.8 está implícito que o centro de rotação do nó corresponde ao extremo superior da placa de testa, e assim a distribuição do esforços de tracção pelas fiadas de parafusos é:

$$M_{sd} + N_{sd}h_l = F_1h_1 + F_2h_2 + F_3h_3$$

$$M_{sd} + N_{sd}h_l = \frac{F_i}{h_i} (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2)$$

$$12,6 \times 10^3 + 20,3 \times 120 = \frac{F_i}{h_i} \times (220^2 + 120^2 + 20^2)$$

De onde resulta:

$$h_1 = 220 \text{ mm}, \quad F_1 = 52,3 \text{ kN}$$

$$h_2 = 120 \text{ mm}, \quad F_2 = 28,5 \text{ kN}$$

$$h_3 = 20 \text{ mm}, \quad F_3 = 4,8 \text{ kN}$$

São assim conhecidos os esforços sobre cada fiada de parafusos, o que permite efectuar o dimensionamento da ligação.

No entanto, será necessário reforçar o pilar ao nível da ligação se a resultante  $F_c$  for superior à resistência ao corte da alma do pilar:

$$F_c = \sum F_i = 85,6 \text{ kN}$$

Como  $V_{pl,Rd} = 585,3 \text{ kN}$ , não é necessário reforçar o pilar.

### **Dimensionamento dos parafusos**

Considerem-se 6 parafusos da classe 5.6 distribuídos pelas 3 fiadas. Os esforços máximos por fiada são:

$$F_{t,Sd} = 52,3 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = 14,6 \text{ kN}$$

O esforço de tracção em um parafuso é:

$$F_{t,Sd} = \frac{52,3}{2} = 26,15 \text{ kN/parafuso}$$

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$26,15 \times 10^3 \leq \frac{0,9 \times 500 \times A_s}{1,25} \Leftrightarrow A_s \geq 72,6 \text{ mm}^2$$

Escolhe-se parafusos M12, com  $A_s = 84,4 \text{ mm}^2$ .

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 500 \times 84,4}{1,25} = 30,4 \text{ kN}$$

Quanto ao esforço de corte em cada parafuso é:

$$F_{v,Sd} = \frac{14,6}{2} = 7,3 \text{ kN}$$

O valor da resistência de um parafuso M12 5.6 ao corte é:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 500 \times 84,4}{1,25} = 20,3 \text{ kN}$$

Ou seja, a resistência dos parafusos ao corte é verificada.

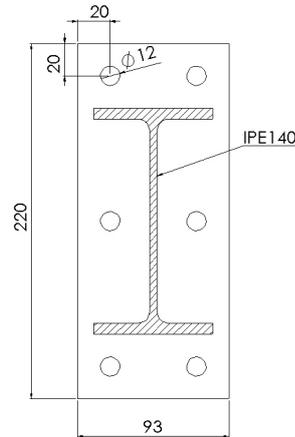
Verifica-se também a condição relativa à interacção de esforços:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{7,3}{20,3} + \frac{26,15}{1,4 \times 30,4} = 0,97 \leq 1,0$$

**Resistência da placa de testa**

Admitindo uma placa de testa 220x93x10, o esquema para esta ligação é:



**Figura 10.9** – Placa de testa para ligação viga - pilar no pórtico especial

Note-se que, com a presença de três fiadas de parafusos, o cálculo do comprimento característico  $l_{eff}$  é modificado. A 1ª e a 3ª fiadas são verificadas de acordo com o que atrás se estabeleceu:

$$e_x = 20 \text{ mm}$$

$$m_x = \frac{220 - 140 - 2 \times 20}{2} = 20 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_x; 1,25 \times m_x) = 20 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m_x} = \frac{20}{20} = 1,0$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 1,0}{2 \times 1,0 + 1} = 0,67$$

Então, para a 1ª (ou 3ª) fiada, o comprimento característico  $l_{eff}$  é o menor dos seguintes valores:

$$l_{eff,a} = 0,5b_p = 0,5 \times 93 = 46,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x = 0,5 \times 53 + 2 \times 20 + 0,625 \times 20 = 79 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 4m_x + 2,25e_x = 4 \times 20 + 2,25 \times 20 = 125 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 2\pi m_x = 125,7 \text{ mm}$$

$$\text{Assim, } l_{eff,a} = 46,5 \text{ mm.}$$

O momento plástico é dado pela equação seguinte:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 46,5 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 0,248 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína (de acordo com a Figura J.3.3 do Anexo J):

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\sum B_{t,Rd} = 2 \times 30,4 = 60,8 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 0,248 \times 10^3}{20 \times 60,8} = 0,82$$

Como  $\frac{2\lambda}{2\lambda+1} < \beta < 2$ , o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 0,248 \times 10^3 + 20 \times 60,8}{20 + 20} = 178,6 \text{ kN}$$

Como  $F_{t,Sd} = 52,3 \text{ kN}$ , a resistência da secção é assegurada.

Para a 2ª fiada, por se encontrar numa região interior, o comprimento característico  $l_{eff}$  vem de:

$$e = 20 \text{ mm}$$

$$m = \frac{93 - 2 \times 20}{2} = 26,5 \text{ mm}$$

$$n = \min(e; 1,25 \times m_x) = 20 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{20}{26,5} = 0,75$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 0,75}{2 \times 0,75 + 1} = 0,6$$

$$l_{eff,c} = p = 90 \text{ mm}$$

$$l_{eff,c} = 4m + 1,25e = 131 \text{ mm}$$

$$l_{eff,c} = 2\pi m = 166,5 \text{ mm}$$

Assim,  $l_{eff,c} = 90 \text{ mm}$ .

O momento plástico é:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 90 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 0,48 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína:

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\beta = \frac{4 \times 0,48 \times 10^3}{26,5 \times 60,8} = 1,2$$

Como  $\frac{2\lambda}{2\lambda+1} < \beta < 2$ , o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 0,48 \times 10^3 + 20 \times 60,8}{26,5 + 20} = 46,8 \text{ kN}$$

Como na segunda fiada  $F_{t,sd} = 28,5 \text{ kN}$ , a resistência da secção é verificada.

### **Resistência ao esmagamento**

O esforço de cálculo máximo, por parafuso, é:

$$F_{v,sd} = \frac{14,6}{2} = 7,3 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento é:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

Em que  $\alpha$  neste caso é:

$$\alpha = \frac{e_1}{3d_0} = 0,55$$

Considerando a espessura da chapa  $t=10$  mm:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 12 \times 10}{1,25} = 47,5 \text{ kN}$$

E assim, o critério de resistência  $F_{v,Sd} < F_{b,Rd}$  é respeitado.

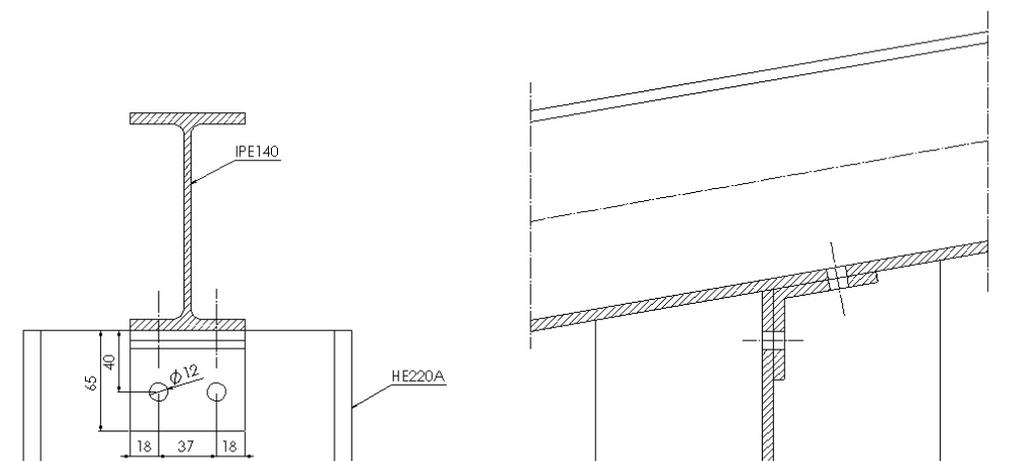
### 10.2.2. Pilares de empena

Recorde-se a Figura 8.2, onde os diagramas de esforços no pilar de empena mais sollicitado são apresentados. Os esforços na ligação pilar de empena – viga são:

$$N_{Sd} = 29,7 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 27,8 \text{ kN}$$

Considerou-se que os pilares de empena são simplesmente apoiados na estrutura, o que conduz a momento flector nulo na ligação. A solução para unir os pilares aos banzos da viga que traduz a condição de apoio simples, apresentada na figura que se segue, passa por aparafusar uma chapa quinada à alma do pilar e ao banzo da viga:



**Figura 10.10** – Esquema da ligação pilar de empena – viga

### **Dimensionamento dos parafusos**

Os esforços envolvidos na ligação são reduzidos. Os parafusos que ligam a chapa ao banzo da viga estão sujeitos a corte e tracção, enquanto que os que unem a chapa à alma se encontram sob corte segundo duas direcções como resultado dos esforços normal e de corte no pilar.

Para o primeiro caso, e considerando à partida dois parafusos M12 da classe 5.6:

$$F_{t,Rd} = 30,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 20,3 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{29,7}{2} = 14,9 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{27,8}{2} = 13,9 \text{ kN}$$

$$\frac{13,9}{20,3} + \frac{14,9}{1,4 \times 30,4} = 1,0$$

Verifica-se que a resistência dos parafusos é assegurada. Quanto à ligação à alma do pilar:

$$F_{v,Sd} = \sqrt{29,7^2 + 27,8^2} = 40,6 \text{ kN}$$

$$F_{v,Sd} = \frac{40,7}{2} = 20,3$$

A resistência ao corte dos parafusos é igual ao esforço de corte a que estão sujeitos, e por isso também a segurança desta ligação também é verificada.

### **Resistência ao esmagamento**

Observando a ligação à alma do pilar, pode considerar-se uma união por sobreposição simples com dois parafusos onde, segundo o Cap. 6.5.11 do EC3, a resistência ao esmagamento é determinada através de:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

O esforço de cálculo, por parafuso, é:

$$F_{v,Sd} = 20,3 \text{ kN}$$

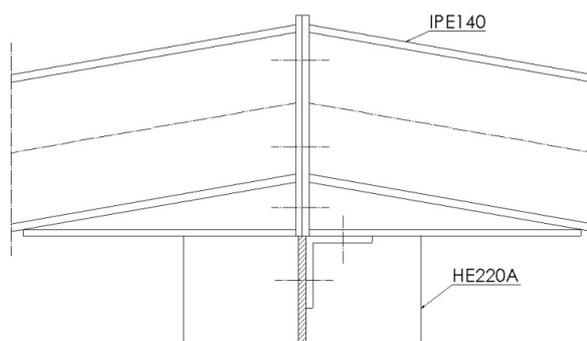
Para uma chapa com  $t=6$  mm, a resistência ao esmagamento é:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \times 800 \times 16 \times 6}{1,25} = 92,16 \text{ kN}$$

Observando-se assim a resistência ao esmagamento. Dispensa-se a análise da ligação chapa – banzo, pois ai o esforço de corte é menor.

### 10.2.3. Cume

Na ligação no cume é necessário ter em conta a presença de um pilar de empena. À semelhança dos outros pilares de empena, também este será ligado através de um parafuso que permite a articulação ao nível do apoio. Como se trata da ligação de cume, opta-se pela seguinte configuração:



**Figura 10.11** – Ligação no cume dos pórticos de fachada

Assim, a ligação entre o pilar de empena e a viga é feita através do prolongamento da chapa de testa, assumindo que esta ligação não interfere com a resistência da ligação de cume. De seguida faz-se o dimensionamento dos parafusos e chapas para a ligação viga - viga.

### Dimensionamento dos parafusos

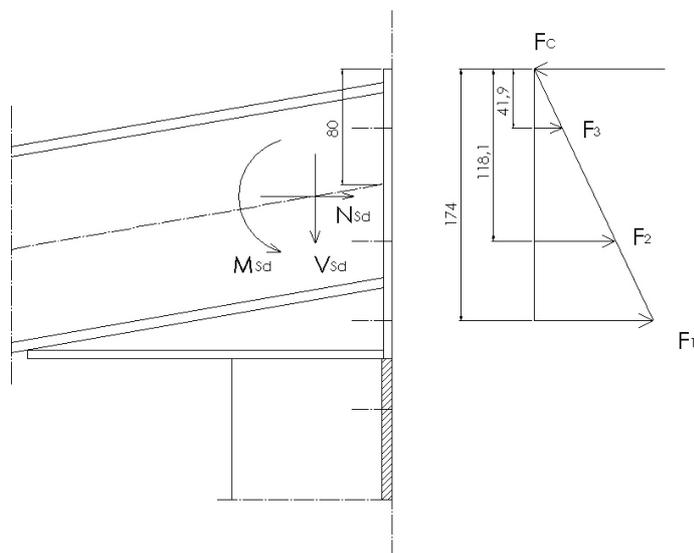
Os esforços na ligação são:

$$M_{Sd} = 10,8 \text{ kN.m}$$

$$V_{Sd} = 9,2 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 42,9 \text{ kN (T)}$$

Com a presença de momento flector, os esforços repartem-se de forma desigual pelos parafusos. Assumindo como eixo de rotação o bordo da placa, e que o pilar de empena alinhado com o cume não interfere com esta ligação:



**Figura 10.12** – Distribuição de esforços pelos parafusos

Tal como em 10.2.1, a força de tracção em cada parafuso é calculada a partir de:

$$M_{sd} + N_{sd}h_l = F_1h_1 + F_2h_2 + F_3h_3$$

$$M_{sd} + N_{sd}h_l = \frac{F_i}{h_i} (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2)$$

$$10,8 \times 10^3 + 42,9 \times 80 = \frac{F_i}{h_i} \times (174^2 + 118,1^2 + 41,9^2)$$

De onde resulta:

$$h_1 = 174 \text{ mm}, \quad F_1 = 53,8 \text{ kN}$$

$$h_2 = 118,1 \text{ mm}, \quad F_2 = 36,5 \text{ kN}$$

$$h_3 = 41,9 \text{ mm}, \quad F_3 = 13,0 \text{ kN}$$

Então os esforços de tracção e de corte nos parafusos da 1ª fiada (a mais esforçada) são:

$$F_{t,sd} = \frac{53,8}{2} = 26,9 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{9,2}{2} = 4,6 \text{ kN}$$

Como se pode constatar estes esforços são reduzidos. Tomando um princípio de uniformização, recorre-se novamente a parafusos M12 da classe 5.6 (utilizados na ligação viga – pilar), cujo esforço resistente é:

$$F_{t,Rd} = 30,4 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = 20,3 \text{ kN}$$

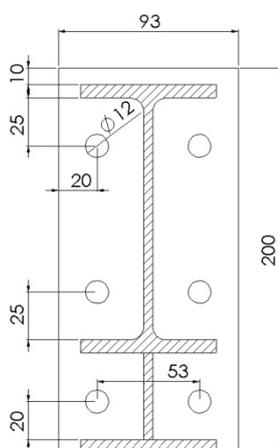
Verificando-se assim a resistência dos parafusos na ligação, tal como para o caso de esforços combinados:

$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{4,6}{20,3} + \frac{26,9}{1,4 \times 30,4} = 0,86 \leq 1,0$$

### Resistência da placa de testa

Considere-se a geometria que se apresenta na figura:



**Figura 10.13** – Vista em corte da ligação no cume dos pórticos de fachada

Devem então considerar-se dois casos distintos: a fiada localizada na zona do reforço (1ª fiada); e as duas fiadas que se encontram na zona em tensão da placa de testa entre os banzos do IPE140 (2ª e 3ª fiadas).

Para a 1ª fiada o comprimento característico  $l_{eff}$  é dado pelo menor dos valores:

$$l_{eff,b} = \alpha m_1$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m_1$$

Com  $\alpha$  dado pelo gráfico da Figura J.3.7 do Anexo J do EC3 em função de  $m_1$  e  $m_2$ :

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = \frac{21,8}{21,8 + 20} = 0,52$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = \frac{24}{21,8 + 20} = 0,57$$

Obtém-se  $\alpha = 5,5$ .

$$l_{eff,b} = \alpha m_1 = 119,9 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m_1 = 137,0 \text{ mm}$$

E por isso,  $l_{eff,b} = 119,9 \text{ mm}$ .

A espessura da placa é  $t=6 \text{ mm}$ , sendo o momento resistente:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 119,9 \times 6^2 \times 235}{1,1} = 0,23 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína:

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\sum B_{t,Rd} = 6 \times 30,4 = 182,4 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 0,23 \times 10^3}{21,8 \times 182,4} = 0,23$$

Para a geometria apresentada:

$$e = 20 \text{ mm}$$

$$m = 21,8 \text{ mm}$$

$$n = \min(e; 1,25 \times m) = 20 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{20}{21,8} = 0,92$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 0,92}{2 \times 0,92 + 1} = 0,65$$

Como  $\beta < \frac{2\lambda}{2\lambda+1}$ , o modo de ruína é o Modo 1: cedência completa da chapa:

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \times 0,23 \times 10^3}{21,8} = 42,2 \text{ kN}$$

Como o esforço na fiada de parafusos é  $F_{t,Sd} = 34,0 \text{ kN}$ , a resistência nesta zona está verificada.

Para as fiadas 2 e 3 o comprimento  $l_{eff}$  é também dado pelo menor dos valores:

$$l_{eff,b} = \alpha m_1$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m_1$$

Sendo agora  $\alpha$ :

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = \frac{21,8}{21,8 + 20} = 0,52$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = \frac{25}{21,8 + 20} = 0,60$$

Obtém-se  $\alpha = 5,5$ .

$$l_{eff,b} = \alpha m_1 = 119,9 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m_1 = 137,0 \text{ mm}$$

E por isso,  $l_{eff,b} = 119,9 \text{ mm}$ .

Para a mesma espessura da placa  $t=6 \text{ mm}$ , o momento resistente é também:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 119,9 \times 6^2 \times 235}{1,1} = 0,23 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína:

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\sum B_{t,Rd} = 6 \times 30,4 = 182,4 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 0,23 \times 10^3}{21,8 \times 182,4} = 0,23$$

Sendo agora:

$$e = 20 \text{ mm}$$

$$m = 21,8 \text{ mm}$$

$$n = \min(e; 1,25 \times m) = 20 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{20}{21,8} = 0,92$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 0,92}{2 \times 0,92 + 1} = 0,65$$

Como  $\beta < \frac{2\lambda}{2\lambda+1}$ , o modo de ruína é o Modo 1: cedência completa da chapa:

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \times 0,23 \times 10^3}{21,8} = 42,2 \text{ kN}$$

O esforço máximo sobre as fiadas 2 e 3 é  $F_{t,Sd} = 23,1 \text{ kN}$ , a resistência da placa nestas zonas também se verifica.

### **Resistência ao esmagamento**

O esforço de cálculo, por parafuso, é:

$$F_{v,Sd} = 4,6 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento é:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

Em que  $\alpha$  neste caso é:

$$\alpha = \frac{e_1}{3d_0} = 0,56$$

Para a chapa de espessura  $t=6 \text{ mm}$ :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,56 \times 360 \times 12 \times 6}{1,25} = 29,0 \text{ kN}$$

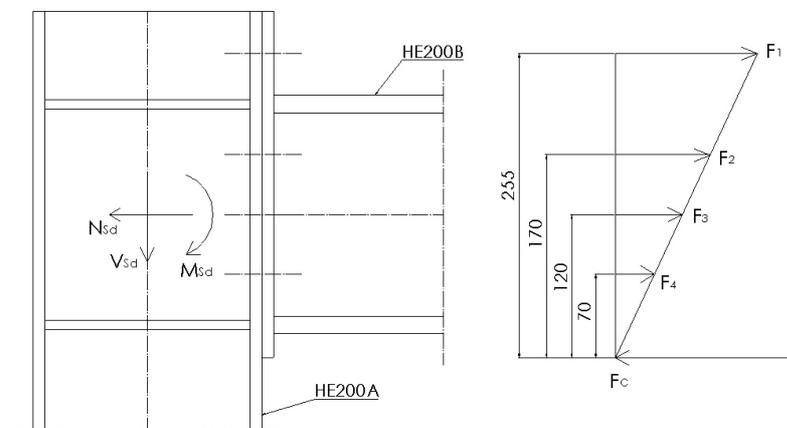
E assim, a ligação resiste ao esmagamento.

### 10.3. Estrutura de suporte da placa

Na estrutura de suporte da placa foram consideradas ligações rígidas entre a travessa e os pilares. Como tal, serão implementadas ligações aparafusadas com placa de testa que permitem assegurar a rigidez do nó, e em simultâneo facilitam a montagem da estrutura em estaleiro. No dimensionamento da estrutura de suporte da placa optou-se por utilizar o mesmo perfil para os pilares A e C (HE200A); as ligações viga – pilar serão também idênticas para ambos os elementos.

#### 10.3.1. Ligação pilar A/C – travessa

Atente-se então na ligação do pilar A à travessa, apresentada na figura que se segue:



**Figura 10.14** – Ligação pilar A - travessa

Como referido, a ligação do pilar C á travessa será idêntica.

Os esforços na ligação são:

$$M_{Sd} = 104,8 \text{ kN.m}$$

$$V_{Sd} = 148,5 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} = 56,9 \text{ kN (C)}$$

Tendo em conta que neste caso o esforço normal é de compressão, e que o eixo de rotação da ligação corresponde ao bordo inferior da placa de testa, o esforço em cada parafuso é dado por:

$$M_{Sd} - N_{Sd}h_l = F_1h_1 + F_2h_2 + F_3h_3 + F_4h_4$$

$$M_{Sd} - N_{Sd}h_l = \frac{F_i}{h_i}(h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + h_4^2)$$

$$104,8 \times 10^3 - 56,9 \times 120 = \frac{F_i}{h_i} \times (255^2 + 170^2 + 120^2 + 70^2)$$

De onde resulta:

$$h_1 = 255 \text{ mm}, \quad F_1 = 219,9 \text{ kN}$$

$$h_2 = 170 \text{ mm}, \quad F_2 = 146,6 \text{ kN}$$

$$h_3 = 120 \text{ mm}, \quad F_3 = 103,5 \text{ kN}$$

$$h_4 = 70 \text{ mm}, \quad F_4 = 60,4 \text{ kN}$$

Veja-se também se há necessidade de reforçar o pilar:

$$F_c = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 = 530,4 \text{ kN}$$

$$V_{pl,Rd} = 336,3 \text{ kN}$$

É necessário reforçar o pilar.

### **Dimensionamento de parafusos**

Como em situações anteriores:

$$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{219,9}{2} = 109,9 \text{ kN}$$

Para esta ligação, atendendo aos elevados esforços envolvidos, opta-se à partida por parafusos de alta resistência da classe 10.9 ( $f_{ub}=1000$  MPa).

$$109,9 \leq \frac{0,9 \times 1000 \times A_s}{1,25} \Leftrightarrow A_s \geq 153 \text{ mm}^2$$

Escolhe-se parafusos M20 (10.9):

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 245}{1,25} = 176,4 \text{ kN}$$

Quanto ao esforço transversal, considere-se que o plano de corte atravessa a parte não roscada do parafuso. A resistência ao corte é então dada por:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6f_{ub}A}{\gamma_{Mb}}$$

$$A = \pi r^2 = \pi \times 10^2 = 314,2 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 314,2}{1,25} = 150,8 \text{ kN}$$

Considere-se que o esforço de corte é absorvido por uma fiada. Sendo assim, esforço de cálculo por parafuso é:

$$F_{v,Sd} = \frac{148,5}{2} = 74,25 \text{ kN}$$

No que respeita á interacção de esforços:

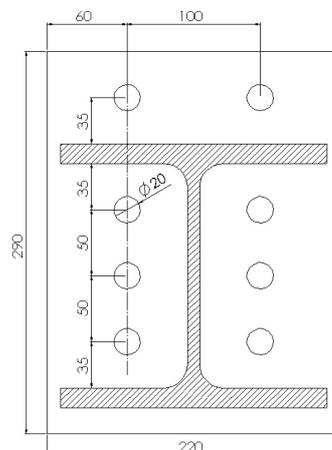
$$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{74,25}{150,8} + \frac{109,9}{1,4 \times 176,4} = 0,94 \leq 1,0$$

Verificando-se assim todas as condições de resistência.

### **Resistência da placa de testa**

A placa de testa para esta ligação é:



**Figura 10.15** – Placa de testa para a ligação pilar A - travessa

Este caso consta na Figura J.3.8 do Anexo J. As 4 fiadas devem ser analisadas separadamente.

Veja-se então o caso da 1ª fiada (exterior):

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

$$m = 45,5 \text{ mm}$$

$$n = \min(e; 1,25 \times m) = 56,9 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{56,9}{45,5} = 1,25$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 1,25}{2 \times 1,25 + 1} = 0,71$$

O comprimento característico é o menor valor entre:

$$l_{eff,a} = 0,5b_p = 110 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 0,5w + 2m_x + 0,625e_x = 157,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 4m_x + 2,25e_x = 275 \text{ mm}$$

$$l_{eff,a} = 2\pi m_x = 219,9 \text{ mm}$$

Ou seja,  $l_{eff,a} = 110 \text{ mm}$ .

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 110 \times 19^2 \times 355}{1,1} = 3,2 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína (de acordo com a Figura J.3.3 do Anexo J):

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\sum B_{t,Rd} = 2 \times 176,4 = 352,8 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 3,2 \times 10^3}{45,5 \times 352,8} = 0,80$$

Como  $\frac{2\lambda}{2\lambda+1} < \beta < 2$ , o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 3,20 \times 10^3 + 56,9 \times 352,8}{45,5 + 56,9} = 258,5 \text{ kN}$$

Como  $F_{t,Sd} = 219,9 \text{ kN}$ , a resistência da na 1ª fiada é assegurada.

Para a 2ª fiada:

O comprimento característico  $l_{eff}$  é o menor dos seguintes valores:

$$l_{eff,b} = \alpha m = 273 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m = 285,9 \text{ mm}$$

Com  $\alpha = 6$  pois:

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = \frac{45,5}{45,5 + 60} = 0,43$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = \frac{35}{45,5 + 60} = 0,54$$

Assim,  $l_{eff,b} = 273 \text{ mm}$ .

O momento plástico é dado pela equação seguinte:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 273 \times 19^2 \times 355}{1,1} = 7,95 \text{ kN.m}$$

Determina-se o modo de ruína (de acordo com a Figura J.3.3 do Anexo J):

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\sum B_{t,Rd} = 2 \times 176,4 = 352,8 \text{ kN}$$

$$\beta = \frac{4 \times 7,95 \times 10^3}{45,5 \times 352,8} = 1,98$$

Como  $\frac{2\lambda}{2\lambda+1} < \beta < 2$ , o modo de ruína é o Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 7,95 \times 10^3 + 56,9 \times 352,8}{45,5 + 56,9} = 351,3 \text{ kN}$$

Como  $F_{t,Sd} = 146,6 \text{ kN}$ , a resistência é assegurada.

Para a 3ª fiada:

$$l_{eff,c} = p = 50 \text{ mm}$$

$$l_{eff,c} = 4m + 1,25e = 257 \text{ mm}$$

$$l_{eff,c} = 2\pi m = 286 \text{ mm}$$

E por isso,  $l_{eff,c} = 50 \text{ mm}$ .

O momento plástico é:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 50 \times 19^2 \times 355}{1,1} = 1,46 \text{ kN.m}$$

E o modo de ruína:

$$\beta = \frac{4 \times M_{pl,Rd}}{m \times \sum B_{t,Rd}}$$

$$\beta = \frac{4 \times 1,46 \times 10^3}{45,5 \times 352,8} = 0,36$$

Como  $\beta < \frac{2\lambda}{2\lambda+1}$ , o modo de ruína é o Modo 1: cedência completa da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m} = \frac{4 \times 1,46 \times 10^3}{45,5} = 128,4 \text{ kN}$$

Recorde-se que  $F_{t,Sd} = 103,5 \text{ kN}$ , que é inferior ao esforço resistente.



A 1ª, 2ª e 4ª fiadas encontram-se em iguais circunstâncias, pois são parafusos adjacentes a reforços. Considere-se também a utilização de uma placa de reforço do banzo com  $t=5$  mm (segundo o disposto em J.3.4.3 do EC3).

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

$$m = \frac{w - t_w}{2} = \frac{100 - 6,5}{2} = 46,75 \text{ mm}$$

$$n = \min(e_b; 1,25 \times m) = 50 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{50}{46,75} = 1,1$$

$$\frac{2\lambda}{2\lambda + 1} = \frac{2 \times 1,1}{2 \times 1,1 + 1} = 0,69$$

O comprimento característico  $l_{eff}$  corresponde ao menor dos seguintes valores:

$$l_{eff,a} = \alpha m = 293,7 \text{ mm},$$

$$l_{eff,a} = 2\pi m = 293,7 \text{ mm}$$

Com  $\alpha = 2\pi$ , para:

$$\lambda_1 = \frac{m_1}{m_1 + e} = \frac{46,75}{46,75 + 50} = 0,48$$

$$\lambda_2 = \frac{m_2}{m_1 + e} = \frac{35}{46,75 + 50} = 0,36$$

Ou seja,  $l_{eff} = 293,7 \text{ mm}$ .

O momento plástico é:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 293,7 \times (10 + 5)^2 \times 355}{1,1} = 5,3 \text{ kN.m}$$

O modo de ruína:

$$\beta = \frac{4 \times 5,3 \times 10^3}{46,75 \times 352,8} = 1,28$$

Modo 2: rotura dos parafusos com cedência da placa, para banzos com placa de reforço:

$$F_{t,Rd} = \frac{2M_{pl,Rd} + n \sum B_{t,Rd}}{m + n}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \times 5,3 \times 10^3 + 50 \times 352,8}{46,75 + 50} = 291,9 \text{ kN}$$

Com  $F_{t,Sd} = 219,9 \text{ kN}$ , a resistência do banzo nesta fiada é verificada.

Quanto fiada restante (3ª):

$$l_{eff,b} = p = 80 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 4m + 1,25e = 177,5 \text{ mm}$$

$$l_{eff,b} = 2\pi m = 180,6 \text{ mm}$$

Assim  $l_{eff,b} = 80 \text{ mm}$ .

O momento plástico é:

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times l_{eff} \times t^2 \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{0,25 \times 80 \times (10 + 5)^2 \times 355}{1,1} = 1,45 \text{ kN.m}$$

E o modo de ruína:

$$\beta = \frac{4 \times 1,45 \times 10^3}{28,75 \times 352,8} = 0,57$$

Ou seja, o modo de ruína é o Modo 1: completa cedência da placa:

$$F_{t,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{4 \times 1,45 \times 10^3}{28,75} = 201,7 \text{ kN}$$

Com  $F_{t,Sd} = 103,5 \text{ kN}$ , a resistência do banzo nesta fiada é verificada.

### **Resistência ao esmagamento**

O esforço de cálculo, por parafuso, é:

$$F_{v,Sd} = 74,2 \text{ kN}$$

A resistência ao esmagamento, indicada no Quadro 6.5.3 do EC3, é dada por:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5\alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

Como  $\alpha$  é o menor dos seguintes valores:

$$\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1$$

$$\alpha = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 0,58$$

Considerando  $t=15$  mm (a menor espessura entre as chapas que unidas):

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 430 \times 20 \times 15}{1,25} = 149,6 \text{ kN}$$

E assim o critério especificado no Quadro 6.5.2 do EC3,  $F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$ , é respeitado.

### **Dimensionamento do reforço**

Como foi referido, nesta ligação será necessário reforçar a alma do pilar, segundo o esquema apresentado na Figura 10.14.

A força a que a secção do pilar deve resistir corresponde à força  $F_c$  calculada atrás. O esforço resistente da alma do pilar ao corte é:

$$V_{Rd,alma} = \frac{t_w h f_y}{\sqrt{3}}$$

Ou seja, o reforço deve absorver a parte da força  $F_c$  a que a alma não resiste:

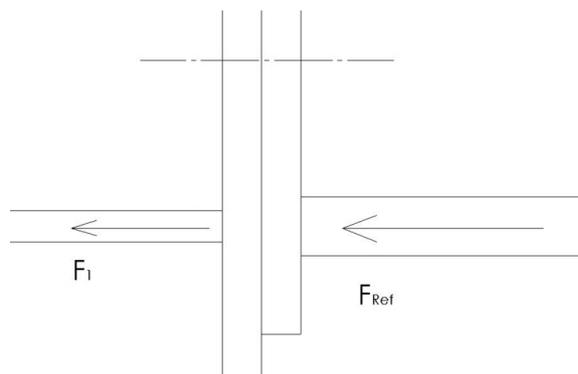
$$F_{ref,Sd} = F_c - V_{Rd,alma}$$

$$F_{ref,Sd} = 530,4 \times 10^3 - \frac{6,5 \times 170 \times 355}{\sqrt{3}} = 303,9 \text{ kN}$$

Esta força é repartida o pelos cutelos dos dois lados da alma:

$$F_{ref,Sd} \leq F_{ref,Rd}$$

$$F_{ref,Rd} = F_{1,Rd}$$



**Figura 10.17** – Pormenor do reforço, e esforços envolvidos

$$F_{1,Rd} = A \times f_y = t_c \times b \times f_y$$

Considerando dois cutelos de secção 8x80:

$$F_{1,Rd} = \frac{2 \times 8 \times 80 \times 355}{1,1} = 413 \text{ kN}$$

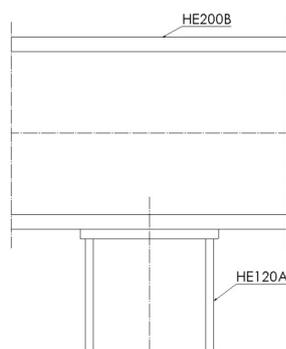
E assim, o esforço resistente dos reforços é:

$$F_{ref,Rd} = F_{1,Rd} = 413 \text{ kN}$$

Como o esforço resistente dos cutelos é superior ao esforço de cálculo, a secção está devidamente reforçada.

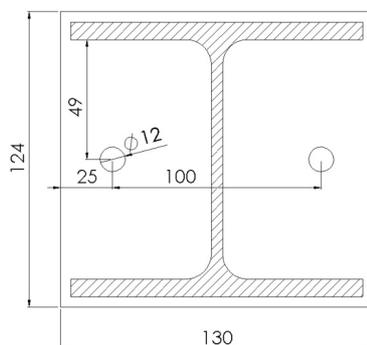
### 10.3.2. Ligação pilar B – travessa

Na ligação entre o pilar B e a viga pretende-se permitir a liberdade de rotação no sentido de aproximar o pilar a um elemento articulado. Contudo, o pilar apenas está sujeito a esforço normal de compressão, ou seja, os parafusos não são solicitados, por isso a sua função é permitir a montagem e assegurar a estabilidade da ligação. Adopta-se o seguinte esquema:



**Figura 10.18** – Ligação pilar B- viga

Recorre-se a 2 parafusos M12 (5.6) e a uma chapa de testa de espessura idêntica aos banzos do pilar.



**Figura 10.19** – Placa de testa para ligação pilar B – viga

### 10.3.3. Ligação da travessa aos pilares da estrutura resistente principal

Na união da travessa da estrutura de suporte da placa ao pilar da estrutura resistente principal, conhecidas as características da placa de testa, resta verificar a resistência da alma do pilar HE300B. Considere-se o efeito de esmagamento, em que o valor de esforço resistente é dado por:

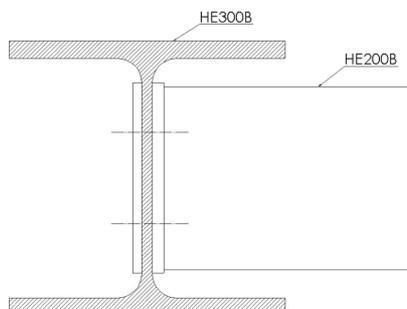
$$F_{b,Rd} = \frac{1,5f_u dt}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \times 235 \times 20 \times 11}{1,25} = 62,4 \text{ kN}$$

O esforço de cálculo por parafuso é:

$$F_{v,Sd} = 74,2 \text{ kN}$$

Por conseguinte, há necessidade de reforçar a alma do pilar.



**Figura 10.20** – Ligação da viga ao pilar da estrutura resistente principal com alma reforçada

Considerando uma chapa com espessura igual a 6 mm soldada na face posterior da alma, o valor do esforço resistente é:

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \times 235 \times 20 \times (11 + 6)}{1,25} = 95,9 \text{ kN}$$

E assim o critério especificado no Quadro 6.5.2 do EC3,  $F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$ , é respeitado.

#### 10.4. Ligações nos Contraventamentos

Os sistemas de contraventamento são constituídos por ligações articuladas. Tal como foi assumido aquando do seu dimensionamento, os elementos que constituem os contraventamentos estão sujeitos unicamente a esforço normal, que se traduz em esforço de corte na ligação. Assim, para dimensionar estas ligações é necessário verificar a resistência ao corte do parafuso, e a resistência das chapas de olhal e “Gousset”.

De destacar ainda que o cruzamento das diagonais dos sistemas de contraventamento impõe uma ligação na zona de cruzamento, também articulada, promovida através de uma chapa com as características das chapas “Gousset” escolhidas.

A facilidade de construção é favorecida se todas as ligações forem idênticas, razão pela qual se opta por dimensionar parafusos e chapas de olhal para a diagonal e montante mais solicitados. A espessura da chapa “Gousset” será igual à maior espessura determinada para as chapas de olhal.

Então, nos montantes da cobertura (SHS 90x90x6,3), o esforço normal máximo é:

$$N_{Sd} = 100,6 \text{ kN}$$

Considerando a presença de um parafuso da classe 8.8:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

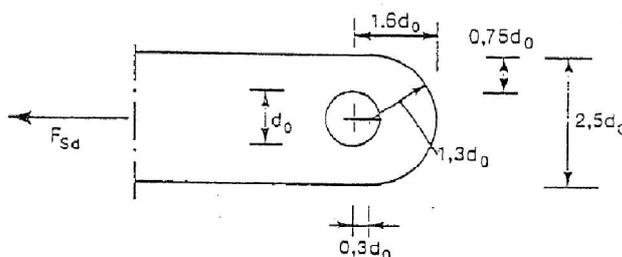
$$100,6 \leq \frac{0,6 \times 800 \times A_s}{1,25}$$

$$A_s \geq 261,98 \text{ mm}^2$$

Para cumprir esta desigualdade escolhe-se parafusos M24,  $A_s = 353 \text{ mm}^2$ .

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 353}{1,25} = 135,6 \text{ kN}$$

Conhecido o parafuso a utilizar na ligação, através das imposições geométricas estabelecidas no EC3, apresentadas na figura que se segue, é então possível determinar a espessura mínima para a chapa de olhal.



**Figura 10.21** – Condições geométricas para chapas em ligações articuladas (3)

$$t \geq 0,7 \left[ \frac{F_{Sd} \gamma_{M0}}{f_y} \right]^{1/2} ; e \ d_0 \leq 2,5t$$

$$t \geq 0,7 \left[ \frac{100,6 \times 10^3 \times 1,1}{235} \right]^{1/2} = 15,2$$

$$d_0 = 24 \leq 2,5t = 40$$

Opta-se então por chapa  $t=16$  mm.

Resta averiguar a resistência ao esmagamento, que se espera *a priori* observada:

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

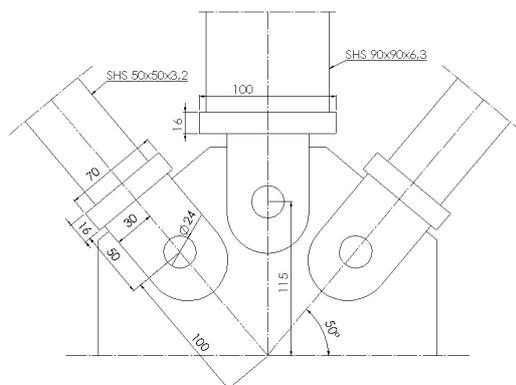
$$F_{b,Rd} = \frac{1,5 \times 360 \times 24 \times 16}{1,25} = 165,9 \text{ kN}$$

Como se pode constatar, a ligação resiste ao esmagamento.

O esforço de cálculo da diagonal (SHS 50x50x3,2) mais solicitada no contraventamento da cobertura é:

$$N_{Sd} = 112,2 \text{ kN}$$

Os parafusos M24 seleccionados para as ligações dos montantes são também adequados para esta ligação, e assim, também a chapa de olhal deve ter as mesmas dimensões mínimas.



**Figura 10.22** – Ligações do contraventamento da cobertura – chapas de olhal e “Gousset”

Analise-se agora o caso das ligações no contraventamento lateral. O esforço máximo ocorre para a diagonal 5 (SHS 50x50x3,6) e vale:

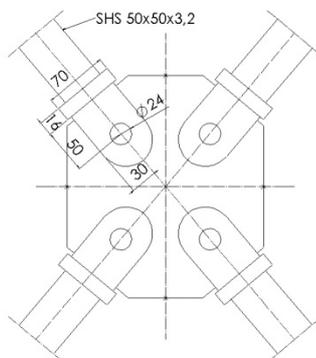
$$N_{sd} = 128,9 \text{ kN}$$

Verifica-se que os mesmos parafusos M24 (8.8) utilizados nas ligações do contraventamento da cobertura são suficientes:

$$F_{v,Rd} = 135,6 \text{ kN}$$

Para o montante mais solicitado ( $N_{sd}=100,7 \text{ kN}$ ) os mesmos parafusos deverão ser utilizados. Consequentemente as chapas de olhal e os “Gousset” terão a mesma espessura ( $t=16 \text{ mm}$ ).

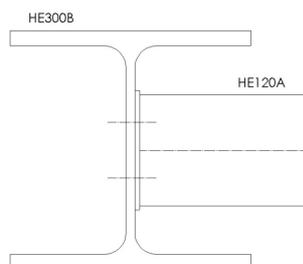
Atente-se ainda no pormenor ao nível do cruzamento entre diagonais:



**Figura 10.23** – Ligação no cruzamento entre elementos do contraventamento (cobertura)

#### 10.4.1. Ligação do montante (HE120A) à estrutura resistente principal

Como foi atrás referido, o montante do contraventamento nos bordos da cobertura é um perfil HE120A, pelo que a sua ligação merece um tratamento distinto. Considerou-se no seu dimensionamento que é um sistema articulado. Para satisfazer essa condição opta-se neste caso por promover a ligação de uma chapa de testa aparafusada à alma do pilar HE300B da estrutura resistente principal.



**Figura 10.24** – Ligação montante HE120A – E.R.P.

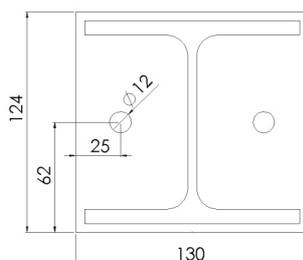
O esforço actuante na ligação resulta da acção do peso próprio do elemento, uma vez que o esforço normal a que está sujeito não solicita os parafusos nem a placa de testa.

Assim, o esforço de corte nos parafusos da ligação é:

$$F_{v,sa} = \left( \frac{19,9 \times 9,8}{1000} \times 6 \right) / 2 = 0,58 \text{ kN}$$

Para um esforço de corte tão reduzido os parafusos M12 (5.6) utilizados em 10.2.3 são demasiado resistentes. Contudo, deve optar-se pelos mesmos elementos sempre que possível, pelo que também aqui serão utilizados.

Relativamente à chapa de testa, e porque também atrás se utilizou chapa de espessura  $t=6$  mm, será essa a espessura aqui recomendada, sem necessidade de verificar o risco de esmagamento (em 10.2.3, para esforços mais elevados, a mesma chapa demonstrou-se suficientemente resistente). A chapa de testa será então:



**Figura 10.25** – Chapa de testa



## **11. Conclusão**

A consulta continuada dos Eurocódigos estruturais é a melhor forma de tornar a sua utilização praticável, não só pela sua extensão, mas também pela elevada especificidade de alguns conteúdos. Como se pode observar ao longo do texto, frequentemente é necessário recorrer a apoio bibliográfico especializado no sentido de colmatar as lacunas que foram surgindo. Além disso, os assuntos mais aprofundados põem à prova o sentido de orientação do projectista na medida em que a determinação de variáveis ou constantes auxiliares é muitas vezes feita à custa de outras variáveis, da leitura de gráficos e consulta de tabelas, aumentando o risco de perda de objectividade e, potencialmente, de rigor.

Não obstante, os Eurocódigos Estruturais, mais do que normas técnicas, são importantes ferramentas de dimensionamento de estruturas. A definição de acções sobre edifícios do Eurocódigo 1 é um bom exemplo disso, pois dados mais recentes e com uma margem de erro mais apertada permitem um rigoroso conhecimento das solicitações a que um edifício está sujeito, e por conseguinte, uma optimização do projecto.

A multiplicidade de casos apresentados neste trabalho é um exemplo da abrangência dos Eurocódigos 3 e 4 utilizados no dimensionamento de elementos metálicos, mistos, e ligações; são analisados elementos sujeitos a diferentes esforços, e com diferentes condições de fronteira que se reflectem nas ligações projectadas.

Na fase inicial do projecto admitiu-se que a estrutura resistente principal seria uniforme e nesse sentido, ao caracterizar as acções sobre os pórticos nos planos intermédios, nomeadamente para a acção do vento, utilizaram-se os parâmetros mais gravosos definidos para as extremidades do pavilhão. Posteriormente por questões construtivas optou-se por uma solução diferente para as fachadas de empena. Isso implicaria uma revisão dos pórticos intermédios que devido a restrições de tempo não foi possível de efectuar.

Os desenhos de definição elaborados estão de acordo com as regras de arte e são um exemplo das soluções construtivas geralmente adoptadas em estruturas metálicas.



## **12. Bibliografia**

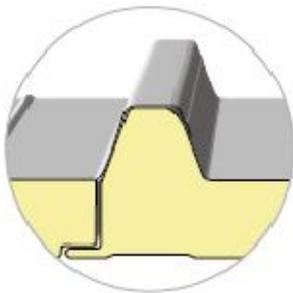
1. EN 1990 - Eurocódigo: Bases para projecto de estruturas. s.l. : Comité Europeu de Normalização, Dezembro de 2009.
2. EN 1991 - Eurocódigo 1: Acções em estruturas. s.l. : Comité Europeu de Normalização.
3. EN 1993 - Eurocódigo 3: projecto de estruturas de aço. s.l. : Comité Europeu de Normalização.
4. **Gomes, Carlos Reis.** Estruturas Metálicas. Porto : FEUP - DEMEC, 2010.
5. **Gomes, José Silva.** *Mecânica dos Sólidos e Resistência dos Materiais*. Porto : Edições INEGI, 2004.
6. **Hirt, Manfred A.** *Charpentes Métalliques*. Lausanne : Presses polytechniques et Universitaires Romandes, 2000.
7. **José Santos, Rui Faria.** Tabelas de dimensionamento de lajes mistas Mundideck. Porto : LABEST/FEUP, 2010.
8. **Alvarez, Arguelles.** *Estructuras de Acero vol. 1*. Madrid : Bellisco - Ediciones Técnicas y Científicas, 2005.
9. **Alvarez, Arguelles.** *Estructuras de Acero vol.2*. Madrid : Bellisco Ediciones Técnicas y Científicas, 2001.
10. **Morais, Simões.** *Desenho Técnico Básico*. Porto : Porto Editora, 2006.
11. EN 1994: Eurocódigo 4 - projecto de estruturas mistas aço-betão. s.l. : Comité Europeu de Normalização, 1994.
12. **Gomes, Carlos R.** Mecânica das Estruturas I. Porto : FEUP - DEMEC.
13. **Institute, The Steel Construction.** *Joints in Steel Construction*. London, UK : BCSA, 1997.



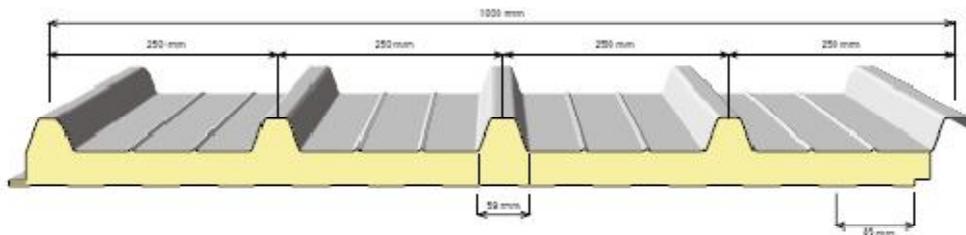
## **Anexos**

# Catálogo de revestimentos para coberturas

## no2 Painéis de cobertura



ROOFMETA - 5 1000



CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA EM KG/m <sup>2</sup> - KN/m <sup>2</sup>													
ESP S mm	K		PESO PAINEL Kg/m <sup>2</sup>		U.M.	[Diagram: Uniform load over 2 panels]						[Diagram: Uniform load over 4 panels]						
	Kcal m <sup>2</sup> .h.°C	W m <sup>2</sup> .°C	0,5+0,5	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	10,75	8,94	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	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	11,17	9,35	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	315 3,09	234 2,29	183 1,80	127 1,24	89 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	11,59	9,77	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	351 3,44	264 2,58	190 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	
80	0,20	0,23	12,85	11,03	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	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	13,68	11,86	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	—	—	396 3,78	322 3,15	242 2,37	192 1,88	—	—	—	—	340 3,33	292 2,84	252 2,47

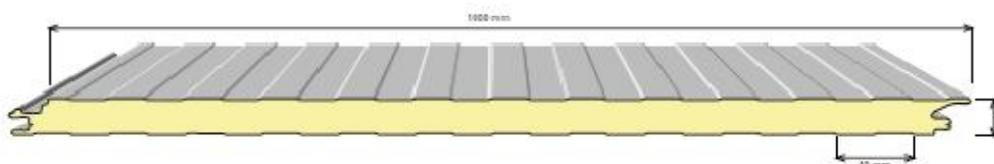
N.B.: Os valores nesta tabela são para uma flecha f ≤ l / 200 de vão (l) e referem-se a painéis com a espessura da chapa de 0,5+0,5mm

## Catálogo de revestimentos para fachadas

# nr

## Painéis de fachada

WALLMETA - N 1000



WALLMETA - PD 1000



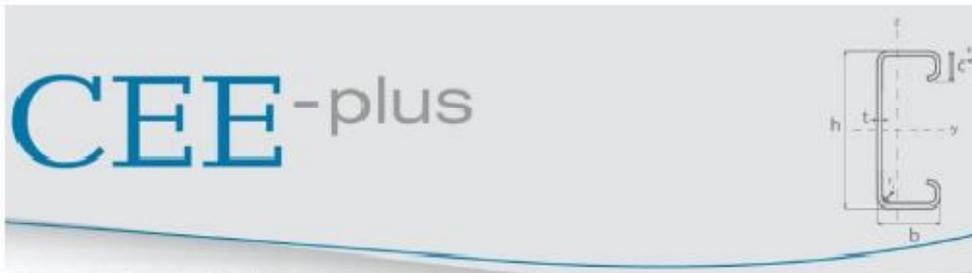
WALLMETA - L 1000



CONDIÇÕES DE CARGA				CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA, EM KG/m <sup>2</sup> - KN/m <sup>2</sup>													
ESP S mm	K		PESO PAINEL kg/m <sup>2</sup>		U.M.	▲ / ▲ / ▲ / ▲ / ▲						▲ / ▲ / ▲ / ▲ / ▲					
	Kcal m <sup>2</sup> h.°C	W m <sup>2</sup> .°C	0,5+0,5	0,6+0,5		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	10,16	11,00	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	166 1,63	125 1,22	90 0,88	70 0,68	55 0,54	40 0,39	179 1,74	140 1,37	109 1,05	85 0,83	70 0,68	58 0,56
50	0,36	0,41	10,58	11,43	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	225 2,21	160 1,57	120 1,18	90 0,88	70 0,68	50 0,49	245 2,41	182 1,79	140 1,37	115 1,13	80 0,78	70 0,68
60	0,30	0,35	11,00	11,84	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	289 2,83	216 2,12	132 1,29	98 0,96	85 0,83	95 0,93	321 3,15	237 2,32	181 1,77	139 1,36	98 0,96	80 0,78
80	0,23	0,26	11,84	12,68	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	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	12,67	13,50	Kg/m <sup>2</sup> KN/m <sup>2</sup>	—	—	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 (1m) e referem-se a painéis com a espessura da chapa de 0,5+0,5mm

# Catálogo de perfiles para madres



This standard profile range helps the designer to choose the optimal profile. As a result, we are able to maintain short delivery times on the scale of each building project.

Section							Section properties						
Section type	Section name	h (mm)	b (mm)	s (mm)	t (mm)	r	G (kg/m)	Steel grade <sup>1</sup>	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )
C+ 450	C+ 450x5	450	120	35	5	4	29,08	S350	95,75	10663	474,8	662,2	77,19
	C+ 450x4				4	4	23,52	S300 or S250	29,86	8604	385,8	550,7	63,96
	C+ 450x3				3	4	17,82		22,44	6571	204,0	429,5	49,71
	C+ 450x2,5				2,5	4	14,90		18,75	5516	249,5	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	S300 or S250	20,89	6187	312,5	431,3	55,67
	C+ 400x3,5				3,5	4	18,78		23,85	5471	270,0	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		17,00	3978	200,1	298,4	36,70
	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	369,1	52,77
	C+ 350x4				4	4	18,77	S300 or S250	23,67	4181	241,7	309,1	44,12
	C+ 350x3,5				3,5	4	16,53		25,85	3705	219,8	277,3	38,52
	C+ 350x3				3	4	14,27		17,97	3212	195,1	243,3	34,61
	C+ 350x2,5				2,5	4	11,97		15,04	2700	165,6	207,3	29,40
C+ 350x2	2	4	9,64	12,06	2179	125,2	169,0	23,94					
C+ 300	C+ 300x5	300	90	30	5	4	20,38	S350	25,75	3314	224,7	271,0	44,40
	C+ 300x4				4	4	15,59	S300 or S250	19,86	2490	188,3	199,0	28,36
	C+ 300x3,5				3,5	4	13,76		17,35	2214	169,4	143,0	25,56
	C+ 300x3				3	4	11,89		14,99	1926	129,7	126,8	22,52
	C+ 300x2,5				2,5	4	9,09		12,66	1626	109,3	108,8	19,27
C+ 300x2	2	4	7,06	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	S300 or S250	17,68	1607	130,6	150,2	27,9
	C+ 250x3				3	4	10,71		13,50	1248	100,9	119,8	22,17
	C+ 250x2,5				2,5	4	8,01		11,33	1053	85,1	102,7	18,96
	C+ 250x2				2	4	7,27		9,11	862	68,7	84,2	15,52
C+ 220	C+ 220x5	220	80	25	5	4	16,45	S350	20,79	1464	135,2	183,1	36,16
	C+ 220x4				4	4	13,07	S300 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	6,90		8,92	631	57,9	80,7	15,30
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	14,99	S300 or S250	18,89	1101	117,4	290,0	50,89
	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		9,86	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	S300 or S250	16,12	538	73,7	203,9	42,48
	C+ 150x3				3	4	9,76		12,30	417	66,8	160,2	33,15
	C+ 150x2,5				2,5	4	8,20		10,32	363	47,9	136,3	28,10
	C+ 150x2				2	4	6,61		8,29	295	38,6	111,0	22,80