



Projeto de Naves Industriais de Grandes Dimensões

JULIANA DA CONCEIÇÃO MAIA PINHEIRO

novembro de 2016

PROJETO DE NAVES INDUSTRIAIS DE GRANDES DIMENSÕES

JULIANA DA CONCEIÇÃO MAIA PINHEIRO

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira

OUTUBRO DE 2016

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxiii
1 Introdução.....	1
2 Conceção Estrutural de Pavilhões Metálicos Industriais	5
3 Ações de Projeto	27
4 Análise Estrutural	51
5 Dimensionamento de Acordo com o EC3	61
6 Caso de Estudo	93
7 Considerações finais.....	161
Referências Bibliográficas	167
Anexo.....	169

RESUMO

Em diversos países, nomeadamente em Portugal, a expansão do mercado da construção metálica tem crescido de forma significativa, principalmente no sector da construção de pavilhões industriais.

Neste projeto, começou-se pelo estudo das diversas soluções estruturais existentes, fazendo-se referência às diferentes tipologias estruturais de pavilhões metálicos com a respetiva descrição dos elementos principais e secundários utilizados nestas construções. Abordou-se também formas de evitar problemas relacionados com o dimensionamento destas estruturas, nomeadamente em relação a formas de travamento de madres, travessas e pilares.

Fez-se um estudo dos métodos e modelos de análise previstos no EC3 e de todo o processo de dimensionamento, face aos diversos fenómenos de instabilidade a que as estruturas metálicas estão sujeitas.

Por fim, realizou-se o dimensionamento de um pavilhão industrial de grandes dimensões (180x30x6 metros), com recurso às metodologias do Eurocódigo 3. Para isso foram definidos diversos modelos de cálculo (2D e 3D). Todo o cálculo foi sustentado pelo programa de cálculo automático Robot Structural Analysis da Autodesk.

Palavras-chave: Estruturas metálicas; Dimensionamento estrutural; Pavilhões metálicos; Verificação da estabilidade; ROBOT.

ABSTRACT

In many countries and particularly in Portugal, the expansion of the steel construction market has grown significantly, especially in the sector of construction of industrial buildings.

In this thesis, it started by studying various existing structural solutions, by making reference to the different structural types of metal pavilions with its description of the main and secondary elements used in these buildings. It also addressed ways to avoid problems related to the design of these structures, particularly in relation to forms of wombs locking, bars and pillars.

There was a study of analytical methods and models set out in EC3 and the entire design process, given the diverse phenomena of instability that the metal structures are subjected.

Finally, there was the design of an industrial building (180x30x6 meters) using the methodologies of Eurocode 3. For that, we defined much calculation (2D and 3D). All the calculation was supported by the computer program Autodesk Robot Structural Analysis.

Keywords: Steel industrial buildings; structural dimension; Stability Verification; ROBOT.

AGRADECIMENTOS

Durante o meu percurso académico existiram vitórias e dissabores que marcaram todo este longo caminho desde o primeiro dia no ensino superior até ao último.

Agradeço aos meus pais por me terem dado a oportunidade de frequentar o ISEP e por terem acreditado sempre em mim durante este percurso.

Ao meu irmão Ismael que esteve sempre presente.

Aos meus avós por demonstrarem sempre um enorme orgulho.

Aos meus amigos que conheci durante este percurso académico, que estiveram sempre nos bons e maus momentos a apoiarem-me: Luís Leal, Ana Lourenço e Maria Barros.

Ao meu namorado Tiago Diniz que me acompanhou neste percurso, pela paciência demonstrada e pelas palavras amigas ditas na hora certa.

Ao meu orientador, Engenheiro Rodrigo Falcão, pela disponibilidade e incentivo durante o desenvolvimento deste projeto.

ÍNDICE DE TEXTO

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Organização do Projeto	3
2	Conceção Estrutural de Pavilhões Metálicos Industriais	5
2.1	Tipologias Estruturais.....	5
2.1.1	Pórticos treliçados	7
2.1.2	Pórticos de perfis de alma cheia (<i>Portal Frames</i>).....	8
2.2	Chapas de Revestimento	9
2.3	Madres.....	9
2.4	Sistema de Contraventamento.....	17
2.5	Ligações.....	19
2.5.1	Ligações Pilar/Travessa.....	20
2.5.2	Ligação Travessa/Travessa.....	20
2.5.3	Pilar/Fundação.....	21
2.5.4	Categorias de ligações aparafusadas.....	22
2.6	Materiais	25
3	Ações de Projeto	27
3.1	Ações Permanentes (G)	28
3.1.1	Peso Próprio	28
3.1.2	Restantes Cargas Permanentes	28
3.2	Ações Variáveis	28

ÍNDICE DE TEXTO

3.2.1	Sobrecarga	28
3.2.2	Ação da Neve	29
3.2.3	Ação do Vento	32
3.3	Ação do Sismo	41
3.4	Estados Limites.....	48
3.4.1	Estados limites últimos	48
3.4.2	Estados limites de utilização.....	48
4	Análise Estrutural	51
4.1	Métodos e Modelos de Análise Previstos no EC3.....	51
4.2	Análise de 1ª Ordem e Análise de 2ª Ordem	53
4.3	Imperfeições	57
5	Dimensionamento de Acordo com o EC3	61
5.1	Classificações de seções.....	61
5.2	Critérios de Dimensionamento	67
5.2.1	Tração	68
5.2.2	Compressão	68
5.2.3	Momento fletor	69
5.2.4	Esforço transversal	70
5.2.5	Flexão com esforço transversal.....	71
5.2.6	Flexão composta	71
5.2.7	Resistência à encurvadura por compressão	73
5.2.8	Encurvadura lateral.....	77
5.2.9	Dimensionamento à encurvadura lateral.....	88
5.2.10	Flexão composta com compressão para elementos uniformes.....	90
6	Caso de Estudo	93
6.1	Definição do Caso de Estudo.....	93
6.2	Quantificação de Ações.....	96

6.2.1	Sobrecarga.....	96
6.2.2	Ação da Neve.....	96
6.2.3	Ação do Vento.....	98
6.2.4	Combinação de ações.....	99
6.3	Modelação numérica 2D.....	100
6.3.1	Espaçamento das madres de cobertura.....	100
6.3.2	Dimensionamento de madres.....	102
6.3.3	Análise global.....	105
6.3.4	Análise local em pilares.....	112
6.3.5	Análise local em travessas.....	115
6.3.6	Análise do pórtico tipo 2 (pórtico de fachada).....	127
6.4	Modelação Numérica 3D.....	130
6.4.1	Contraventamento.....	131
6.4.2	Pilares.....	137
6.4.3	Travessas.....	147
6.5	Ligações.....	154
6.5.1	Ligação entre travessas.....	154
6.5.2	Ligação entre Travessa e Pilar.....	156
6.5.3	Ligação entre Pilar e Fundação.....	158
7	Considerações finais.....	161
7.1	Conclusão.....	161
7.2	Desenvolvimentos Futuros.....	166
	Referências Bibliográficas.....	167

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Pavilhão metálico de uma só nave [17].....	6
Figura 2.2 - Pavilhão metálico de duas naves [17]	6
Figura 2.3 – Pavilhão metálico [23] 1- Chapa de revestimento na cobertura; 2 – Pilar; 3 – Madres laterais; 4 – Madres de cobertura; 5 – Chapa de revestimento lateral.....	7
Figura 2.4 – Pórticos treliçados [19].....	8
Figura 2.5 – Pórticos de alma cheia [20]	9
Figura 2.6 – Considerações para o dimensionamento de madres	10
Figura 2.7 – Madres na cobertura [21] 1 – Direção da ação do vento; 2 – Madres de cumeeira; 3 – Madres de bordo B – Madres à compressão; M – Madres com função de escoras.....	11
Figura 2.8 – Pórtico com perfis tubulares, em corte.....	11
Figura 2.9 – Contraventamento do banzo inferior da travessa [21]	12
Figura 2.10 – Enformados a frio [21].....	12
Figura 2.11 – Madre aparafusada diretamente [21].....	13
Figura 2.12 - Madre aparafusada com grampo num dos lados [21]	14
Figura 2.13 – Madre aparafusada com grampos em ambos os lados [21]	14
Figura 2.14 – Conexão com grampo único dobrado [21].....	14
Figura 2.15 – Conexão com grampo único dobrado com maior rigidez [21].....	15
Figura 2.16 – Tirantes, corte da fachada lateral [21]	15
Figura 2.17- Contraventamento em “Cruz de Stº André”	17
Figura 2.18 – Contraventamento em “K”	18
Figura 2.19 – Exemplo de contraventamento no desenvolvimento longitudinal de uma estrutura.....	18
Figura 2.20 – Relação Momento/Rotação em ligações com diferentes rigidezes [1].....	19

Figura 2.21 – Ligação pilar/travessa [1].....	20
Figura 2.22 – Ligação travessa/travessa [1]	21
Figura 2.23 – Ligação pilar/fundação a) Articulada; b) Encastrada [1].....	22
Figura 2.24 – Categorias de ligações aparafusadas [15]	23
Figura 2.25 – Valores nominais da tensão de cedência (f_y) e da tensão última à tração (f_u) para aços estruturais laminados a quente [8].....	26
Figura 2.26 – Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} e da tensão de rotura à tração, f_{ub} para parafusos. [15].....	26
Figura 3.1 – Categorias de coberturas [4]	29
Figura 3.2 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H [4]	29
Figura 3.3 – Zonamento do território nacional [5].....	30
Figura 3.4 – Coeficientes de forma para a carga da neve – Cobertura de 2 vertentes [5]	31
Figura 3.5 – Coeficientes de forma para a carga da neve	31
Figura 3.6 – Valores recomendados de C_e para diferentes topografias.....	31
Figura 3.7 – Valores reduzidos para a ação da neve [3].....	32
Figura 3.8 – Valor básico da velocidade de referência do vento [6]	34
Figura 3.9 - Categoria e parâmetros de terreno [6]	35
Figura 3.10 – Coeficientes de exposição [6].....	35
Figura 3.11 – Pressão interior positiva (a) Pressão interior negativa (b) [6].....	36
Figura 3.12 – Altura de referência, z_e , e perfil de pressão dinâmica [6]	36
Figura 3.13 – Zonas em paredes verticais [6].....	37
Figura 3.14 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular [6]	38
Figura 3.15 – Zonas em coberturas de duas vertentes [6].....	39
Figura 3.16 – Coeficientes de pressão exterior para cobertura de duas vertentes, direção do vento $\theta = 0^\circ$ [6]	40
Figura 3.17 - Coeficientes de pressão exterior para cobertura de duas vertentes, direção do vento $\theta = 90^\circ$ [6].....	40

Figura 3.18 – Tipos de terreno [7].....	42
Figura 3.19 – Definição de classe de importância [7].....	43
Figura 3.20 – Coeficientes de importância γ_I [7]	43
Figura 3.21 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [7].....	44
Figura 3.22 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas [7]	44
Figura 3.23 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_o , para sistemas regulares em altura [7] DMC – Comportamento de ductilidade médio DCH – Comportamento de ductilidade elevado.....	45
Figura 3.24 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1 [7]	46
Figura 3.25 - Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2 [7]	46
Figura 3.26 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais [8].....	49
Figura 3.27 – Deslocamentos verticais a considerar [8].....	49
Figura 3.28 – Deslocamentos horizontais em pórticos [1].....	50
Figura 4.1 – Vários tipos de análise estrutural (carga/deslocamento lateral) [9].....	52
Figura 4.2 – Efeitos de 2ª ordem em pórticos [14].....	55
Figura 4.3 – Deslocamentos laterais numa estrutura porticada não contraventada. [8].....	56
Figura 4.4 – Imperfeições globais equivalentes (inclinação inicial das colunas) [8]	57
Figura 4.5 – Substituição das imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes [8]	59
Figura 4.6 – Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais para elementos [8]	60
Figura 5.1 – Comportamento das seções da classe 1 à flexão [10].....	61
Figura 5.2 – Comportamento das seções da classe 2 à flexão [10].....	62
Figura 5.3 – Comportamento das seções da classe 3 à flexão [10].....	62
Figura 5.4 – Comportamento das seções da classe 4 à flexão [10].....	62
Figura 5.5 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Almas) [8]	63
Figura 5.6 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Banzos) [8]	64

Figura 5.7 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Cantoneiras e secções tubulares) [8].....	65
Figura 5.8 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura [8]	74
Figura 5.9 – Curvas de encurvadura em função da secção transversal [8]	75
Figura 5.10 – Comprimento de encurvadura L_{cr} [11]	76
Figura 5.11 – Travamentos à encurvadura por madres, quer no pilar quer na travessa. [16].....	77
Figura 5.12 – Encurvadura lateral numa viga [11].....	78
Figura 5.13 – Momentos fletores em pórtico	79
Figura 5.14 – Travamento típico para resistir à encurvadura lateral [14].....	80
Figura 5.15 – Utilização de perfis tubulares sob a forma de travamento	80
Figura 5.16 – Travamentos em pilares	81
Figura 5.17 – Travamento em pilares.....	81
Figura 5.18 – Encurvadura lateral numa viga com secção em I duplamente simétrica submetida a um momento fletor constante [11].....	83
Figura 5.19 – Fatores para o cálculo do momento crítico em tramos de vigas com comprimento L e secção duplamente simétrica [11]	84
Figura 5.20 – Localização do Z_a , Z_s . Neste exemplo coincide com o centro de gravidade, $Z_s=0$	86
Figura 5.21 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 para vigas com momentos de extremidade [11]	87
Figura 5.22 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 , para vigas com carregamentos transversais [11].....	88
Figura 5.23 – Curvas de encurvadura lateral [8]	89
Figura 5.24 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral [8]	89
Figura 6.1 - Esquema estrutural do pavilhão industrial metálico 3D	94
Figura 6.2 – Pórtico tipo 1 (pórtico corrente).....	95
Figura 6.3 – Pórtico tipo 2 (pórtico de fachada).....	95
Figura 6.4 – Ação da sobrecarga na estrutura.....	96
Figura 6.5 - Localização do pavilhão industrial, Google Mapas.....	97
Figura 6.6 – Ação da neve na estrutura.....	97

Figura 6.7 - Ação do vento na estrutura na direção transversal	98
Figura 6.8 - Ação do vento na estrutura na direção longitudinal.....	99
Figura 6.9 – Combinações de ações com recurso ao Robot Structural Analysis.....	100
Figura 6.10 – Painel Sandwich Poliuretano C5-1000 [22]	101
Figura 6.11 - Caracterização das ações numa madre da estrutura.....	102
Figura 6.12 – Cálculo da madre da estrutura. Esforços em kN/m	103
Figura 6.13 – Travamento de madres a 1/3 do vão	104
Figura 6.14 – Verificação da segurança da madre	104
Figura 6.15 - Resultados detalhados da verificação da segurança da madre IPE 180	105
Figura 6.16 – Localização dos pórticos mais esforçados do tipo 1 na estrutura.....	106
Figura 6.17 – Modelo 2D do pórtico tipo 1	106
Figura 6.18 – Modelo do contraventamento a utilizar na estrutura	107
Figura 6.19 - Modelação 2D do sistema de contraventamento longitudinal com a respetiva deformação para um carregamento de 100 kN/m	108
Figura 6.20 – Definição do apoio elástico no pórtico 2D.	108
Figura 6.21 - Reação na base dos pilares para a combinação mais desfavorável e respetiva deformação	109
Figura 6.22 – <i>Analysis Buckling</i>	110
Figura 6.23 – Carga crítica do pórtico tipo 1 - α_{cr}	110
Figura 6.24 – Deformação para o primeiro modo da carga crítica, α_{cr} (deslocamento em cm)	111
Figura 6.25 – Momento fletor para a combinação mais gravosa	111
Figura 6.26 – Esforço axial para a combinação mais gravosa	112
Figura 6.27 – Esforço transverso para a combinação mais gravosa.....	112
Figura 6.28 – Propriedades do perfil HEA 500	113
Figura 6.29 – Verificação da seção transversal dos pilares	113
Figura 6.30 – Resultados detalhados da verificação da segurança dos pilares em HEA 500.....	114
Figura 6.31 - Resultados detalhados da verificação da segurança dos pilares em HEA 400.....	115
Figura 6.32 – Travamento de travessas, formado por perfis tubulares.....	116

Figura 6.33 – Pormenorização do travamento.....	116
Figura 6.34 – Esquadro metálico	117
Figura 6.35 – Definição do comprimento do esquadro metálico [14]	117
Figura 6.36 – Momento atuante no final do esquadro	118
Figura 6.37 - Travessa com os respetivos travamentos a cada 1/3 do seu comprimento.....	118
Figura 6.38 – Definição dos parâmetros para a verificação da travessa.....	119
Figura 6.39 – Verificação da segurança na localização do esquadro	120
Figura 6.40 – Esquema do esquadro metálico da estrutura	121
Figura 6.41 – Corte transversal nº1 da Figura 6.40 e seção transversal equivalente (mm).....	121
Figura 6.42 – Tensão na zona do esquadro	123
Figura 6.43 – Travamento da travessa ao longo do seu comprimento.....	126
Figura 6.44 – Verificação dos elementos no pórtico corrente mais esforçado.....	126
Figura 6.45 - Carga crítica do pórtico tipo 2 - α_{cr}	127
Figura 6.46 – Modelação do pórtico tipo 2 (pórtico de fachada).....	127
Figura 6.47 – Modelação das ligações no topo dos pilares intermédios do pórtico tipo 2.....	128
Figura 6.48 – Propriedades avançadas das barras de contraventamento da fachada	129
Figura 6.49 – Verificação de todos os elementos do pórtico tipo 2.....	130
Figura 6.50 – Contraventamento da cobertura da estrutura.....	131
Figura 6.51 – Perfis tubulares transversais utilizados nos contraventamentos da cobertura	132
Figura 6.52 – Perfis tubulares longitudinais utilizados nos contraventamentos da cobertura.....	132
Figura 6.53 – Perfil tubular da cobertura mais esforçado (membro 706).....	133
Figura 6.54 – Cálculo do perfil tubular mais esforçado do contraventamento da cobertura.....	133
Figura 6.55 – Contraventamentos laterais em UNP 80 na estrutura	134
Figura 6.56 – Pormenor do contraventamento em UNP 80 das fachadas laterais.....	135
Figura 6.57 – Verificação dos UNP 80 da estrutura.....	135
Figura 6.58 – Perfil UNP 80 mais esforçado da estrutura e respetivos diagramas de esforços axiais	136
Figura 6.59 - Cálculo do perfil UNP 80 mais esforçado do contraventamento lateral (membro 395)	136

Figura 6.60 – Seção transversal UNP80.....	137
Figura 6.61 – Pilares laterais em HEA 400 da estrutura	138
Figura 6.62 – Verificação dos pilares laterais mais esforçados da estrutura	138
Figura 6.63 – Travamento no pilar	139
Figura 6.64 – Esforços dos pilares laterais mais esforçados	139
Figura 6.65 – Verificação da segurança dos pilares em HEA 360.....	140
Figura 6.66 – Massa em Kg/m de perfis em HEA [24].....	141
Figura 6.67 - Custo em €/Kg de perfis metálicos [24]	141
Figura 6.68 – Esforços de cálculo e esforços resistentes do pilar em HEA 360	142
Figura 6.69 – Verificação do cálculo da resistência à encurvadura do perfil HEA 360	143
Figura 6.70 – Verificação da resistência da seção HEA 360	143
Figura 6.71 – Verificação do α_{cr}	144
Figura 6.72 – Pilares de topo.....	144
Figura 6.73 – Verificação da segurança dos pilares de topo da estrutura em perfil HEA 200.....	145
Figura 6.74 - Esforços de cálculo e esforços resistentes e respetiva verificação do pilar em perfil HEA 200	146
Figura 6.75 – Propriedades dos perfis HEA 360 e HEA 200.....	146
Figura 6.76 – Travessas do lado esquerdo da estrutura	147
Figura 6.77 – Comprimento dos travamentos das travessas do lado esquerdo da estrutura	148
Figura 6.78 - Verificação da segurança das travessas do lado esquerdo da estrutura em perfis em IPE 450	149
Figura 6.79 - Verificação da segurança da travessa 15 em IPE 450	149
Figura 6.80 - Travessas do lado direito da estrutura.....	150
Figura 6.81 - Comprimento dos travamentos das travessas do lado direito da estrutura	150
Figura 6.82 - Verificação da segurança das travessas do lado direito da estrutura em perfis em IPE 450	151
Figura 6.83 - Verificação da segurança da travessa 16 em IPE 450	152
Figura 6.84 - Travessas das fachadas principais	152

Figura 6.85 - Verificação da segurança da travessa 295 da fachada principal em perfil transversal IPE 450	153
Figura 6.86 – Localização das ligações entre travessas dos pórticos do tipo 1 e tipo 2.....	154
Figura 6.87 – Representação da ligação entre travessas para o pórtico tipo 1	155
Figura 6.88 – Representação da ligação entre travessas para o pórtico tipo 2	155
Figura 6.89 - Localização das ligações entre pilares e travessas dos pórticos tipo 1 e tipo 2	156
Figura 6.90 - Representação da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 1	156
Figura 6.91 - Representação da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 2.....	157
Figura 6.92 - Localização das ligações entre pilares e fundações para pilares laterais e de fachada	158
Figura 6.93 - Representação da ligação entre o pilar e fundação para o pilar lateral	159
Figura 6.94 - Representação da ligação entre o pilar e fundação para o pilar de fachada	160
Figura 7.1 – Valores de α_{cr} sem a utilização do apoio elástico A – Cálculo preliminar B – Cálculo otimizado	163
Figura 7.2 – Valores de α_{cr} com a utilização do apoio elástico A – Cálculo preliminar B – Cálculo otimizado	163
Figura 7.3 – Quantidades e Pesos em Kg dos diversos perfis metálicos utilizados na estrutura	166

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ligações ao corte	24
Tabela 2.2 – Ligações tracionadas.....	25
Tabela 5.1 – Coeficientes parciais de segurança e características de aços estruturais	67
Tabela 6.1 – Propriedades das seções transversais de acordo com a Figura 6.40	122
Tabela 6.2 – Esforços atuantes nas seções transversais do esquadro	122
Tabela 6.3 – Tensão máxima atuante	122
Tabela 6.4 – Tensão máxima admissível pelo momento fletor.....	123
Tabela 6.5 – Verificação ao esforço axial	124
Tabela 6.6 – Verificação ao esforço transverso.....	124
Tabela 6.7 – Verificação ao momento fletor.....	125
Tabela 6.8 – Verificação da interação da tensão axial e tensão do momento fletor.....	125
Tabela 6.9 – Tensão atuante	125
Tabela 6.10 – Estimativa do peso e custo das soluções em perfis HEA para pilares	140
Tabela 6.11 – Parâmetros da ligação entre travessas para o pórtico tipo 1	155
Tabela 6.12 – Parâmetros da ligação entre travessas para o pórtico tipo 2	155
Tabela 6.13 - Parâmetros da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 1	157
Tabela 6.14 - Parâmetros da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 2	157
Tabela 6.15 - Parâmetros da ligação entre o pilar e fundação para o pilar lateral.....	158
Tabela 6.16 - Parâmetros da ligação entre o pilar e fundação para o pilar de fachada	159
Tabela 7.1 - Estimativa do peso e custo das soluções adotadas para os pilares laterais da estrutura....	165

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

A construção civil reconhece a grande importância da construção de estruturas em aço, sendo estas cada vez mais presentes em obras de grande importância. É notável que obras de estruturas metálicas são cada vez mais as protagonistas de muitas obras de excelência arquitetónica e tecnológica. Porém estas estruturas já datam desde o século XII no formato de tirantes e pendurais de ferro fundido, que funcionavam como elementos auxiliares em estruturas de madeira.

Em vários países e principalmente em Portugal, a partir da década de 80, a construção metálica começou a crescer de forma significativa. Começavam a surgir iniciativas, com vista a divulgar e promover o desenvolvimento de novas técnicas, contribuindo assim, para a consolidação e desenvolvimento do mercado da construção metálica.

De acordo com a revista *Construção Magazine* que em Fevereiro de 2016 publicou a seguinte notícia:

“Vendas ao exterior do setor metalúrgico e metalomecânico aumentaram 5,6%, relativamente a 2014. As vendas ao exterior do setor metalúrgico e metalomecânico ascenderam aos 14.574 milhões de euros, o que representou um crescimento de 5,6% face ao ano anterior, que acompanha o ritmo de crescimento da indústria transformadora (3,6%) e de Portugal (3,5%)”. É notável que o mercado das estruturas metálicas está em alta e irá continuar nesse mesmo caminho.

Este crescimento está relacionado com alguns aspetos que as construções metálicas apresentam em comparação com outras estruturas. Um desses aspetos é o fato de o aço ser um material leve e que apresenta elevada segurança.

A matéria-prima do aço é o ferro, em que este é um dos elementos mais abundantes no planeta. A sua produção não cria resíduos e os seus derivados (ex: escória), são utilizados na produção de cimento. As construções metálicas permitem economizar tempo de construção, minimizando assim custos com os encargos financeiros e as inconveniências na vizinhança. O aço é um material magneticamente neutro por isso não exerce campos magnéticos e é 100% reciclável, preservando recursos e o meio ambiente.

As estruturas metálicas têm um bom desempenho em relação a cargas dinâmicas, porque o aço apresenta uma elevada resistência à fadiga e possui elevada flexibilidade, com isto, as ações dinâmicas atuam

apenas nas regiões próximas aos apoios, não transmitindo à restante estrutura. Além disso as estruturas em aço são mais leves, possuem menos massa em comparação com estruturas de betão armado, tornando a estrutura menos solicitada por cargas dinâmicas.

Em Portugal é cada vez mais frequente a renovação de edificações antigas e a estrutura metálica é uma das soluções mais utilizadas de forma a não acrescentar muito mais carga à estrutura inicial e estas poderem ser modificadas adaptando-se a novas exigências de acordo com os padrões vigentes nas normas. Tais trabalhos de modernização com estrutura metálica não só oferecem melhorias na qualidade das instalações como tornam as estruturas antigas mais atrativas.

A estrutura metálica é o resultado de um sistema industrializado e de um serviço de logística de transporte. O processo inicia-se no projeto de arquitetura, passa para o projeto estrutural definitivo, continua pelo detalhe do projeto, limpeza, pintura e por fim transporte e montagem em obra.

Uma das desvantagens da utilização de estruturas em aço é o facto da mão-de-obra e o preço do próprio aço estar num aumentar de preço, obrigando assim a novos desafios resultantes da necessidade de construções o mais económicas possível, quer a nível de mão-de-obra quer a nível de quantidade de aço utilizado na estrutura.

1.2 OBJETIVOS

Este projeto irá dedicar-se a uma parte particular das construções metálicas, nomeadamente a pórticos de grandes dimensões de pavilhões industriais.

O trabalho tem como objetivo o estudo de diversas soluções estruturais existentes, as diversas tipologias estruturais de pavilhões metálicos e métodos de evitar problemas relacionados com o dimensionamento dos elementos estruturais. Serão também utilizadas várias normas referentes a ações de projeto.

Um outro objetivo é o facto de se realizar o estudo/aplicação dos métodos preconizados pelo EC3 e todo o processo de dimensionamento face aos fenómenos de instabilidade a que um pavilhão metálico está sujeito tendo em conta a sua dimensão.

Também teve como objetivo a utilização de um programa de cálculo estrutural, Robot Structural Analysis, para a realização do cálculo estrutural de um caso de estudo.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO PROJETO

O projeto está dividida em duas fases, em que a primeira remete para uma introdução teórica e métodos de cálculo e a segunda será realizado o dimensionamento de uma estrutura metálica.

Na primeira etapa deste projeto foi efetuada uma pesquisa bibliográfica e uma breve introdução ao tema referente a estruturas metálicas e do porquê da tendência para o seu uso.

O capítulo dois é referente à conceção estrutural de pavilhões metálicos industriais com as diversas tipologias normalmente utilizadas e quais os elementos constituintes com a respetiva descrição pormenorizada.

O capítulo três é alusivo às ações de projeto, onde é detalhado o método de cálculo de ações para estruturas.

O capítulo quatro é referente aos métodos e modelos de análises previstos no Eurocódigo 3.

No capítulo cinco foi demonstrado e analisado o dimensionamento aos diversos elementos. Neste capítulo é relembrado os princípios de dimensionamento especificados no Eurocódigo 3. São abordados os métodos de classificação de seções e os mecanismos de colapso potenciais em estruturas metálicas.

O capítulo seis é referente ao cálculo estrutural recorrendo ao programa de cálculo automático, Robot Structural Analysis. Serão apresentados todos os modelos de cálculo desenvolvidos e imagens dos pressupostos que se considerou para o cálculo.

O capítulo sete é referente à análise de resultados, recomendações e conclusões.

2 CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE PAVILHÕES METÁLICOS INDUSTRIAIS

Os pavilhões metálicos têm uma grande utilidade no ramo das estruturas metálicas, pois têm uma utilização diversificada como: armazéns, fábricas, oficinas, superfícies comerciais, pavilhões desportivos, congressos e expositores. Todas estas estruturas têm em comum o fato de serem funcionais e terem áreas amplas.

Para a conceção de um pavilhão industrial é necessário ter em ponderação o peso que se está a colocar à estrutura (quantidade de aço a utilizar), e ter em consideração o mínimo trabalho de montagem possível. Durante a execução do projeto devem ser evitadas zonas onde se possam acumular água e sujidade e prever o acesso fácil aos locais que necessitam de manutenção ou inspeção.

Na conceção de uma estrutura metálica, para além das exigências funcionais é importante ter-se em conta as decisões que são tomadas para a minimização do custo associado. Existem diversas soluções para um mesmo caso, dependendo em grande parte, da prática do projetista ao escolher a solução mais adequada, tendo em conta todas as circunstâncias: transporte, materiais, modo de execução e preço. Por vezes as decisões a serem tomadas, tendo em conta os vários fatores, nem sempre são fáceis e numa estrutura de um pavilhão metálico, essa decisão é condicionada pelo vão da estrutura, das condições de fundação e envolvente. Para o dimensionamento da melhor solução são estudadas várias alternativas para que se possa chegar à solução mais económica. Cada alternativa considerada deve ter em conta o material a utilizar, o nível de tensões a que a estrutura estará sujeita e facilidade de fabricação/montagem.

As dimensões gerais de um edifício são: largura, altura, altura interna livre e comprimento.

2.1 TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS

A tendência na adoção de soluções em estrutura metálica, particularmente a pavilhões industriais, quer pelas suas vantagens em comparação com o betão armado, levou a que se desenvolvessem soluções-tipo de modo a padronizar os projetos de estruturas metálicas de pavilhões industriais. Estas soluções-tipo auxiliam os projetistas a criarem soluções adaptáveis à generalidade das construções correntes tendo em conta o menor custo associado.

Os pavilhões industriais podem ser edifícios construídos por uma só nave, (Figura 2.1) ou por várias naves (Figura 2.2) quando a área necessária for mais elevada.

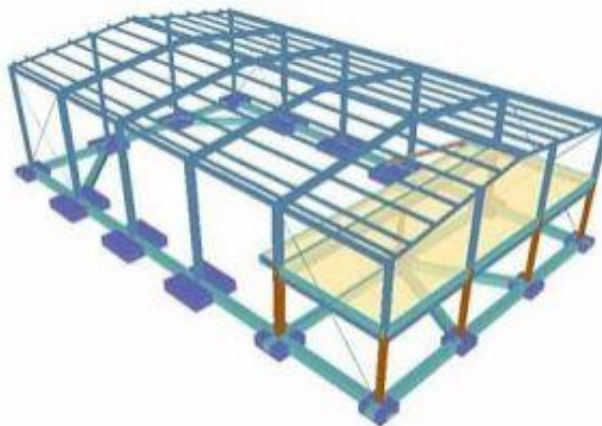


Figura 2.1 - Pavilhão metálico de uma só nave [17]

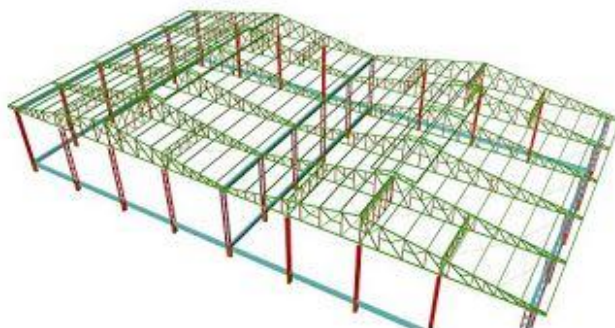


Figura 2.2 - Pavilhão metálico de duas naves [17]

As soluções-tipo de pavilhões metálicos são caracterizadas em função da sua configuração geométrica e seção do perfil. Na sua generalidade têm um pé direito elevado, são constituídas por vários pórticos planos separados longitudinalmente e detêm também de um sistema de contraventamento (Figura 2.3).

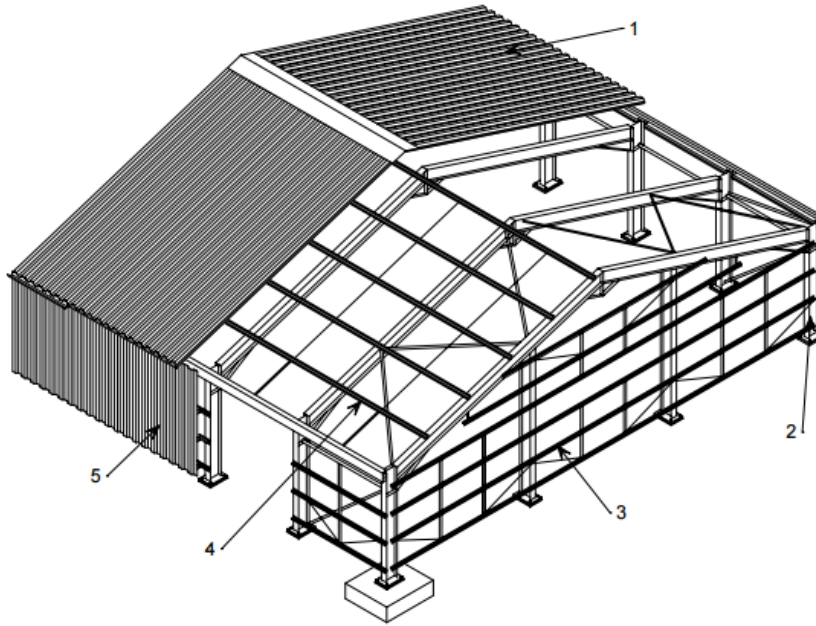


Figura 2.3 – Pavilhão metálico [23]

1- Chapa de revestimento na cobertura; 2 – Pilar; 3 – Madres laterais; 4 – Madres de cobertura; 5 – Chapa de revestimento lateral.

Neste sentido, pode-se dividir estas soluções em dois grupos, distinguindo-se entre estruturas cujos pórticos são formados por um único perfil de grande inércia e por pórticos compostos por associação de barras de inércia inferior, denominadas por treliças.

2.1.1 Pórticos treliçados

Os pórticos treliçados (Figura 2.4) são compostos por associação de barras em esquema triangular (treliças), constituindo assim a asna, em que esta é assente em pelo menos dois pilares em perfil único ou igualmente constituídos por uma estrutura em treliça.

Estes tipos de pórticos treliçados funcionam essencialmente ao esforço axial, o que conduz a secções de menor inércia, ou seja, perfis mais económicos. Além disso é possível tirar maior partido das secções quando estas são sujeitas ao esforço axial do que quando sujeitas à flexão. Nestes pórticos, os perfis que estão comprimidos têm o seu comprimento reduzido, isto leva a que haja um aumento da resistência global do perfil porque o comprimento de encurvadura será menor. Os pórticos treliçados são a solução mais adotada para grandes vão.



Figura 2.4 – Pórticos treliçados [19]

Por outro lado, na prática os pórticos treliçados usam um número elevado de barras de aço, a estrutura torna-se mais complexa e exige bastante mão-de-obra em fábrica. Nos últimos anos em construção de pavilhões de pequeno/médio vão, tem-se abandonado este tipo de pórticos, em virtude do crescente aumento do custo da mão-de-obra.

2.1.2 Pórticos de perfis de alma cheia (*Portal Frames*)

Os pórticos formados por perfis únicos, geralmente com seções em I ou H, designam-se por pórticos com perfis de alma cheia (Figura 2.5) e funcionam fundamentalmente por flexão, desta forma os perfis devem ter grande inércia. Em comparação com os pórticos treliçados estes são de fácil montagem e rápida execução em obra.



Figura 2.5 – Pórticos de alma cheia [20]

2.2 CHAPAS DE REVESTIMENTO

Em pavilhões industriais é comum a utilização de chapas metálicas para revestimento da cobertura e das fachadas. Estes elementos além de garantirem isolamento em relação a condições atmosféricas garantem também alguma estabilidade. As chapas de revestimento são escolhidas tendo em conta o tipo de edifício e a sua finalidade, pois no mercado existem diversas opções de escolha tendo em conta os requisitos de estanquidade e isolamento.

Uma das funções estruturais principais da cobertura é a transmissão de esforços (neve, sobrecarga, vento) para as madres e estas transmitirem os esforços à estrutura, até às fundações.

As chapas de revestimento devem resistir às ações para a combinação de estados limites últimos e não devem ter um deslocamento vertical superior a $L/200$.

2.3 MADRES

Os pórticos metálicos são ligados por várias madres. As madres de cobertura de uma estrutura recebem os esforços da cobertura (peso próprio, ação da neve e vento) e transmitem estes mesmos esforços aos

pórticos. As madres das fachadas desempenham um papel semelhante, pois suportam os pesos das chapas laterais e resistem às ações do vento.

Os esforços nas madres são considerados de diferentes modos, sendo que para forças gravitacionais (peso próprio dos materiais, a ação da sobrecarga e da neve), as madres sofrem flexão desviada. Enquanto para forças de arrancamento como é o caso da ação do vento (ascendente) as madres sofrem flexão plana. Para o cálculo e dimensionamento de madres deve ter-se em atenção estas diferenças, considerando para efeitos de forças descendentes o referencial global da estrutura e para forças ascendentes o referencial local da seção transversal da madre.

Na Figura 2.6 a madre é representada inclinada, sendo o que acontece na maioria das coberturas de pavilhões industriais, a menos que a cobertura seja plana e as travessas não tenham inclinação.

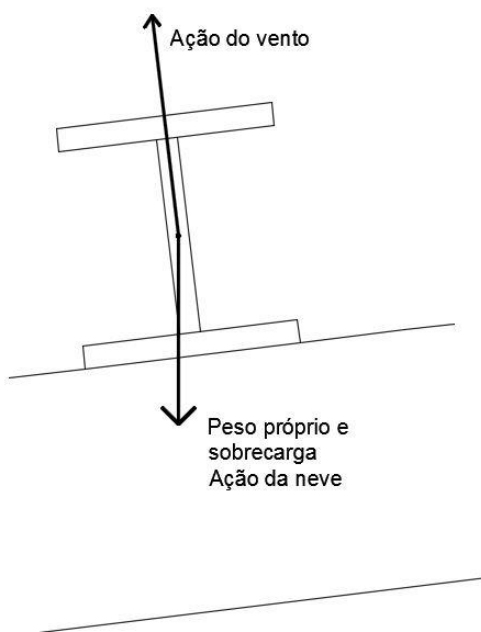


Figura 2.6 – Considerações para o dimensionamento de madres

As madres em estruturas de menor porte podem também ter a função de escoras (B), Figura 2.7, pois encontram-se comprimidas quando atua a força do vento (1 - direção do vento).

No entanto a força do vento por vezes é elevada e em estruturas de maior porte e suscetíveis a ações elevadas da ação do vento é recomendável que as madres não estejam acrescidas desta função. Para isso

é usual a colocação de perfis tubulares ao longo do comprimento da estrutura, Figura 2.8. Estes perfis tubulares servirão também para contraventear as travessas dos pórticos principais.

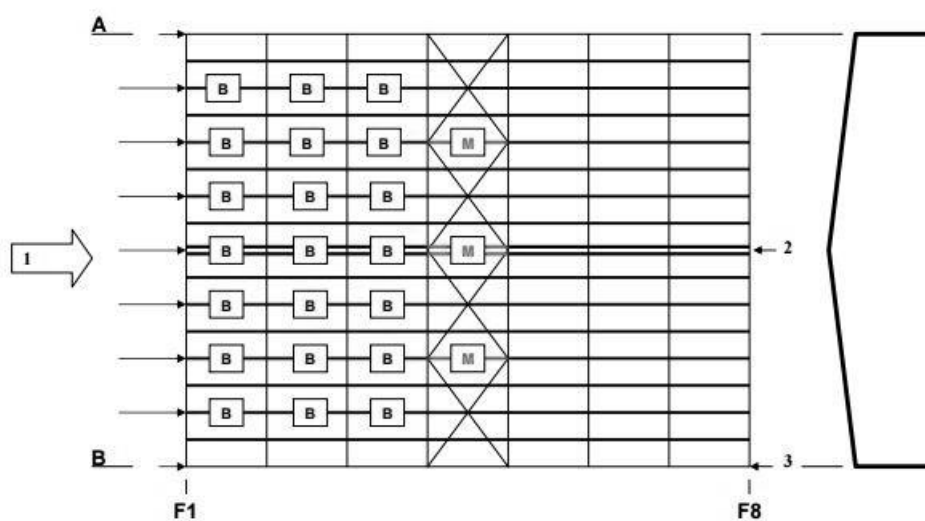


Figura 2.7 – Madres na cobertura [21]

- 1 – Direção da ação do vento; 2 – Madres de cumeeira; 3 – Madres de bordo
- B – Madres à compressão; M – Madres com função de escoras

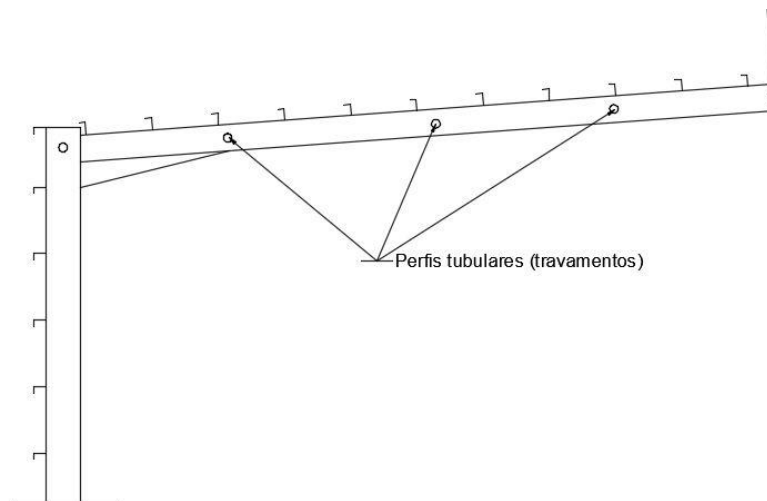


Figura 2.8 – Pórtico com perfis tubulares, em corte

Em pavilhões metálicos, as madres de uma cobertura têm também a função de proporcionar estabilidade às travessas do pórtico principal. Isto acontece porque as madres estão assentes nas travessas. Como as travessas estão suscetíveis a fenómenos de encurvadura, as madres têm função de auxiliar no seu

contraventamento, impedindo que hajam deslocamentos laterais do banzo comprimido e consequentemente rotação dessas seções em torno do seu eixo, melhorando o seu comportamento em relação à encurvadura lateral. Um modo de estas estabilizarem o banzo inferior é por meio de uma ligação entre o a madre e o banzo inferior da travessa, Figura 2.9.

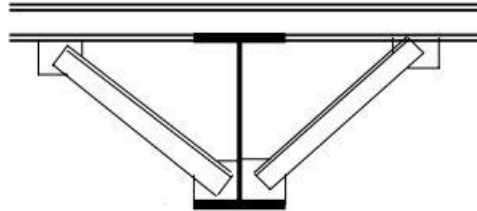


Figura 2.9 – Contraventamento do banzo inferior da travessa [21]

Em coberturas de estruturas metálicas, principalmente em estruturas de grandes vãos, é necessário ter em conta que as madres não devem ficar com a função de contraventamento das travessas dos pórticos principais na totalidade, ou seja, as madres não devem ficar com a função de contraventar as travessas, isto porque caso haja um arrancamento das madres pela ação do vento, em casos muito extremos de grandes tempestades, as travessas deixarão de usufruir de contraventamento pela parte das madres e irão sofrer fenómenos de encurvadura. De modo a contornar este problema é de boa prática a colocação de perfis tubulares como os da Figura 2.8, que irão realizar o contraventamento das travessas tanto no banzo superior como no banzo inferior.

No mercado existem várias opções de perfis para utilizar em madres de pavilhões metálicos. Os perfis podem ser laminados a frio ou a quente, sendo que ambas as opções têm um bom desempenho a nível estrutural. A escolha irá depender do projetista ou do construtor. Neste projeto iremos recorrer a enformados a quente (IPE) e assim realizar o dimensionamento apenas para este tipo de perfis. As seções a laminado a frio são geralmente fabricados por um perfil de chapa de aço e as formas mais utilizadas são em formato Sigma e Zed.

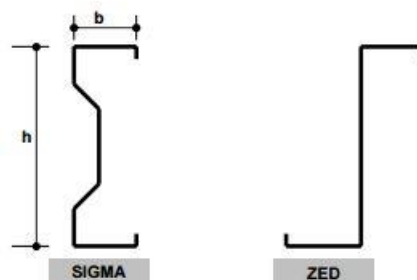


Figura 2.10 – Enformados a frio [21]

No entanto, independentemente da escolha do perfil para as madres, o tipo de cobertura é que determinará o espaçamento entre as madres. Recorrendo-se a tabelas fornecidas pelos fabricantes de coberturas é possível determinar qual o vão máximo suportado pelas chapas para uma determinada combinação de ações. O vão máximo determinado será o vão máximo que as madres poderão ter entre si, de modo a que as chapas de cobertura não sofram rutura.

As madres são conectadas à estrutura principal, e essa ligação pode ser executada de diversas maneiras (para perfis laminados a quente):

- Aparafusadas diretamente – Aparafusamento entre o banzo inferior da madre e o banzo superior da travessa (mais usual), Figura 2.11.
- Aparafusamento com grampo num dos lados – Tendo em conta a inclinação, a ligação é realizada através de uma chapa dobrada. Este tipo de ligação é usada para estruturas de pequena dimensão e as ações são moderadas. Esta ligação proporciona maior rigidez face às forças paralelas à inclinação do telhado em comparação com as ligações aparafusadas diretamente, Figura 2.12.
- Aparafusamento com grampo em ambos os lados, Figura 2.13.

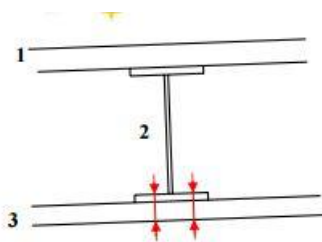


Figura 2.11 – Madre aparafusada diretamente [21]

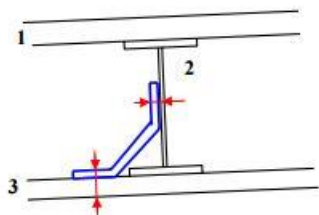


Figura 2.12 - Madre aparafusada com grampo num dos lados [21]

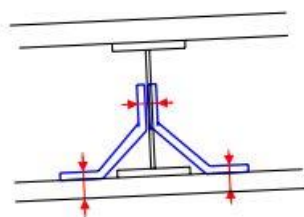


Figura 2.13 – Madre aparafusada com grampos em ambos os lados [21]

Legenda: 1 – Chapa de cobertura; 2 – Madre; 3 – Travessa do pórtico.

As conexões executadas para perfis laminados a frio são realizadas da seguinte forma:

- Conexão com grampo único dobrado – A madre encontra-se suspensa para evitar locais de compressão, Figura 2.14.
- Conexão com grampo único dobrado com maior rigidez, Figura 2.15.

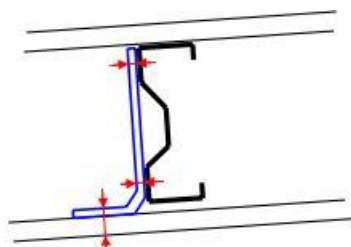


Figura 2.14 – Conexão com grampo único dobrado [21]

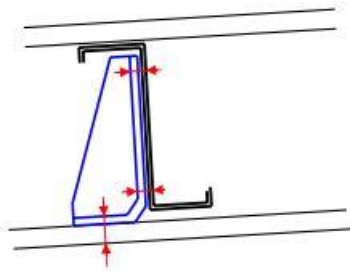


Figura 2.15 – Conexão com grampo único dobrado com maior rigidez [21]

Ambas as ligações podem ser usadas para os perfis laminados a frio em Sigma ou Zed.

As madres como têm uma pequena inclinação, sendo esta derivada pela inclinação das travessas onde estão assentes, ficam sujeitas a flexão desviada. Como as madres a utilizar neste projeto serão perfis IPE, estas apresentam pouca resistência a momentos fletores no eixo zz. Isto acontece porque apresentam pouca inércia no eixo zz comparativamente à inércia em relação ao eixo yy.

Uma forma de contornar este problema é com a utilização de tirantes, em que estes conferem travamento às madres no eixo de menor inércia (eixo zz). (Figura 2.16)

Estes contraventamentos nas madres (tirantes) são utilizados tanto nas madres de cobertura como em madres laterais, e desempenham também a função de ajudar a manter o alinhamento das madres durante a montagem e durante a utilização da estrutura.

Estas restrições verticais são tipicamente em perfis de aço leve como tubos ou barras de aço ($\varnothing 8$ mm) que atuam em tensão.

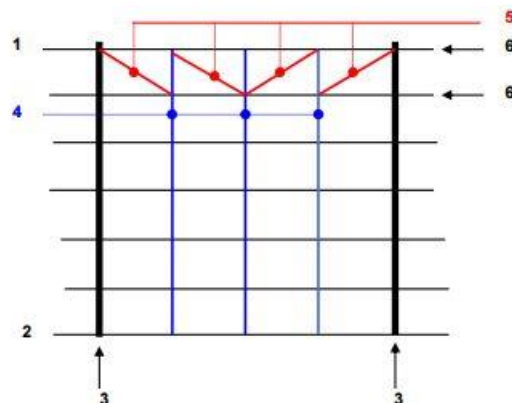


Figura 2.16 – Tirantes, corte da fachada lateral [21]

Legenda Figura 2.16: 1 – Madre superior; 2 – Madre inferior; 3 – Pórtico principal; 4 – Tirantes de contraventamento a $\frac{1}{4}$ do vão; 5 – Ligação entre barras de contraventamento e as madres; 6 – Madres que suportam a ligação entre os tirantes.

O afastamento destes tirantes, Figura 2.16, é dado por:

- Se as madres têm um vão inferior a 6 metros, deve-se colocar um tirante a meio vão;
- Se as madres têm um vão entre 6 e 8 metros, deve-se colocar um tirante a cada $\frac{1}{3}$ do vão;
- Se as madres têm um vão superior a 8 metros, deve-se colocar um tirante a cada $\frac{1}{4}$ do vão.

Na fase de dimensionamento é importante saber qual o papel que estes tirantes desempenham, para que não hajam falhas. Na fase de construção, aquando da colocação da cobertura, as madres começam a entrar em serviço e é essencial que os tirantes realizem a sua função. Além disso em obra é importante ter-se em atenção se os tirantes estão amarrados a pontos fixos, Figura 2.16 ponto 6.

Como referido anteriormente, as madres suportam diferentes tipos de ações, entre elas a neve, o vento, o peso próprio dos materiais e a sobrecarga.

Em locais propícios a forte queda de neve, deve dar-se especial atenção aos fenómenos de acumulação de neve associadas a formas de construção. É habitual que a neve se acumule nas extremidades dos telhados e em zonas mais planas. Uma forma de contornar o problema é a diminuição do espaçamento entre madres nestas localizações, caso as madres sejam em perfis laminados a frio, aumenta-se a espessura da chapa.

A ação do vento também irá influenciar a dimensão da secção transversal da madre. A força exercida pelo vento nas coberturas é maioritariamente de sucção, desta forma deve-se dar atenção às aberturas existentes lateralmente da estrutura que causam um aumento considerável da força de sucção. Por isso é fundamental que os parafusos utilizados na ligação madre-chapa de cobertura, sejam dimensionados face às ações do vento para que estas não sejam arrancadas.

Um outro fenómeno que poderá ocorrer em estruturas metálicas é o acúmulo das águas das chuvas. Os telhados com inclinações inferiores a 5% são sensíveis a este fenómeno. Deve ter-se em conta, que caso a deformação para estados limites de utilização seja excessiva, haverá acúmulo de água/neve nestas zonas causando uma maior carga pontual nessa localização.

2.4 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

As estruturas metálicas, nomeadamente pavilhões industriais, são estruturas que estão sujeitas a forças laterais provocadas por ações do vento e por movimentos sísmicos. Em edifícios industriais com pontes rolantes além das ações do vento e sismo, o edifício é também submetido a forças longitudinais e transversais resultantes do manuseamento da ponte, nestes casos é adicionado ao edifício um contraventamento especial capaz de conduzir esses esforços para as fundações do edifício.

Os sistemas de contraventamento são fundamentais em estruturas metálicas para transmitirem parte das cargas horizontais às fundações, impedindo a instabilidade local dos elementos ou global da estrutura.

Para assegurar a rigidez de uma estrutura metálica deve ser previsto um contraventamento vertical entre pilares e horizontal ao nível da cobertura, para estes conduzam até às fundações as cargas a que a estrutura está submetida. Uma das vantagens também da utilização de contraventamentos é pelo fato de evitar deformações na estrutura durante a sua montagem. Como boa prática, deve-se colocar os contraventamentos verticais entre os pilares só após a instalação dos equipamentos de grandes dimensões no interior do pavilhão metálico, de modo a não impedir o acesso destes equipamentos. Este cuidado é de grande importância pois a remoção ou troca do local previsto para o contraventamento pode ser inviável para a estrutura, porque os pilares que estão em contacto com o contraventamento têm de suportar mais carga e estes já estão dimensionados para essas solicitações.

Os contraventamentos mais utilizados são os das Figura 2.17 e Figura 2.18 sendo que o contraventamento mais comum é o de “Cruz de Stº André”. No entanto, pode-se usar qualquer tipo de triangulação, desde que se garanta a transmissão das cargas horizontais à fundação e a estabilidade da estrutura.

Pode-se distinguir dois tipos de contraventamentos, sendo estes o rígido e o flexível. Os do tipo rígido são constituídos por perfis, que funcionam à compressão e à tração. Os do tipo flexível são compostos por cabos de aço que funcionam apenas à tração, desta forma quando as cargas atuam numa direção, apenas um dos cabos fica ativo e à tração.

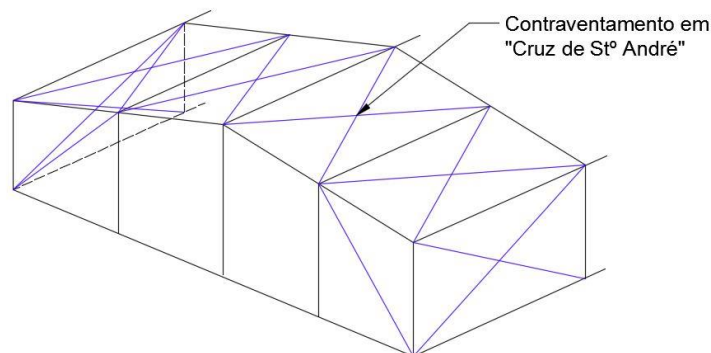


Figura 2.17- Contraventamento em “Cruz de Stº André”

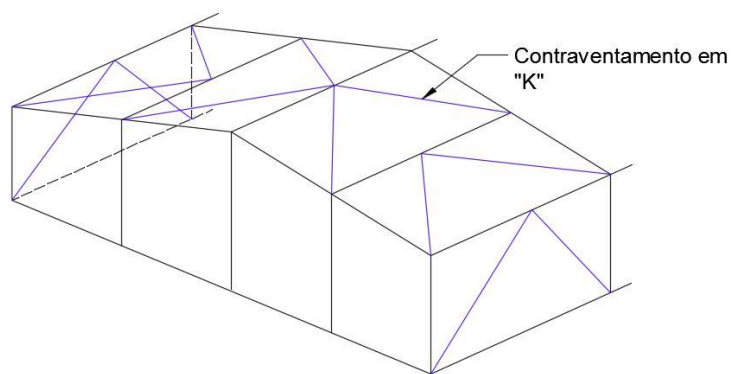


Figura 2.18 – Contraventamento em “K”

Na direção longitudinal da estrutura deve-se optar sempre por colocar contraventamentos em ambos os lados, especialmente quando a estrutura tem um longo desenvolvimento longitudinal, como na Figura 2.19.

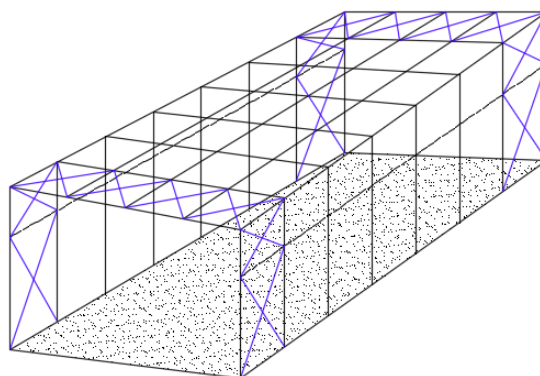


Figura 2.19 – Exemplo de contraventamento no desenvolvimento longitudinal de uma estrutura

2.5 LIGAÇÕES

As ligações numa estrutura metálica são pontos de descontinuidade entre barras. Na modelação/dimensionamento das ligações é necessário definir-se o seu comportamento, sendo este rígido ou rotulado. A seleção do tipo de ligação a adotar é uma decisão importante porque irá influenciar o custo global da estrutura e o modo como esta se irá comportar.

Uma ligação rígida pressupõe uma continuidade dos esforços e das deformações, sendo por isso menos económicas, no entanto consegue-se tirar um maior partido dos perfis utilizados quer nos pilares quer nas travessas.

Uma ligação rotulada presume que a ligação não impede a rotação das barras, sendo uma ligação mais económica.

No entanto o comportamento real das ligações é semirrígido, isto é, a ligação está limitada na capacidade de rotação e na capacidade de transmissão dos esforços, traduzindo-se num comportamento intermédio entre as ligações rígidas e articuladas. [1]

Na Figura 2.20 estão representados os diferentes comportamentos das ligações: I – Comportamento articulado; II – Comportamento semirrígido; III – Comportamento rígido.

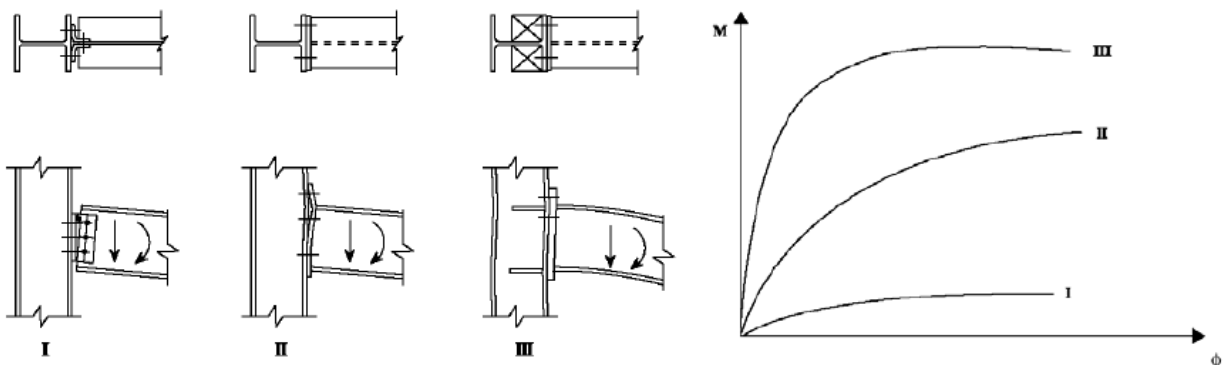


Figura 2.20 – Relação Momento/Rotação em ligações com diferentes rigidezes [1]

Como boa prática em obra utiliza-se ligações aparafusadas, porque são mais simples de se executar com qualidade do que a execução de uma ligação soldada. No entanto do ponto de vista do cálculo, as ligações soldadas são a forma mais fácil de se garantir a rigidez da ligação.

É de ressaltar que os parafusos podem ser aplicados com aperto simples ou pré-tensionados. Quando são aplicados por aperto simples, estes durante o carregamento acabam por estar sujeitos a esforços de tração e a esforços de corte o que pode obrigar ao seu sobredimensionamento. Quando são pré-

tensionados, os parafusos exercem uma força de compressão entre as chapas e essa força dará lugar a uma elevada resistência por atrito, que vai permitir a transmissão de carga entre as peças unidas. [2]

As principais ligações num pórtico metálico são: Pilar/travessa, Travessa/Travessa e Pilar/fundação. Todas estas ligações estão propensas a experimentar momentos fletores elevados.

2.5.1 Ligações Pilar/Travessa

Por norma as travessas dos pórticos metálicos industriais têm alguma inclinação e a típica ligação de pilar/travessa é apresentado na Figura 2.21, com os respetivos reforços (esquadros e alma do pilar). Estes reforços têm a função de:

- Aumentar a inércia da seção nas zonas de ligação, permitindo resistir a momentos elevados;
- Reduzir o comprimento de encurvadura.

De acordo com a Figura 2.21 é de notar que o banzo do pilar é furado para a conexão com os furos realizados na chapa de extremidade que está soldada à travessa. Em obra será apenas necessário unir estes dois componentes com parafusos pré-esforçados, minimizando-se a utilização de soldadura em obra, e obtendo-se uma ligação em que as soldaduras são feitas em fábrica e em obra apenas será necessário a colocação de parafusos, tornando assim a rapidez de execução maior e economicamente mais vantajosa.

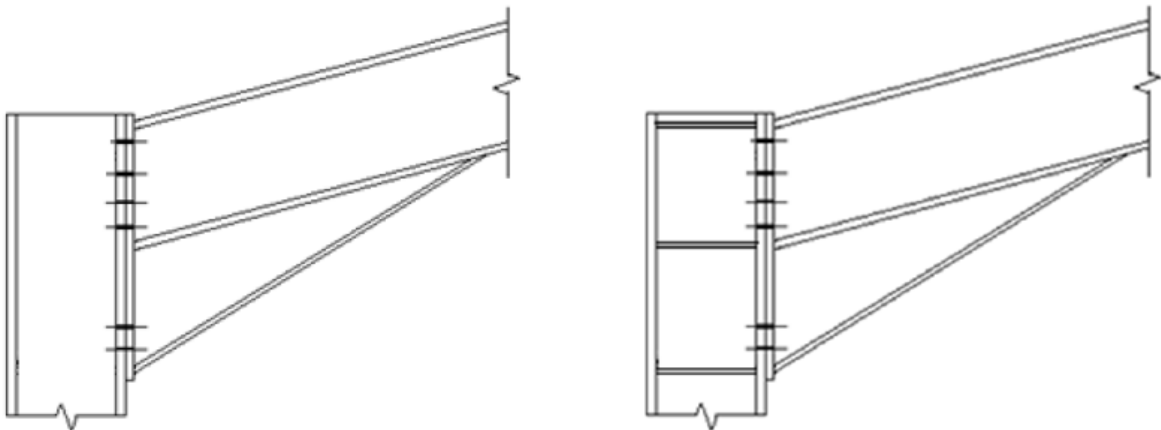


Figura 2.21 – Ligação pilar/travessa [1]

2.5.2 Ligação Travessa/Travessa

Para haver continuidade de esforços é necessário realizar a ligação entre travessas, uma típica ligação de travessas esta representada na Figura 2.22. Sob condições de carga normal (forças descendentes) a parte inferior da ligação está em tensão. Por vezes existe a necessidade de colocar mais parafusos de modo a

resistirem aos esforços, e por isso aumenta-se o comprimento da chapa de ligação. Consequentemente acrescenta-se os esquadros que além de criarem estabilidade à ligação aumenta a resistência ao momento fletor nesta localização.

Tal como na ligação pilar/travessa as ligações travessa/travessa são unidas por duas placas de extremidade que são furadas e soldadas em fábrica, permitindo a ligação com parafusos pré-esforçados em obra. [1]

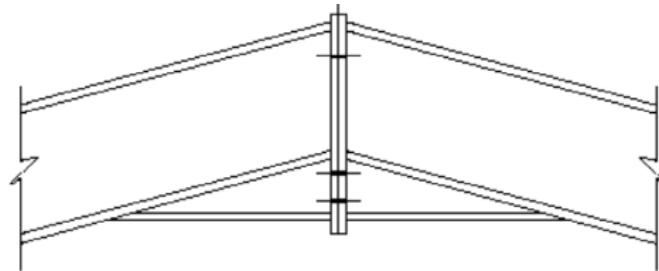


Figura 2.22 – Ligação travessa/travessa [1]

2.5.3 Pilar/Fundação

Existem dois tipos de ligação pilar/fundação distinguidos em função da ligação: articulada ou encastrada.

Uma ligação articulada conduz a uma fundação mais económica, uma vez que apenas tem que resistir ao esforço axial e esforço transverso. No entanto, poderá conduzir a uma superestrutura menos económica, uma vez que os momentos passam a ser resistidos apenas pelo topo dos pilares.

A ligação encastrada conduz a uma fundação menos económica. No entanto, permite um melhor aproveitamento da secção dos pilares e assim reduzir o custo da superestrutura.

A ligação articulada mais comum é formada por uma chapa soldada à extremidade inferior do pilar e pela colocação de chumbadouros posicionados o mais próximo possível do seu eixo de rotação.

A ligação encastrada mais utilizada consiste numa chapa soldada à extremidade inferior do pilar, com chumbadouros afastados da linha de centro, com objetivo de se formar um binário na resistência ao momento fletor. [1]

A Figura 2.23 representa um exemplo típico de ligação pilar/fundação.

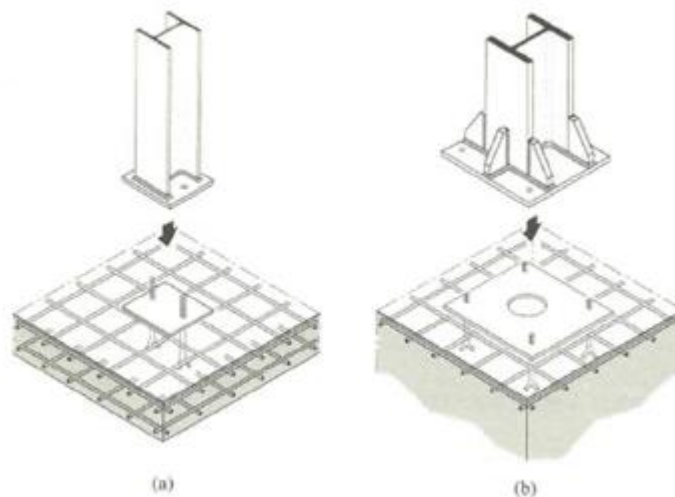


Figura 2.23 – Ligação pilar/fundação
a) Articulada; b) Encastrada [1]

2.5.4 Categorias de ligações aparafusadas

O Eurocódigo 3 parte 1-8 fornece categorias de ligações aparafusadas e de acordo com cada categoria é necessário realizar diversas verificações durante o dimensionamento dessas mesmas ligações, quer ao corte quer à tração, Figura 2.24.

Categoria	Crítérios	Observações
Ligações ao corte		
A resistente ao esmagamento	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Não é necessário qualquer pré-esforço. Poderão utilizar-se as classes de parafusos 4.6 a 10.9.
B resistente ao escorregamento no estado limite de utilização	$F_{v,Ed,ser} \leq F_{s,Rd,ser}$ $F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. Para a resistência ao escorregamento no estado limite de utilização, ver 3.9.
C resistente ao escorregamento no estado limite último	$F_{v,Ed} \leq F_{s,Rd}$ $F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$ $\Sigma F_{v,Ed} \leq N_{net,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. Para a resistência ao escorregamento no estado limite último, ver 3.9. $N_{net,Rd}$, ver 3.4.1(1) c).
Ligações à tracção		
D não pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Não é necessário qualquer pré-esforço. Poderão utilizar-se as classes de parafusos 4.6 a 10.9. $B_{p,Rd}$, ver o Quadro 3.4.
E pré-esforçada	$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $F_{t,Ed} \leq B_{p,Rd}$	Deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 ou 10.9. $B_{p,Rd}$, ver o Quadro 3.4.

Figura 2.24 – Categorias de ligações aparafusadas [15]

Onde:

$F_{v,Ed}$ – Valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite último

$F_{v,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao esforço transversal por parafuso

$F_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao esmagamento por parafuso

$F_{v,Ed,ser}$ – Valor de cálculo do esforço transversal por parafuso no estado limite de utilização

$F_{s,Rd,ser}$ – Valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite de utilização

$F_{s,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao escorregamento por parafuso no estado limite último

$N_{net,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tração da seção transversal útil

$F_{t,Ed}$ – Valor de cálculo da resistência à tração por parafuso

$F_{t,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à tração por parafuso

$B_{p,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência ao punçoamento da cabeça do parafuso e da porca

2.5.4.1 Ligações ao corte

Conforme a categoria que cada ligação pertence estas devem ser projetadas segundo certas regras. Para ligações ao corte, estas podem pertencer à categoria A, B e C.

De acordo com o EC3 parte 1-8 as ligações ao corte podem ser resumidas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Ligações ao corte

Categoria	Observações do dimensionamento
<p style="text-align: center;">Categoria A Ligação resistente ao esmagamento</p>	<p>Nesta categoria, deverão utilizar-se parafusos das classes 4.6 a 10.9, inclusive. Não é requerido qualquer pré-esforço ou quaisquer disposições especiais para as superfícies em contato. O valor de cálculo do esforço de corte no estado limite último não deverá exceder o valor de cálculo da resistência ao corte nem o valor da resistência ao esmagamento.</p>
<p style="text-align: center;">Categoria B Ligação resistente ao escorregamento no estado limite de utilização</p>	<p>Nesta categoria, deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados. Não deverá ocorrer escorregamento no estado limite de utilização. O valor de cálculo da força de corte no estado limite de utilização não deverá ser superior ao valor de cálculo da resistência ao escorregamento. O valor de cálculo do esforço de corte no estado limite último não deverá exceder o valor de cálculo da resistência ao corte nem o valor de cálculo da resistência ao esmagamento.</p>
<p style="text-align: center;">Categoria C Ligação resistente ao escorregamento no estado limite último</p>	<p>Nesta categoria, deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados. Não deverá ocorrer escorregamento no estado limite último. O valor de cálculo do esforço de corte no estado limite último não deverá exceder o valor de cálculo da resistência ao escorregamento, nem o valor de cálculo da resistência ao esmagamento. Além disso no caso de uma ligação tracionada, deverá comprovar-se que, para o estado limite último, não é excedido o valor de cálculo da resistência plástica da seção útil que intercepta os furos dos parafusos.</p>

2.5.4.2 Ligações tracionadas

As ligações aparafusadas solicitadas à tração poderão pertencer à categoria D e E.

De acordo com o EC3 parte 1-8 as ligações à tração podem ser resumidas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Ligações tracionadas

Categoria	Observações do dimensionamento
<p style="text-align: center;">Categoria D Ligação não pré-esforçada</p>	<p>Nesta categoria, deverão utilizar-se parafusos das classes 4.6 a 10.9, inclusive. Não é necessário qualquer pré-esforço. Esta categoria não deverá ser utilizada no caso em que as ligações estejam sujeitas a variações frequentes do esforço de tração. No entanto para esforços das ações do vento poderão ser utilizadas.</p>
<p style="text-align: center;">Categoria E Ligação pré-esforçada</p>	<p>Nesta categoria, deverão utilizar-se parafusos pré-esforçados das classes 8.8 e 10.9 com aperto controlado.</p>

As seções que têm ligações à tração ou emendas, a sua resistência é reduzida devido à redução da seção e concentração de tensões junto aos furos com ligações aparafusadas.

A redução da resistência em barras tracionadas, referida anteriormente, deve ser obtida com base numa secção útil reduzida A_{net} , referida na cláusula 6.2.2.2 do EC3-1-1.

2.6 MATERIAIS

Os valores de cálculo das propriedades dos materiais de acordo com o EC3 a adotar nos cálculos deverão ser os seguintes:

- Módulo de elasticidade: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Módulo de distorção: $G \approx 81000 \text{ N/mm}^2$
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0.3$
- Coeficiente de dilatação térmica linear: $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ por K (para $T \leq 100^\circ\text{C}$)
- Massa volúmica: $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3 \approx 77 \text{ kN/m}^3$

Os valores nominais da tensão de cedência e da tensão última à tração de aços estruturais de acordo com a norma EN 10025-2 encontram-se na Figura 2.25.

Norma e classe de aço	Espessura nominal t do componente da secção [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	490	335	470
S 450	440	550	410	550

Figura 2.25 – Valores nominais da tensão de cedência (f_y) e da tensão última à tração (f_u) para aços estruturais laminados a quente [8]

De acordo com o EC3 as classes de parafusos indicadas na Figura 2.26 são válidas para se criarem as ligações em obra, no entanto de acordo com o Anexo Nacional as classes recomendadas para utilização são: 4.6, 5.6, 8.8 e 10.9.

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

Figura 2.26 – Valores nominais da tensão de cedência, f_{yb} e da tensão de rotura à tração, f_{ub} para parafusos. [15]

Apenas os parafusos das classes 8.8 e 10.9 poderão ser utilizados como parafusos pré-esforçados.

3 AÇÕES DE PROJETO

No dimensionamento de qualquer estrutura deve ter-se em conta todas as ações a que a estrutura irá ficar sujeita durante o seu tempo de vida.

Os pavilhões metálicos são estruturas que também estão suscetíveis a diversos tipos de ações, de entre as quais se de destacam: ações devido à própria utilização da estrutura e ações devido a fenómenos da natureza/atmosféricos.

Para se quantificar o valor das ações a impor na estrutura, deve-se classifica-las como, ações permanentes e ações variáveis, e combina-las entre si.

As regras para a quantificação de ações são definidas em Normas Europeias: Eurocódigo 0 [3], Eurocódigo 1, parte 1-1 ações em estruturas [4], parte 1-3 ações da neve [5] e parte 1-4 ações do vento [6] e o Eurocódigo 8 parte 1 ações sísmicas [7]. Com base em critérios probabilísticos, são determinadas as ações que atuam na estrutura.

As regras para a combinação de ações segundo o Estado Limite Último orientam-se por parâmetros definidos no Eurocódigo 0 [3] onde se combinam as ações permanentes com as ações variáveis, sendo uma delas ação de base e tendo em conta sempre o caso mais desfavorável de combinação.

A combinação de ações é feita através da equação (3.1):

$$Ed = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{K,j} + \gamma_{Q,1} Q_{K,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{K,i} \quad (3.1)$$

Onde:

$G_{K,j}$ – Valor característico da ação permanente

$Q_{K,i}$ – Valor característico da ação variável

$\gamma_{Q,i}$ – Coeficiente de majoração da ação variável

$\gamma_{G,j}$ – Coeficiente de majoração da ação permanente

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente de minoração da ação variável

Neste capítulo ir-se-á descrever o procedimento para a quantificação de ações.

3.1 AÇÕES PERMANENTES (G)

As ações permanentes são as ações com elevada probabilidade de acontecer durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável ou é sempre no mesmo sentido até a ação atingir um certo limite. [3]

3.1.1 Peso Próprio

No caso de carga peso próprio, considera-se todas as ações devidas ao peso dos elementos estruturais.

3.1.2 Restantes Cargas Permanentes

Neste caso de carga as ações são habitualmente representadas por cargas uniformes. Considera-se para estes casos os revestimentos da cobertura e das fachadas, os elementos de ligação e outros pequenos acessórios.

3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

Ação cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável nem monotónica. [3] Ou seja, são ações que assumem valores com variação significativa, em torno do seu valor médio, durante o tempo de vida da estrutura. Considera-se para estes casos:

- Sobrecarga
- Ação da Neve
- Ação do Vento
- Variações de temperatura
- Sismos
- Atritos em aparelhos de apoio
- Pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas

3.2.1 Sobrecarga

A sobrecarga foi quantificada de acordo com a NP EN 1991-1-1 [4]. No caso de estudo a apresentar, apenas se terá um piso, desta forma para o dimensionamento dos pórticos, apenas ter-se-á em conta a sobrecarga da cobertura. Para se poder quantificar a sobrecarga na cobertura, escolhe-se a respetiva

categoria de utilização Figura 3.1. Para cada categoria existe um valor diferente de sobrecarga. Neste caso de estudo, usa-se a Categoria H, Figura 3.2.

Categoria	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a G
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Figura 3.1 – Categorias de coberturas [4]

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	0,4	1,0
<i>NOTA: A sobrecarga uniformemente distribuída q_k pode actuar em toda ou em parte da área da cobertura.</i>		

Figura 3.2 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H [4]

3.2.2 Ação da Neve

A ação da neve foi quantificada de acordo com a NP EN1991-1-3 [5] e é classificada como uma ação variável e estática.

Para determinação dos valores das cargas devido à ação da neve, o território nacional é dividido em 3 zonas, de acordo com a Figura 3.3.

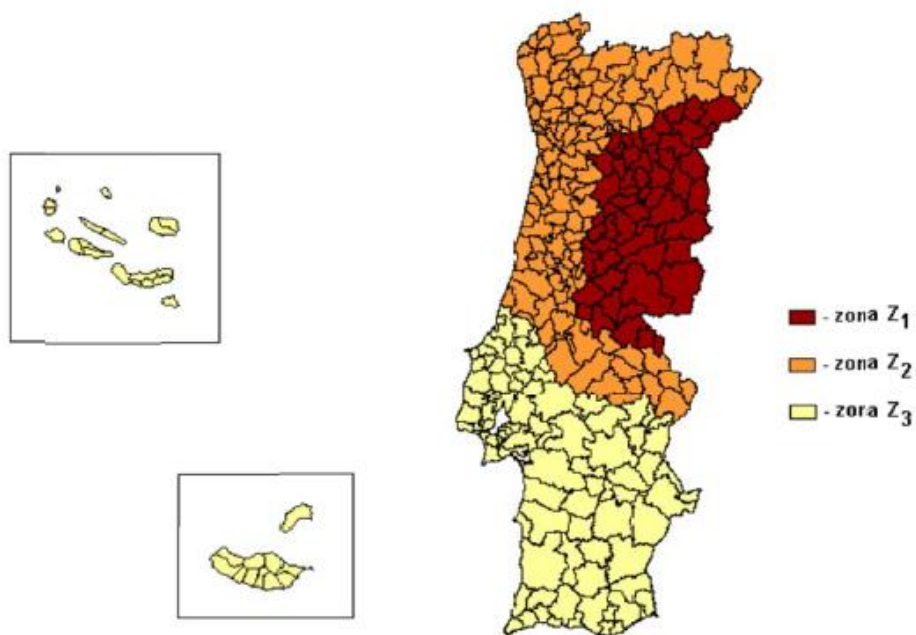


Figura 3.3 – Zonamento do território nacional [5]

As cargas de neve em coberturas devem ser determinadas para situações de projeto através da expressão:

$$s = \mu_1 \times C_e \times C_t \times S_k \quad (3.2)$$

Onde:

S – Valores da carga da neve (KN/m²)

μ_1 – Coeficiente de forma para a carga da neve

C_e – Coeficiente de exposição

C_t – Coeficiente térmico

S_k – Valor característico da carga da neve ao nível do solo

O valor do coeficiente de forma μ_1 para a carga de neve irá depender do tipo de cobertura. A NP EN1991-1-3 define disposições de carga da neve não deslocada (caso (i)) e deslocada (casos (ii) e (iii)). Na Figura 3.4 apresenta-se os vários coeficientes de forma para coberturas de duas vertentes.

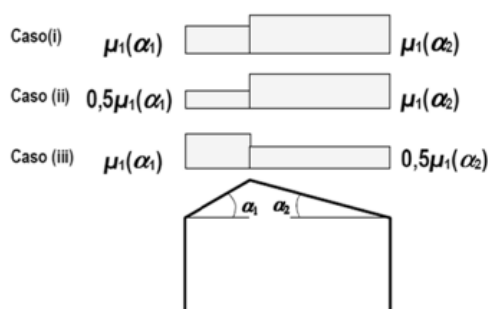


Figura 3.4 – Coeficientes de forma para a carga da neve – Cobertura de 2 vertentes [5]

Os valores de μ_1 e μ_2 estão representados na Figura 3.5.

Ângulo de inclinação da vertente α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha > 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Figura 3.5 – Coeficientes de forma para a carga da neve

Em relação ao coeficiente de exposição C_e a norma refere que deverá usar-se o valor normal de 1.0, que corresponde a uma topografia normal (zonas nas quais não há uma remoção significativa da neve pelo vento devido à configuração do terreno e à existência de outras construções vizinhas), salvo especificações diferente em função da topografia, os valores recomendados encontram-se na Figura 3.6.

Topografia	C_e
Exposta ao vento ^{a)}	0,8
Normal ^{b)}	1,0
Abrigada ^{c)}	1,2

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

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

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

Figura 3.6 – Valores recomendados de C_e para diferentes topografias

O coeficiente térmico C_t tem em conta a redução das cargas da neve em coberturas com elevada transmissão térmica ($> 1 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$). Nas situações correntes considera-se $C_t = 1.0$.

Os valores característicos da carga da neve ao nível do solo, S_k , são determinados por:

$$S_k = C_z \left(1 + \left(\frac{H}{500} \right)^2 \right) \quad (3.3)$$

Onde:

S_k – Valores característicos da carga da neve ao nível do solo (KN/m²)

C_z – Carga da neve ao nível médio das águas do mar (KN/m²)

$$C_z = \begin{cases} 0.30 & \text{zona } Z_1 \\ 0.20 & \text{zona } Z_2 \\ 0.10 & \text{zona } Z_3 \end{cases}$$

H – Altitude do local, em metros

Para a combinação da ação da neve os valores reduzidos encontram-se na Figura 3.7.

Altitude H	ψ_0	ψ_1	ψ_2
$H > 1000$ m	0.70	0.50	0.20
$H \leq 1000$ m	0.50	0.20	0

Figura 3.7 – Valores reduzidos para a ação da neve [3]

3.2.3 Ação do Vento

A quantificação da ação do vento é feita de acordo com NP EN1991-1-4. A força do vento varia em função do tempo e atua diretamente sobre as superfícies das estruturas. Caso a estrutura tenha locais abertos a força do vento irá atuar também nesses locais.

A ação do vento atua sob a forma de pressões nas superfícies dos elementos, resultando daí forças perpendiculares a essas mesmas superfícies.

De acordo com a norma, as ações do vento são calculadas através de valores característicos. Estas ações são determinadas a partir de valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica. Os valores de referência são valores característicos cuja probabilidade anual de serem excedidos é de 0.02, o que equivale a um período médio de retorno igual a 50 anos. O efeito do vento na estrutura depende da dimensão, da forma e das propriedades dinâmicas da estrutura. [6]

A pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e , é obtida através de:

$$w_e = q_p(Z_e) \times C_{pe} \quad (3.4)$$

Onde:

$q_p(Z)$ – Pressão dinâmica de pico

Z – altura de referência

C_p – coeficiente de pressão

A pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores, w_i , é calculada através de:

$$w_i = q_p(Z_i) \times C_{pi} \quad (3.5)$$

A pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, é calculada por:

$$q_p(z) = C_e(z) \times q_b \quad (3.6)$$

Onde:

$C_e(z)$ – Coeficiente de exposição

q_b – Pressão dinâmica de referência

A pressão dinâmica de referência, q_b , é calculada por:

$$q_p = \frac{1}{2} \times \rho \times V_b^2 \quad (3.7)$$

Onde:

ρ – Massa volúmica do ar, 1.25 Kg/m³

V_b – Valor de referência da velocidade do vento

O valor de, V_b , é o valor de referência do vento, definido em função da direção do vento, a uma altura de 10 metros acima da superfície de um terreno de categoria II.

De acordo com a NP EN1991-1-4, o valor básico da velocidade de referência do vento, $V_{b,0}$, é o valor característico da velocidade média do vento referida em períodos de 10 minutos, independente da sua direção e da época do ano, a uma altura de 10 metros acima do nível do solo em campo aberto, vegetação rasteira e obstáculos isolados (separados entre si de pelo menos 20 vezes a sua altura). [6]

$$V_b = C_{dir} \times C_{season} \times V_{b,0} \quad (3.8)$$

CAPÍTULO 3

Onde:

C_{dir} – Coeficiente de direção (recomendado pelo Anexo Nacional = 1)

C_{season} – Coeficiente de sazonal da época do ano (recomendado pelo Anexo Nacional = 1)

$V_{b,0}$ – Valor básico da velocidade de referência do vento

Para efeitos da quantificação do valor básico da velocidade de referência do vento, $V_{b,0}$, considera-se duas zonas distintas em Portugal.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Figura 3.8 – Valor básico da velocidade de referência do vento [6]

Zona A – a generalidade do território, exceto as regiões pertencentes à zona B.

Zona B – os arquipélagos dos Açores e da Madeira e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 Km de largura ou a altitudes superiores a 600 metros. [6]

Para o cálculo do coeficiente de exposição é necessário saber-se qual a categoria do terreno, em estudo, pertence. Desta forma recorrendo à Figura 3.9 é possível determinar a categoria do terreno.

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

NOTA 1: As categorias de terreno II, III e IV estão ilustradas em A.1.
NOTA 2: O coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é ilustrado na Figura NA.1.

Figura 3.9 - Categoria e parâmetros de terreno [6]

O coeficiente de exposição $C_e(z)$ é representado na Figura 3.10, em função da altura da estrutura (Z).

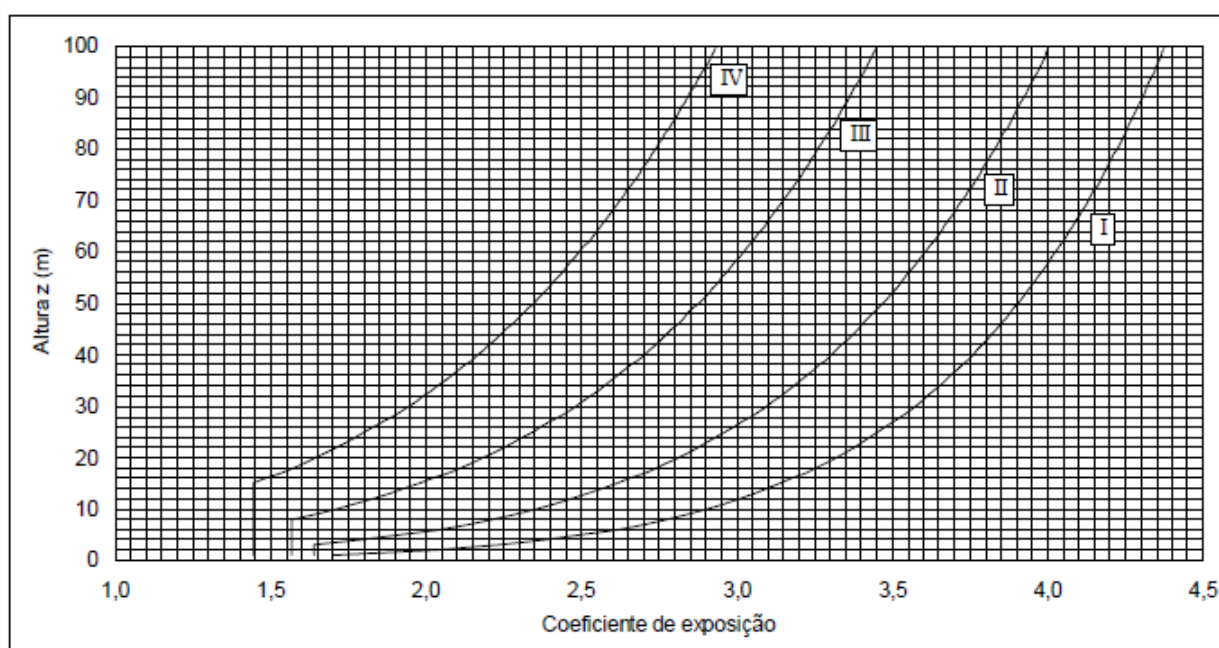


Figura 3.10 – Coeficientes de exposição [6]

A Figura 3.11 demonstra a pressão resultante exercida numa parede, numa cobertura ou num elemento, tendo em conta o sinal positivo ou negativo.

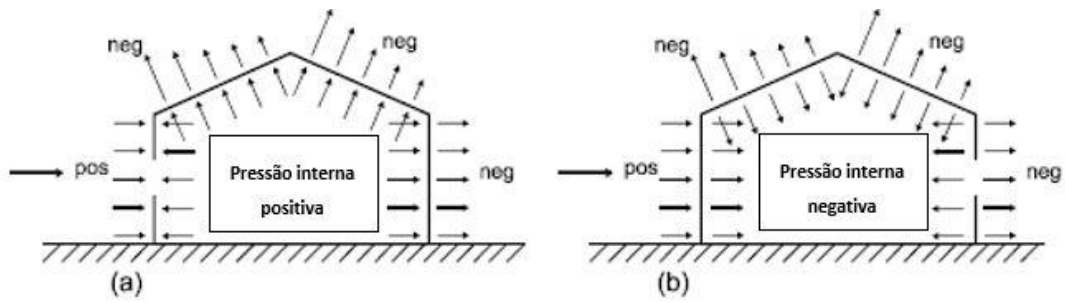


Figura 3.11 – Pressão interior positiva (a) Pressão interior negativa (b) [6]

As pressões do vento em paredes verticais em edifícios de planta retangular, dependem da relação h/b . No caso de estudo desta projeto $h \leq b$, e a cobertura será de duas águas, desta forma irei abordar apenas estas duas soluções.

Na Figura 3.12 está representado como varia a pressão do vento ao longo da altura da parede do edifício, para situações em que $h \leq b$ e na Figura 3.13 está representado as zonas de acordo com a direção do vento e comprimentos de paredes de fachada.

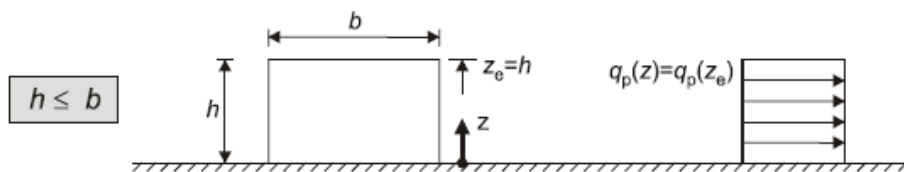


Figura 3.12 – Altura de referência, z_e , e perfil de pressão dinâmica [6]

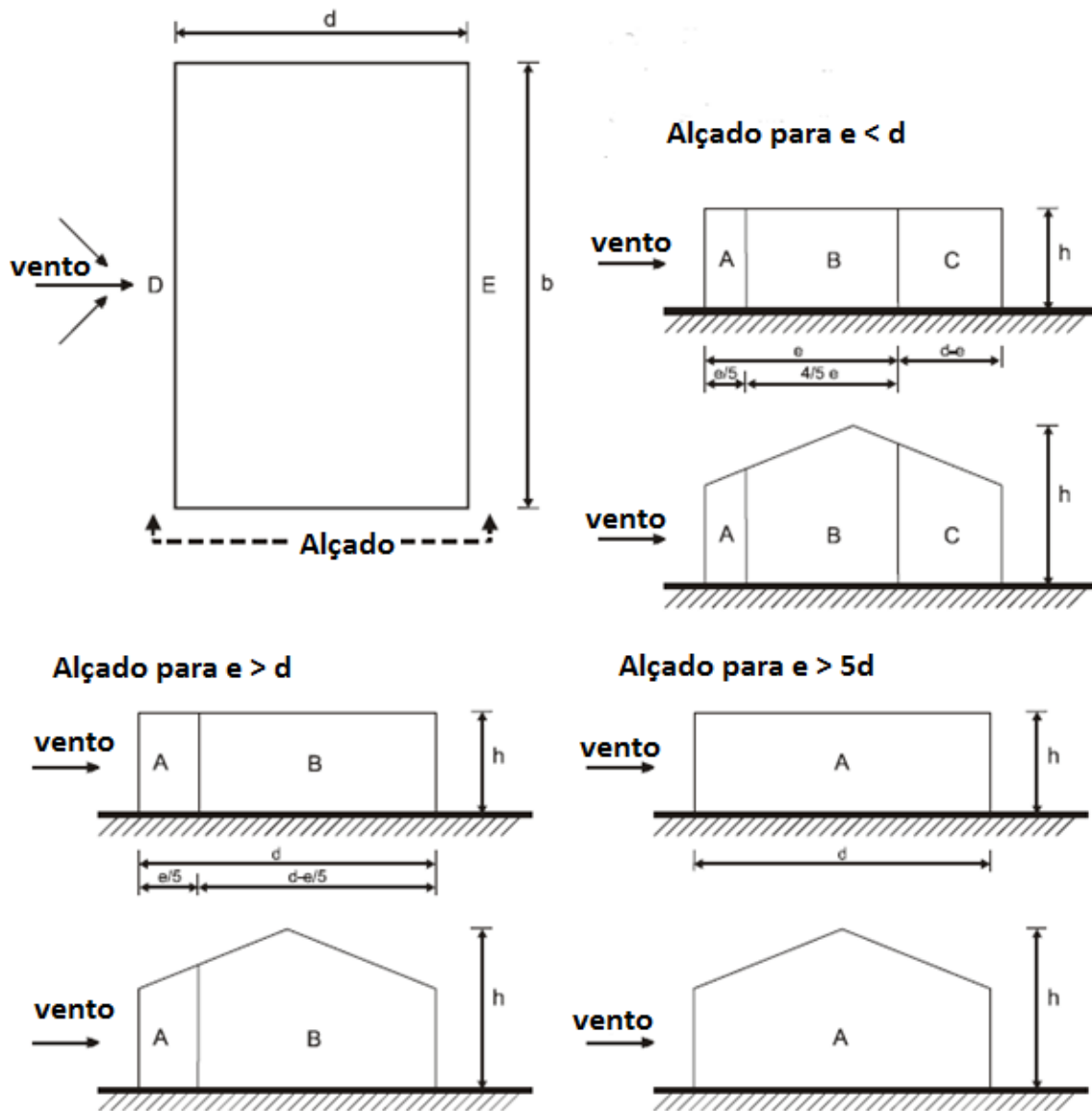


Figura 3.13 – Zonas em paredes verticais [6]

Na Figura 3.13, estão definidas as zonas de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular, em que, e , é o menor valor entre b e $2h$.

Na Figura 3.14 estão representados os valores de $C_{pe,10}$ e de $C_{pe,1}$ em função da relação h/d . Para valores intermédios de h/d deverá fazer-se uma interpolação linear.

Zona	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Figura 3.14 – Valores recomendados dos coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular [6]

O valor de C_{pe} é diretamente proporcional à área. No presente caso de estudo foi considerado que toda a área era superior a 10 m^2 , por isso usou-se sempre o valor de $C_{pe,10}$.

A ação do vento em coberturas irá depender da inclinação, altura da cobertura, dimensões e número de vertentes.

Para o caso de estudo presente, sendo este uma cobertura de duas águas, apenas ir-se-á fazer referência a esse tipo de coberturas.

A Figura 3.15 ilustra o caso de uma cobertura de duas vertentes, cujos coeficientes C_{pe} se encontram na Figura 3.16 e Figura 3.17 de acordo com a orientação do vento.

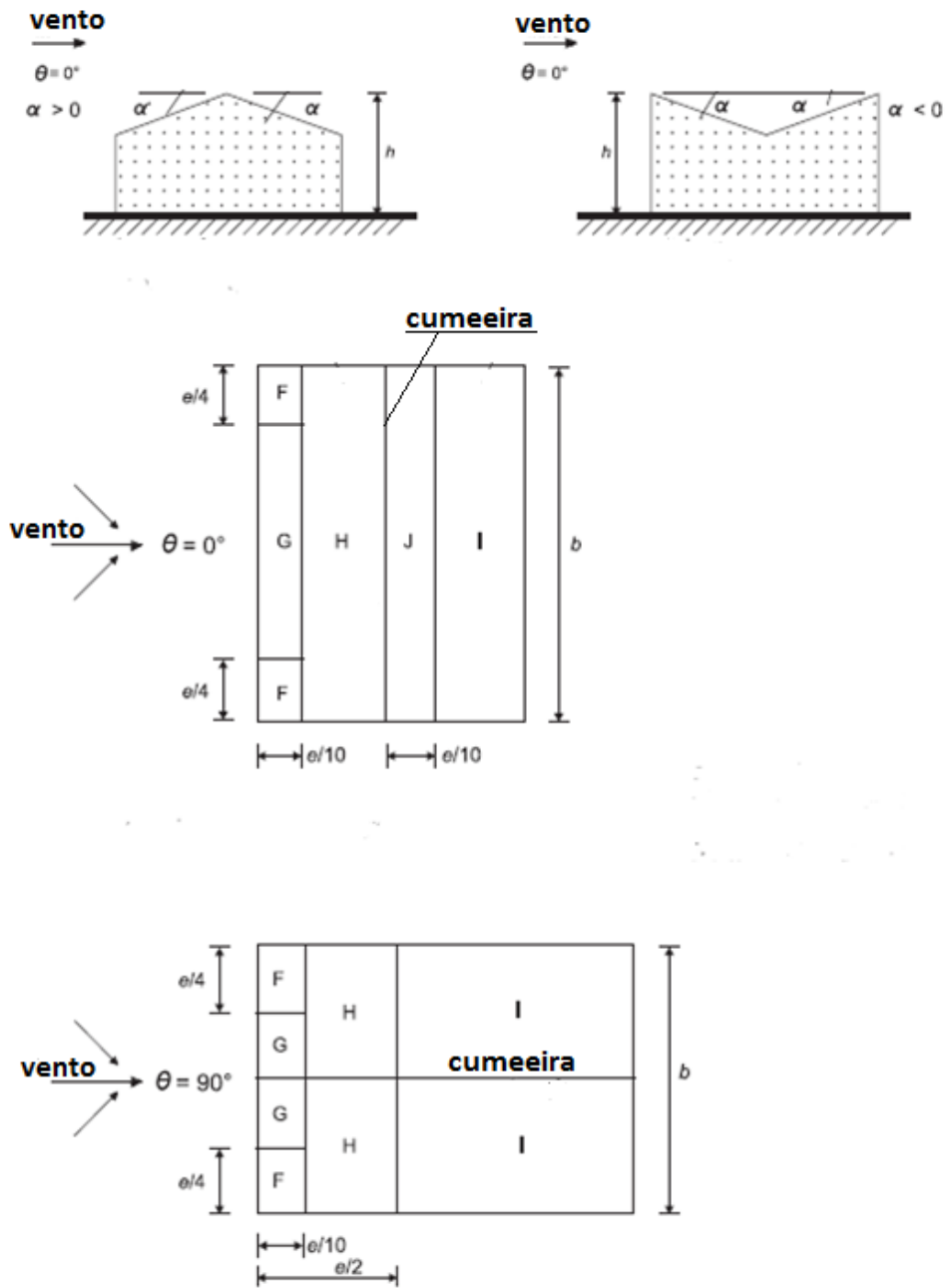


Figura 3.15 – Zonas em coberturas de duas vertentes [6]

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	
60°	+0,7		+0,7		+0,7		-0,2		-0,3	
75°	+0,8		+0,8		+0,8		-0,2		-0,3	

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

NOTA 2: Para ângulos de inclinação intermédios entre ângulos com o mesmo sinal, poderá ser efectuada uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal. (Não efectuar interpolação entre $\alpha = +5^\circ$ e $\alpha = -5^\circ$, mas antes utilizar os valores relativos às coberturas em terraço indicados em 7.2.3). Os valores iguais a 0,0 são fornecidos para efeitos de interpolação.

Figura 3.16 – Coeficientes de pressão exterior para cobertura de duas vertentes, direcção do vento $\theta = 0^\circ$ [6]

Ângulo de inclinação α	Zona; Direcção do vento $\theta = 90^\circ$							
	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-1,4	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-30°	-1,5	-2,1	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
-15°	-1,9	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	-0,8	-1,2
-5°	-1,8	-2,5	-1,2	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	-1,2
5°	-1,6	-2,2	-1,3	-2,0	-0,7	-1,2	-0,6	
15°	-1,3	-2,0	-1,3	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
30°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,8	-1,2	-0,5	
45°	-1,1	-1,5	-1,4	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5	
60°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	
75°	-1,1	-1,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,0	-0,5	

Figura 3.17 - Coeficientes de pressão exterior para cobertura de duas vertentes, direcção do vento $\theta = 90^\circ$ [6]

De acordo com a NP EN1991-1-4, os valores positivos e negativos na mesma vertente não devem ser usados em simultâneo e para ângulos de valores intermédios será necessário proceder a uma interpolação linear entre valores com o mesmo sinal.

3.3 AÇÃO DO SISMO

A proteção da vida humana e a prevenção de colapso de estruturas como resultado da ação sísmica constitui um dos maiores cuidados para os projetistas de estruturas. No caso de haver um sismo de elevada magnitude não é possível garantir que a estrutura consiga resistir aos esforços máximos obtidos por esta ação, no entanto tenta-se minimizar os prejuízos quer em materiais quer em vidas. A regulamentação para o dimensionamento sísmico é feita através da NP EN 1998-1 [7].

No cálculo da resistência aos sismos de uma estrutura são considerados dois tipos de ação sísmica: ação sísmica tipo 1 e ação sísmica tipo 2. De acordo com a cláusula 3.2.2 da mesma norma, esta ação é representada por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno para os dois tipos de ação sísmica (tipo 1 e tipo 2).

As estruturas metálicas possuem um melhor comportamento sísmico do que a maioria das estruturas correntes. Isto acontece porque o aço é um material muito dúctil em comparação com outros materiais, nomeadamente o betão.

Além da vantagem de ductilidade, a maior parte dos pavilhões metálicos, são constituídos por um único piso, os pórticos têm um único vão igualmente espaçados (simplicidade estrutural e uniformidade), e têm um menor peso associados, o que para além de reduzir os esforços de 1ª ordem induzidos pelos sismos, provoca efeitos de 2ª ordem inferiores, quando comparados com um deslocamento idêntico numa estrutura de betão armado.

A simplicidade estrutural, caracterizada pela existência de trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas, é um objetivo importante a cumprir dado que a modelação, a análise, o dimensionamento, a pormenorização construtiva e a construção de estruturas simples estão sujeitas a uma incerteza muito menor e portanto a previsão do seu comportamento sísmico é muito mais fiável. A uniformidade é caracterizada por uma distribuição regular, quer em planta quer em altura. [7]

A simplicidade e uniformidade dos pavilhões industriais metálicos torna a análise sísmica, de acordo com a NP EN1998-1, muito mais simplificada no ponto de vista da previsão do seu comportamento quando incide um sismo. No entanto, para locais do país suscetíveis a risco sísmico deve ter-se em atenção esta ação na estrutura.

A ação sísmica resulta de um conjunto de vibrações do solo, que por sua vez são transmitidas à estrutura durante a ocorrência de um sismo, com isto verifica-se que a estrutura não responde a forças aplicadas diretamente sobre si, mas sim aos movimentos transmitidos pelo solo. Desta forma, a resposta ao sismo das estruturas estão ligadas às propriedades do solo. Deve-se por isso, e dependendo do grau de importância da estrutura, fazer-se o estudo geológico/investigação do solo. De acordo com a NP EN 1998-1 é necessário definir-se o tipo de solo Figura 3.18.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPR} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Figura 3.18 – Tipos de terreno [7]

De acordo com a presente norma, os edifícios dividem-se em 4 classes de importância, Figura 3.19, em função das consequências do colapso em termos de vida humana e económicas. De acordo com a classe de importância determina-se os coeficientes de importância a adotar, γ_I , Figura 3.20.

Classe de importância	Edifícios
I	Edifícios de importância menor para a segurança pública, como por exemplo edifícios agrícolas, etc.
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante tendo em vista as consequências associadas ao colapso, como por exemplo escolas, salas de reunião, instituições culturais, etc.
IV	Edifícios cuja integridade em caso de sismo é de importância vital para a protecção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais eléctricas, etc.

Figura 3.19 – Definição de classe de importância [7]

Classe de Importância	Acção sísmica Tipo 1	Acção sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Figura 3.20 – Coeficientes de importância γ_I [7]

O território Português é afetado por atividade sísmica, com mais intensidade no centro, sul e ilhas. Esta atividade sísmica está associada à fratura que se desenvolve desde os Açores prolongando-se ao estreito de Gibraltar, separando as placas Euro-Asiática e a Africana. Estas placas quando entram em colisão originam dois tipos de sismos, Tipo 1 e Tipo 2.

A ação do sismo Tipo 1 é caracterizada por ter uma magnitude moderada e pequenas distâncias focais. Por outro lado, a ação do sismo Tipo 2 é caracterizada por apresentar uma magnitude elevada e grandes distâncias focais.

Em Portugal continental, o país está dividido em várias zonas com um determinado zonamento sísmico para cada tipo de ação sísmica, Figura 3.21, e a cada zona é caracterizada por uma aceleração máxima de referência, α_{gR} , de acordo com cada Tipo de sismo, Figura 3.22.

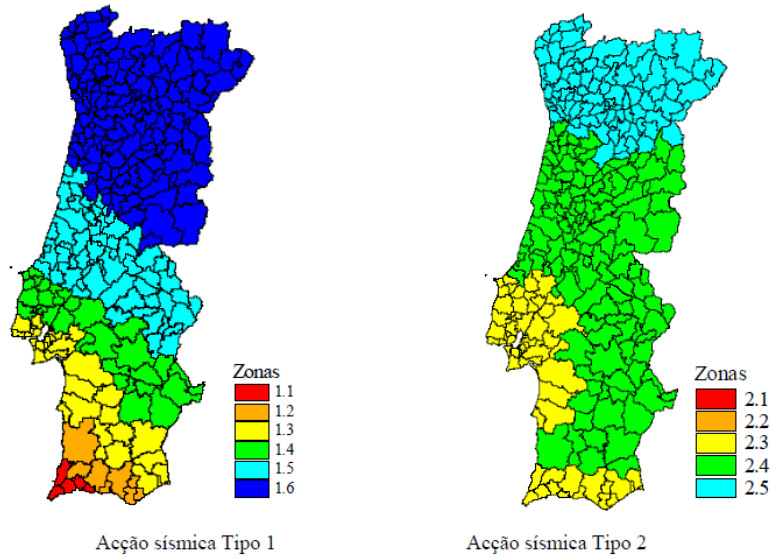


Figura 3.21 – Zonamento sísmico em Portugal Continental [7]

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	–	–

Figura 3.22 – Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas [7]

O valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A é caracterizada pela seguinte expressão:

$$a_g = \gamma I \times a_{gR} \tag{3.9}$$

Onde:

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A

γI – Coeficiente de importância

a_{gR} – Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A

A capacidade da estrutura dissipar energia é caracterizado por um coeficiente de comportamento (q). Com a utilização de um coeficiente de comportamento adequado às características da estrutura é possível

através da utilização de um modelo de análise elástica linear (modelo idealizado) determinar a resposta da estrutura em regime não linear (comportamento próximo do real).

Sendo os pavilhões metálicos por norma regulares em planta e em altura o valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , pode ser determinado pela Figura 3.23.

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, sistema de paredes acopladas	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$	$4,5 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema de paredes não acopladas	3,0	$4,0 \alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pêndulo invertido	1,5	2,0

Figura 3.23 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura [7]

DCM – Comportamento de ductilidade médio

DCH – Comportamento de ductilidade elevado

Em que o valor de α_u e α_1 são definidos da seguinte forma para sistemas porticados regulares em planta:

- Sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos:
 - edifícios de um só piso: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,1$;
 - edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$;
 - edifício de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos: $\alpha_u / \alpha_1 = 1,3$.

Considerou-se um comportamento de ductilidade médio (DCM) para pórticos metálicos.

O valor do coeficiente de comportamento, q , para as ações sísmicas horizontais, para ter em conta a capacidade de dissipação de energia, e é determinado a partir de:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (3.10)$$

Onde:

q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento

k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes ($k_w = 1$, para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos)

Os parâmetros que definem os espectros de resposta elástica horizontais para as ações sísmicas tipo 1 e tipo 2, em função do tipo de terreno, são definidos de acordo com a Figura 3.24 para ações do tipo 1 e pela Figura 3.25 para ações do tipo 2.

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,6	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0

Figura 3.24 – Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1

[7]

Tipo de terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,25	2,0

Figura 3.25 - Valores dos parâmetros definidos do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2

[7]

Em Portugal, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor de S deve ser determinado através de [7]:

para: $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$ $S = S_{max}$

para: $1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$ $S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} (a_g - 1)$

para: $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$ $S = 1$

Onde:

a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, em m/s^2 .

S_{max} – Parâmetro cujo valor é indicado nas Figura 3.24e Figura 3.25.

O espectro de cálculo permite, de acordo com o disposto na norma EN 1998-1, caracterizar o comportamento de uma determinada estrutura em termos de capacidade de dissipação de energia, obtida principalmente pelo comportamento dúctil dos seus elementos e/ou outros mecanismos. A determinação destes espectros é feita através de uma análise elástica, baseado num espectro de resposta reduzido pelo coeficiente de comportamento, q . O coeficiente de comportamento é uma aproximação da relação entre as forças sísmicas a que a estrutura estaria sujeita se a sua resposta fosse completamente elástica com um amortecimento viscoso de 5% e as forças sísmicas que podem ser utilizadas no projeto, com um modelo de análise elástica convencional [7].

Em seguida apresenta-se as fórmulas utilizadas para o cálculo dos espectros, preconizadas na EN 1998-1:

$$0 \leq T \leq T_B : S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_D(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.12)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_D(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.13)$$

$$T_D \leq T : S_D(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.14)$$

Onde:

$S_d(T)$ – Espectro de cálculo

β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor a atribuir a β de acordo com o Anexo Nacional é de 0.2.

Como mencionado anteriormente, a análise sísmica de pavilhões industriais uniformes metálicos em Portugal em locais de sismicidade reduzida não é tão relevante em comparação com as ações do vento e da neve.

3.4 ESTADOS LIMITES

3.4.1 Estados limites últimos

O estado limite último corresponde a uma condição que está associada ao colapso da estrutura, e em estruturas metálicas essa condição depende da:

- Resistência das seções transversais;
- Resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura;
- Resistência à rotura de seções em zonas de ligações;

De acordo com o EC3 os coeficientes de segurança a utilizar em edifícios são:

- $\gamma_{M0} = 1.00$;
- $\gamma_{M1} = 1.00$;
- $\gamma_{M2} = 1.25$.

3.4.2 Estados limites de utilização

O estado limite de utilização corresponde a um estado que está associado a condições específicas de utilização, em que no caso das estruturas metálicas refere-se a condições limites de deformação e vibração.

Os estados limites de utilização, que devem ser verificados em estruturas em aço são de acordo com o EC3:

- Deformações ou deslocamentos que afetam o aspeto ou a utilização da estrutura;
- Vibrações ou oscilações que provoquem desconforto aos utilizadores;
- Deformações, deslocamentos, vibrações ou oscilações que causem estragos nos acabamentos ou em elementos estruturais principais e ou secundários.

De acordo com o EC3 os valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais encontram-se na Figura 3.26.

Condições	Limites (Figura II.4)	
	δ_{\max}	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, para além do pessoal de manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando δ_{\max} possa afectar o aspecto do edifício	L/250	-
Nota:		Limites anteriores
<ul style="list-style-type: none"> No caso geral, L representa o vão da viga. No caso de vigas em consola, L representa duas vezes o vão real da consola. 		

Figura 3.26 – Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais [8]

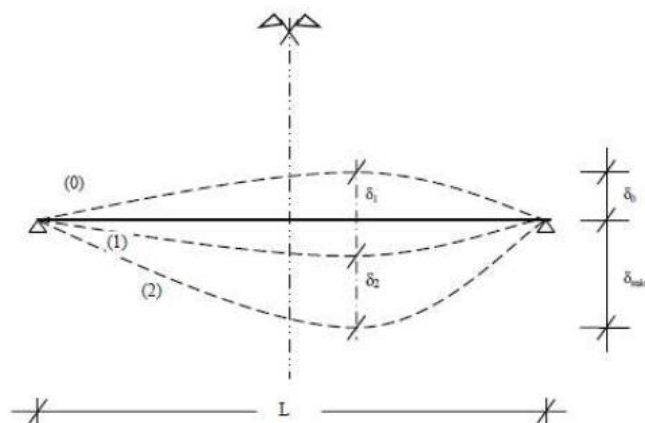


Figura 3.27 – Deslocamentos verticais a considerar [8]

Onde:

δ_0 – Contra flecha, posição inicial da viga sem carregamento

δ_1 – Flecha da viga, deformação da viga devido a cargas permanentes

δ_2 – Flecha da viga devido a ações variáveis

δ_{\max} – Flecha máxima ($\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)

De acordo com a cláusula N.A – 7.2.2(1)B do EC3, no caso de não serem acordados outros valores com o dono de obra, os limites recomendados para os deslocamentos horizontais no topo dos pilares para as combinações características são as seguintes:

- Pórticos sem aparelhos de elevação: $h/150$

- Outros edifícios de um só piso: $h/300$

- Em edifícios de vários pisos:

Em cada piso: $h/300$

Na estrutura globalmente: $h_0/500$

Onde:

h – Altura do pilar ou do piso

h_0 – Altura da estrutura

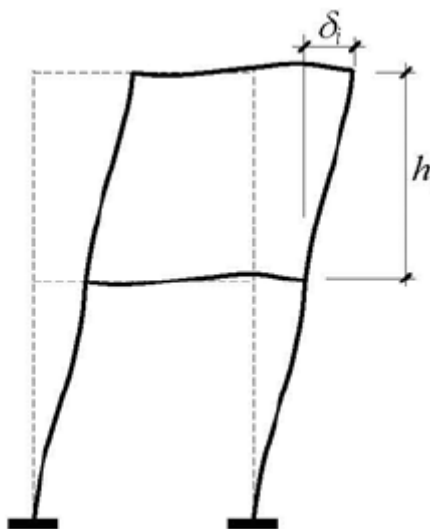


Figura 3.28 – Deslocamentos horizontais em pórticos [1]

4 ANÁLISE ESTRUTURAL

4.1 MÉTODOS E MODELOS DE ANÁLISE PREVISTOS NO EC3

O dimensionamento de uma estrutura parte de um pressuposto modelo matemático, em que este representa com o maior grau de aproximação possível do comportamento real da estrutura. O dimensionamento de uma qualquer estrutura é válido apenas se a análise do comportamento estrutural for próximo da realidade.

No entanto, como os comportamentos reais das estruturas são bastante complexos adotam-se métodos e modelos mais simplificados e próximos do comportamento real da estrutura. Ao admitir-se um modelo mais simplificado está-se a introduzir um “erro” entre o comportamento real da estrutura e o modelo simplificado. O projetista tem de saber minimizar este “erro”, avaliando quais os efeitos/comportamentos mais importantes na estrutura e aproximá-los o mais possível da realidade.

Torna-se então fundamental ter-se noção de um conjunto de análises disponíveis para uma maior aproximação dos resultados obtidos face aos resultados da estrutura real.

A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura metálica dependem de:

- Estabilidade global e dos seus elementos;
- Deformabilidade e rigidez;
- Comportamento das seções transversais;
- Ligações;
- Deformabilidade dos apoios.

Em estruturas isostáticas a determinação dos esforços é feita através de uma análise global elástica e em estruturas hiperestáticas a determinação dos esforços pode ser feita através de uma análise global elástica ou análise global plástica.

De acordo com o Eurocódigo 3 [8], o dimensionamento poderá ser determinado através de:

- Análises de primeira ordem;
- Análises de segunda ordem.

Segundo o EC3, a análise deve basear-se em modelos de cálculo da estrutura adequados e o método utilizado deve ser coerente com as hipóteses de cálculo.

Na Figura 4.1 estão representados as possibilidades de análises de se realizar a um pórtico com carregamentos estáticos. É de notar que à medida que a análise se torna mais complexa, esta se aproxima mais do comportamento real da estrutura.

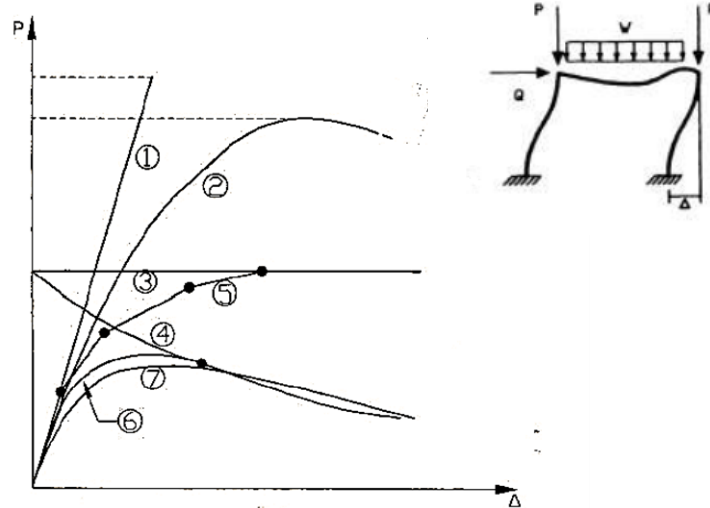


Figura 4.1 – Vários tipos de análise estrutural (carga/deslocamento lateral) [9]

De acordo com a Figura 4.1:

1 - Análise elástica de primeira ordem – é a análise mais simples que se baseia na linearidade física e geométrica. O material possui um comportamento elástico e as condições de equilíbrio encontram-se assentes sobre a geometria não deformada. O gráfico, neste caso é uma linha que atinge a carga crítica elástica (corresponde à bifurcação de equilíbrio calculada sem levar em conta a influência dos deslocamentos em ações externas).

2 - Análise elástica de segunda ordem – nesta análise o comportamento do material mantém-se elástico, no entanto, as equações de equilíbrio encontram-se na geometria deformada, ou seja, possui uma não linearidade geométrica. Os deslocamentos aumentam rapidamente fazendo com que o gráfico seja uma curva que atinge um máximo correspondente à carga elástica de rotura (a partir disso apenas é possível o equilíbrio se o carregamento diminuir).

3 - Análise rígida-plástica de primeira ordem – considera-se comportamento rígido-plástico do material e as condições de equilíbrio são estabelecidas na geometria não deformada. Os deslocamentos são nulos até que as ações externas alcancem o valor necessário para causar o aparecimento de rótulas plásticas

suficiente para que a estrutura ou parte dela se torne num mecanismo. A partir desse instante o material tem um comportamento plástico.

4 - Análise rígida-plástica de segunda ordem – idêntica à análise rígida-plástica de primeira ordem, exceto o facto de as condições de equilíbrio estarem representadas na geometria deformada, com o objetivo de tornar a estrutura num mecanismo.

5 - Análise elasto-plástica de primeira ordem – as condições de equilíbrio encontram-se na geometria não deformada. São elaboradas várias análises elásticas utilizando um material elástico (cada segmento é reto devido ao material) e dá-se o aparecimento de rótulas, tornando a estrutura mais deformável. O primeiro segmento até à formação da primeira rótula plástica coincide com o da análise elástica de primeira ordem.

6 - Análise elasto-plástica de segunda ordem – semelhante à anterior análise, apenas as condições de equilíbrio se consideram na geometria deformada. O primeiro segmento coincide quase com o da análise elástica de segunda ordem e o troço final com o da análise rígida-plástica de segunda ordem, uma vez que em ambos os casos o material tem um comportamento plástico e a estrutura é um mecanismo.

7 - Comportamento real – estes valores são adotados por terem sido obtidos experimentalmente. [9]

As distinções fundamentais entre os tipos de análise representados por cada curva na Figura 4.1 são: se o equilíbrio é calculado considerando a estrutura indeformada ou deformada e se é considerada ou não a plastificação das barras.

Ou seja, a análise global elástica pode ser utilizada em qualquer estrutura para realizar o seu dimensionamento exceto se as seções forem de classe 4, neste caso ter-se-á de utilizar seções efetivas reduzidas. Esta análise baseia-se no pressuposto de que a relação tensão-deformação do material é linear em toda a estrutura para qualquer ação atuante.

A análise plástica está assente na hipótese de que algumas seções irão plastificar-se, formando-se assim rótulas plásticas, havendo neste caso uma redistribuição de esforços para as zonas menos esforçadas. Neste caso, é essencial que o material seja dúctil e as seções sejam de classe 1.

O modo como se considera o modelo, sendo este deformado ou indeformado, permite classificar teoricamente as análises em 1ª ordem ou 2ª ordem.

4.2 ANÁLISE DE 1ª ORDEM E ANÁLISE DE 2ª ORDEM

A escolha entre uma análise de 1ª ordem e de 2ª ordem irá depender, de acordo com o EC3, de como o modelo se comporta em relação aos esforços, material utilizado e geometria da estrutura.

A análise de 1ª ordem é assegurada pelo equilíbrio da estrutura, considerando-a praticamente indeformável. Está implícito que os deslocamentos existentes são pequenos e por isso não afetam o equilíbrio da estrutura, admite-se assim a hipótese de haver eventualmente pequenos deslocamentos.

No momento em que os esforços estão atuar na estrutura, e esta tiver uma grande deformação, nomeadamente deformações causadas por forças axiais é necessário recorrer-se a uma análise mais cuidada. Além disso, caso os deslocamentos sejam elevados, de modo a criarem momentos adicionais e consequentemente mais deformação, então está-se perante uma estrutura sensível a efeitos de 2ª ordem.

Estes efeitos de 2ª ordem podem ser suficientes para reduzirem a resistência da estrutura, pois aumentam os deslocamentos, os momentos e forças na estrutura que não serão analisadas caso se opte por uma análise de 1ª ordem. É de referir que os efeitos de 2ª ordem são efeitos geométricos e nada têm em comum o comportamento não linear dos materiais. A linearidade física dos materiais refere-se à proporcionalidade entre as tensões e as deformações, obedecendo assim à lei de Hooke. Quando o material não obedece a esta lei, considera-se que o material não tem linearidade física.

A linearidade geométrica refere-se à proporcionalidade entre os esforços aplicados e os deslocamentos provocados na estrutura, quer angulares ou lineares. Logo, uma análise é geometricamente linear quando é feita em análise de 1ª ordem e geometricamente não-linear quando feita em análise de 2ª ordem. [10]

Numa análise global, tanto elástica como plástica, deve-se incluir efeitos de 2ª ordem, caso estes se justifiquem. Existem duas categorias de efeitos possíveis, Figura 4.2:

- Efeitos com deslocamento das barras/locais ($P-\delta$);
- Efeitos de deslocamentos nas interseções de elementos ($P-\Delta$).

Estes efeitos dão-se devido aos deslocamentos do pórtico e geram esforços e deformações adicionais.

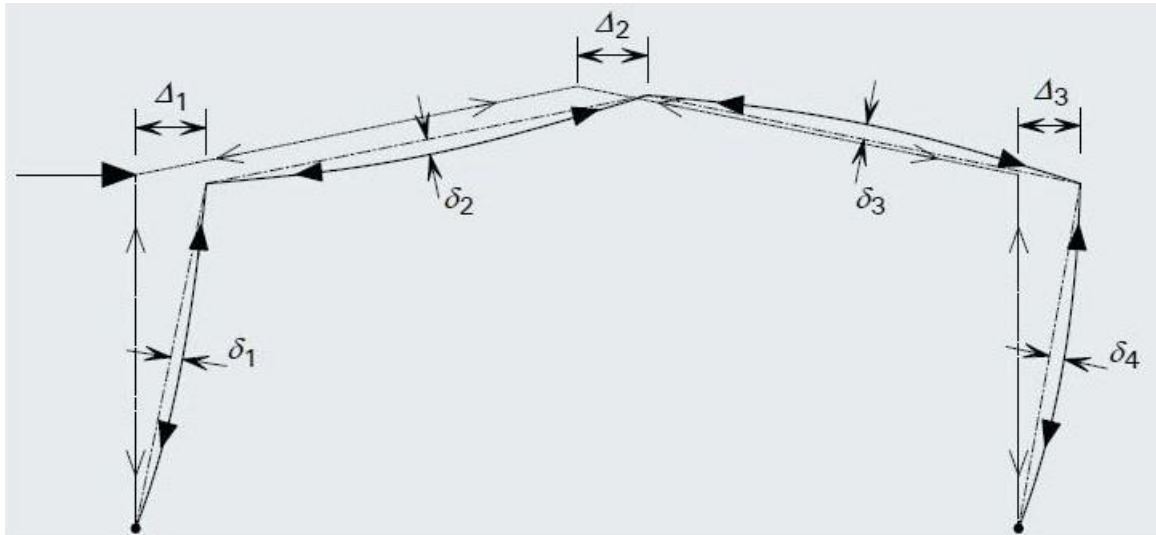


Figura 4.2 – Efeitos de 2ª ordem em pórticos [14]

Na Europa, a análise mais utilizada para pórticos metálicos é a análise elástica de primeira ordem. Segundo o EC3 é necessário considerar-se efeitos de segunda ordem, se estes se justificarem. Caso não seja significativo opta-se por uma análise de primeira ordem.

Pode-se utilizar uma análise de primeira ordem caso se verifiquem as seguintes expressões:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10, \text{ em análise elástica} \quad (4.1)$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15, \text{ em análise plástica} \quad (4.2)$$

Onde:

α_{cr} – Fator de carga pelo qual deve ser multiplicado o carregamento de cálculo, para se obter a carga crítica de instabilidade global da estrutura.

F_{cr} – Valor crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez inicial.

F_{Ed} – Valor de cálculo do carregamento da estrutura.

O valor de α_{cr} é superior no caso da análise plástica, o que se deve ao fato de o comportamento estrutural poder ser significativamente influenciado pela não linearidade material no estado limite último, ou seja, no caso de se formarem rótulas plásticas com redistribuição de momentos ou quando ocorrem deformações não lineares significativas provocadas por ligações semi-rígidas. [8]

O valor de α_{cr} pode ser encontrado utilizando um programa de cálculo ou então segundo a expressão do EC3 com o auxílio da Figura 4.3:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (4.3)$$

Onde:

$\delta_{H,Ed}$ - Deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base de um dado andar, devido às forças horizontais de cálculo, acrescidas das forças horizontais equivalentes às imperfeições globais.

h – Altura do andar em estudo.

H_{Ed} – Reação horizontais total no topo do andar.

V_{Ed} – Reação vertical total na base do andar.

O cálculo da carga crítica de acordo com a expressão (4.3) só é possível caso as travessas inclinadas da estrutura possuírem declives pouco acentuados (não superiores a 26º) e a compressão axial nas vigas ou travessas não ser significativa ($N_{ed} \leq 0,09 N_{cr}$).

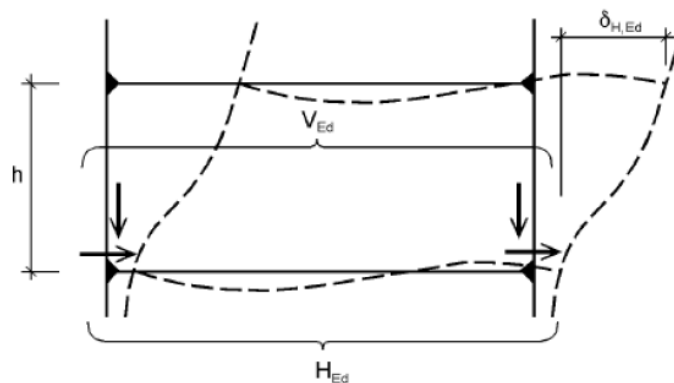


Figura 4.3 – Deslocamentos laterais numa estrutura porticada não contraventada. [8]

Caso o valor de α_{cr} seja menor que 10 para análises elásticas e 15 para análises plásticas, a estrutura é denominada de nós móveis e ter-se-á de contabilizar os efeitos de segunda ordem, e estes podem ser realizados em duas alternativas:

- Análise de 2ª ordem rigorosa, recorrendo a um software apropriado. Este método permite analisar individualmente os elementos da estrutura. Por outro lado, este método é mais trabalhoso, por esse motivo é pouco utilizado.

- Análise de 2ª ordem aproximada. É utilizada uma análise de 1ª ordem amplificada, ou seja, usa-se uma análise de 1ª ordem tendo em conta os efeitos de 2ª ordem. Nesta análise modificada as ações aplicadas são amplificadas. Segundo o EC3, essa amplificação é feita através da multiplicação das cargas horizontais (incluindo as imperfeições geométricas) por uma fator dado por:

$$\frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (4.4)$$

4.3 IMPERFEIÇÕES

As estruturas metálicas são suscetíveis a imperfeições por mais que a sua execução seja cuidada. De acordo com o EC3, as imperfeições ocorrem devido a excentricidades nas ligações e cargas, falta de verticalidade e linearidade dos elementos, sendo isto refletido em introdução de cargas adicionais à estrutura.

As imperfeições geométricas consideradas no EC3 são:

- Imperfeições globais dos pórticos (EC3 5.3.2 a));
- Imperfeições locais em elementos (EC3 5.3.2 b));
- Imperfeições dos sistemas de contraventamento (EC3 5.3.3).

Em pórticos suscetíveis à ocorrência de modos de encurvadura com deslocamentos laterais, o efeito das imperfeições deverá ser incorporada na análise global do pórtico por meio de uma inclinação lateral equivalente do pilar (imperfeição global - Figura 4.4) e de deformadas iniciais dos elementos (imperfeições locais).

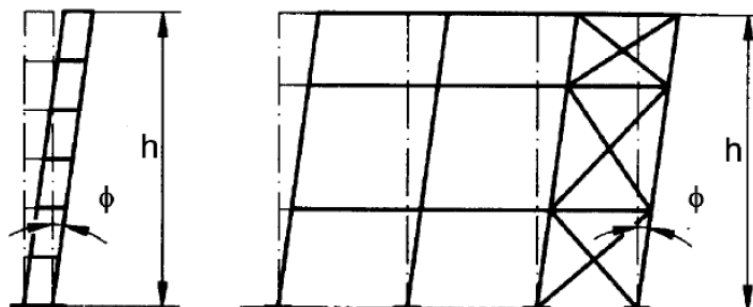


Figura 4.4 – Imperfeições globais equivalentes (inclinação inicial das colunas) [8]

A inclinação ϕ é determinada a partir da expressão:

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m \quad (4.5)$$

Onde:

ϕ_0 – Valor de base: 1/200

α_h – Coeficiente de redução, calculado em função de h (metros) através de:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ mas } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (4.6)$$

h – Altura da estrutura em metros

α_m – Coeficiente de redução associado ao número de colunas num piso:

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (4.7)$$

m – Número de colunas num piso incluindo apenas aquelas que estão submetidas a um esforço axial Ned superior ou igual a 50% do valor médio por coluna no plano vertical considerado.

As imperfeições locais dos elementos associadas à encurvadura por flexão, são definidas por [8]:

$$\frac{e_0}{L} \quad (4.8)$$

Onde:

e_0 – Amplitude máxima do deslocamento lateral inicial, Figura 4.6.

L – Comprimento do elemento

As imperfeições globais, em análise global da estrutura, são expressas sob a forma de se considerar uma inclinação inicial ϕ nos elementos verticais da estrutura (pilares) no sentido mais desfavorável, ou seja, no sentido dos deslocamentos horizontais provocados por forças horizontais.

Segundo o EC3, poder-se-á dispensar uma análise de imperfeição global do pórtico quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 V_{Ed} \quad (4.9)$$

No entanto, é possível segundo o EC3 substituir a inclinação inicial por um sistema de forças horizontais equivalentes, através de um binário de forças laterais horizontais equivalentes ao nível de cada coluna.

No caso das imperfeições das barras, estas também podem ser substituídas por um sistema de forças transversais equivalentes sob a forma de uma carga uniformemente distribuída e reação nos apoios, Figura 4.5.

No entanto as imperfeições locais só têm de ser consideradas na análise global da estrutura se for efetuada uma análise de 2ª ordem que dispense a verificação de segurança das barras aos fenómenos de instabilidade. [10] No caso de os elementos serem posteriormente sujeitos a uma verificação de estabilidade, com base nas verificações de segurança da cláusula 6.3 da NP EN 1993-1-1, poderá desprezar-se o efeito das imperfeições locais na análise estrutural. Neste caso, a influência das imperfeições locais já está incorporada nos modelos de cálculo adotados, isto é, nas curvas de dimensionamento dos pilares e vigas.

É importante referir que na base dos pilares do pórtico, as forças horizontais equivalentes devem ser aplicadas imediatamente acima dos apoios, para que afetem os diagramas de esforços transversos e momentos fletores dos pilares, mas não alterem os valores das reações horizontais nos apoios (estas devem ser apenas devidas às forças horizontais aplicadas).

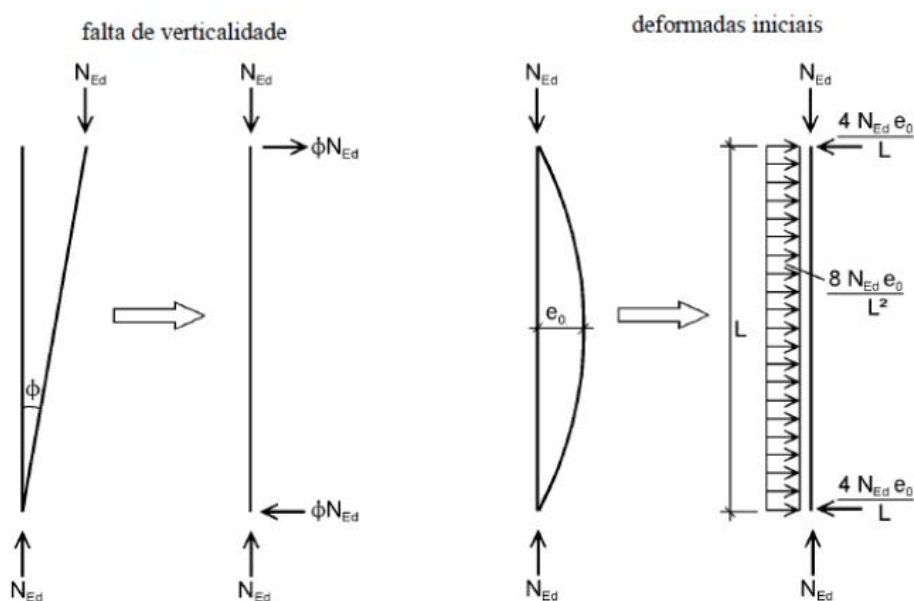


Figura 4.5 – Substituição das imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes [8]

<i>Curva de encurvadura de acordo com o Quadro 6.2</i>	<i>Análise elástica</i>	<i>Análise plástica</i>
	e_0 / L	e_0 / L
a_0	$1 / 350$	$1 / 300$
a	$1 / 300$	$1 / 250$
b	$1 / 250$	$1 / 200$
c	$1 / 200$	$1 / 150$
d	$1 / 150$	$1 / 100$

Figura 4.6 – Valores de cálculo das amplitudes das imperfeições locais para elementos [8]

5 DIMENSIONAMENTO DE ACORDO COM O EC3

5.1 CLASSIFICAÇÕES DE SEÇÕES

As seções transversais dos perfis metálicos poderão estar submetidas a esforços de compressão e/ou momentos fletores, desta forma estão sujeitas a fenómenos de encurvadura local (banzos e almas do perfil) influenciando assim a sua capacidade resistente.

Desta forma o EC3, define quatro classes de seções em função da capacidade de rotação e da formação de rótulas plásticas, clausula 5.5.2 (1):

- Classe 1: seções transversais em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência; Figura 5.1.

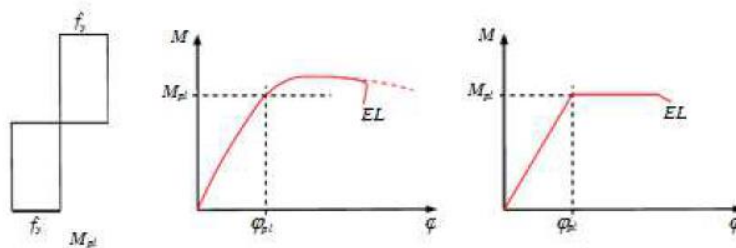


Figura 5.1 – Comportamento das seções da classe 1 à flexão

[10]

- Classe 2: seções transversais que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local; Figura 5.2.

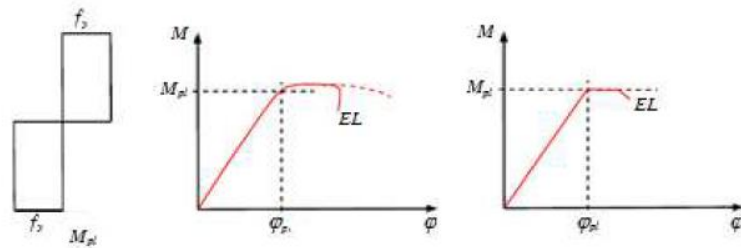


Figura 5.2 – Comportamento das seções da classe 2 à flexão

[10]

- Classe 3: seções transversais em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base numa distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido. Figura 5.3.

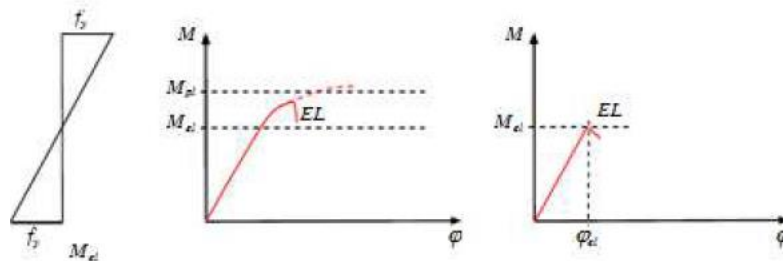


Figura 5.3 – Comportamento das seções da classe 3 à flexão [10]

- Classe 4: seções transversais em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal. Figura 5.4.

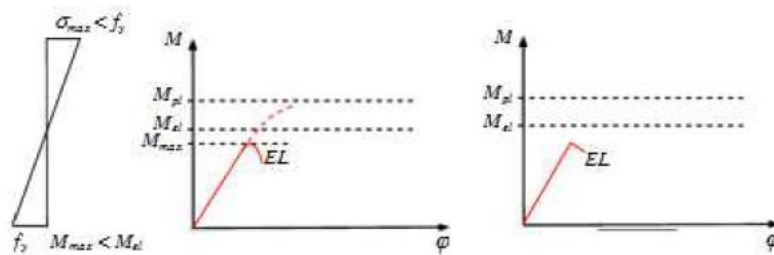


Figura 5.4 – Comportamento das seções da classe 4 à flexão [10]

A classificação de uma seção transversal, de acordo com o EC3, é de acordo com a classe mais desfavorável, sendo esta a classe mais elevada, e com base em alguns aspetos:

- Largura e altura, tanto do banzo como da alma;
- Esforços atuantes de flexão e axiais;
- Classe do aço.

Por norma, os perfis laminados a quente correntes, são de classes 1 e 2 para a maior parte das solicitações, enquanto os perfis soldados e chapas são frequentemente de classe 3 ou 4.

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

^{*)} $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma \leq f_y$, ou quando a extensão de tração $\epsilon_y > f_y/E$.

Figura 5.5 – Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Almas) [8]

Banzos em consola						
Secções laminadas			Secções soldadas			
Classe	Componente solicitado à compressão	Componente solicitado à flexão e à compressão				
		Extremidade comprimida		Extremidade traccionada		
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ Para k_σ ver a EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Figura 5.6 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Banzos) [8]

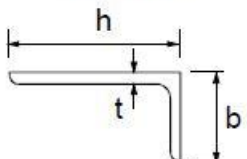
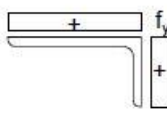
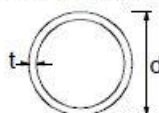
Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<p style="text-align: center;">Cantoneiras</p> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
<p style="text-align: center;">Secções tubulares</p> 						
Classe	Secção em flexão e/ou compressão					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
<i>NOTA: Para $d/t > 90\epsilon^2$ ver a EN 1993-1-6.</i>						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Figura 5.7 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (Cantoneiras e seções tubulares) [8]

A classificação da secção depende da razão entre c/t das zonas comprimidas, tanto do banzo como da alma, depende dos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e da classe do aço adotada, Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7.

c – Comprimento do elemento (total ou parcialmente) comprimido da seção transversal

t – Espessura do elemento comprimido da seção transversal

Na classificação da alma do perfil a esforços de flexão e compressão a classe da seção dependerá de um parâmetro α (para seções de classe 1 e 2) ou de um parâmetro ψ (no caso de seções de classe 3).

O parâmetro α , segundo o EC3, é calculado da seguinte forma:

$$\alpha = \frac{1}{c} \left(\frac{h}{2} + \frac{1}{2} \times \frac{N_{Ed}}{t_w f_y} - (t_f + r) \right) \tag{5.1}$$

Onde:

c – Dimensão da alma;

CAPÍTULO 5

h – Altura total da seção;

N_{Ed} – Esforço axial atuante;

t_w – Espessura da alma;

f_y – Tensão de cedência do aço;

t_f – Espessura do banzo;

r – Raio entre a ligação da alma e do banzo.

O parâmetro Ψ é obtido da seguinte forma:

$$\Psi = \frac{\sigma_{tração}}{\sigma_{compressão}} \quad (5.2)$$

$$\sigma_{tração} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{máximo}}{I_y} \times \frac{h}{2} \quad (5.3)$$

$$\sigma_{compressão} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{máximo}}{I_y} \times \left(-\frac{h}{2}\right) \quad (5.4)$$

Onde:

σ – Tensão;

N – Esforço axial atuante;

A – Área da seção transversal;

M – Momento fletor máximo;

I_y – Momento de Inércia.

A classificação da seção é obtida pela maior classe entre o banzo e a alma.

5.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Em pórticos metálicos existem elementos sujeitos a tração, compressão, momento fletor, esforço transversal, flexão composta e flexão composta com compressão. Desta forma é necessário realizar verificações de segurança para todos os elementos se encontrarem em segurança e não colocarem em risco a estrutura.

Este projeto foca-se apenas em seções de classe 1, 2 ou 3 e em perfis com seção duplamente simétrica com banzos em I ou H. Desta forma todas as fórmulas aqui representadas serão para esta classe de seção e material.

O EC3 fornece alguns coeficientes de segurança a adotar,

Tabela 5.1 – Coeficientes parciais de segurança e características de aços estruturais

Sigla	Descrição	Valor
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe	1.0
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência de elementos em relação a fenómenos de encurvadura, avaliada através de verificações individuais de cada elemento	1.0
γ_{M2}	Coeficiente parcial de segurança para a resistência à rotura de seções transversais tracionadas em zonas com furos de ligação	1.25
f_y	Tensão de cedência	Variável
F_u	Tensão última ou de rotura	Variável

No dimensionamento de pórticos metálicos, quer os pilares quer as travessas são elementos que estão sujeitos essencialmente a esforços axiais e momentos flectores. Por este motivo o seu dimensionamento é realizado em flexão composta, e tendo em conta efeitos de encurvadura.

5.2.1 Tração

Os pavilhões metálicos contêm elementos que se encontram à tração, sendo exemplo desses elementos os tirantes, contraventamentos e barras em treliças.

De acordo com o EC3 e para a verificação da segurança à tração deve satisfazer a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.5)$$

Onde:

N_{Ed} – Valor de cálculo do esforço atuante;

$N_{t,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente de tração.

O valor de cálculo do esforço normal resistente plástico de tração é igual a:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \left(\frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (5.6)$$

Onde:

A – Área da seção transversal;

F_y – Tensão de cedência.

5.2.2 Compressão

O dimensionamento de perfis metálicos à compressão tem um peso bastante relevante, pois as seções transversais em compressão podem sofrer alguma instabilidade devido, regra geral a esbeltezas elevadas. Ou seja, a compressão está inteiramente relacionada a encurvadura, que é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pelo facto de existirem deformações transversais em elementos à compressão.

De acordo com o EC3 e para verificações da segurança à compressão deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.7)$$

Onde:

$N_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão de uma secção transversal.

O valor de $N_{c,Rd}$ é calculado através de:

$$N_{c,Rd} = \left(\frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \right) \quad (5.8)$$

5.2.3 Momento fletor

Em pórticos metálicos o momento fletor, além do esforço axial à compressão, está bem presente com valores bastante elevados. Desta forma há que verificar as seções a este esforço de flexão, para isso a seção deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.9)$$

Onde:

M_{Ed} – Momento de cálculo atuante;

$M_{c,Rd}$ – Momento de cálculo resistente.

Conforme anteriormente referido, este projeto está mais focada em cálculo plástico de seções e classes de seção 1, 2 e/ou 3 para seções simétricas em I ou H, desta forma as expressões aqui presentes são para essa classe de seção e material.

O momento de cálculo resistente plástico para seções de classe 1 ou 2 é dado por:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para seções de classe 1 ou 2} \quad (5.10)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ para seções de classe 3} \quad (5.11)$$

Onde:

$M_{pl,Rd}$ – Momento fletor resistente plástico em relação a um eixo principal da seção transversal;

$M_{el,Rd}$ – Momento fletor resistente elástico em relação a um eixo principal da seção transversal;

W_{pl} – Módulo de flexão plástico da seção transversal;

$W_{el,min}$ – Módulo de flexão elástico mínimo da seção transversal.

No caso de ocorrer flexão desviada, fenómeno ocorrido em madres da cobertura, o cálculo é realizado de acordo com o EC3 pela seguinte expressão:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,0 \quad (5.12)$$

Onde:

$M_{y,Ed}$ – Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo y-y;

$M_{z,Ed}$ – Valor de cálculo do momento fletor atuante, em relação ao eixo z-z;

$M_{N,y,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal, em relação ao eixo y-y;

$M_{N,z,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal, em relação ao eixo z-z;

$\alpha = 2$, para secções em I e H;

$\beta = 5n$ mas $\beta \geq 1$, em que $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$

Caso $N_{Ed} = 0$, $M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}$.

5.2.4 Esforço transverso

As tensões do esforço transverso desenvolvem-se em maior parte na alma do perfil, desta forma assume-se que as tensões tangenciais são resistidas apenas pela alma do perfil.

O valor de cálculo do esforço transverso atuante na secção transversal deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.13)$$

Onde:

V_{Ed} – Valor de cálculo do esforço transverso atuante;

$V_{c,Rd}$ - Valor de cálculo do esforço transverso resistente.

Considerando um dimensionamento plástico, o valor de $V_{c,Rd}$ é:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \leq 1,0 \quad (5.14)$$

Onde:

$V_{pl,Rd}$ – Valor do esforço transverso resistente plástico;

A_v – Área resistente ao esforço transverso.

De acordo com o EC3-1-1 na cláusula 6.2.6 (6) no caso de existir esforço transverso é necessário verificar a resistência da alma à encurvadura por esforço transverso caso se verifique a seguinte expressão:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (5.15)$$

Onde:

h_w – Altura da alma da seção;

t_w – Espessura da alma da seção;

ε – Fator que depende de f_y ;

$\eta = 1.0$

5.2.5 Flexão com esforço transverso

Quando uma seção é submetida ao esforço transverso e momento fletor em simultâneo e ambos apresentarem valores elevados, é necessário reduzir o momento resistente plástico. No entanto para valores baixos do esforço transverso esta redução não tem um grande impacto.

Desta forma o EC3 estabelece o seguinte critério:

- Quando $V_{Ed} < 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transverso $V_{pl,Rd}$, não é necessário reduzir o valor de cálculo do momento fletor resistente $M_{c,Rd}$.
- Quando $V_{Ed} \geq 50\%$ do valor de cálculo da resistência plástica ao esforço transverso $V_{pl,Rd}$, o valor do momento resistente deve ser reduzido através de: $(1-\rho)f_y$.

$$\rho = \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (5.16)$$

5.2.6 Flexão composta

Em pavilhões industriais, os pórticos metálicos estão sujeitos a esforços axiais e momentos fletores estando assim sujeitos a flexão composta. Em elementos com elevada esbelteza submetidos a esforços de flexão composta com compressão, o colapso tende a dar-se por encurvadura por flexão (devido à compressão simples) ou por encurvadura lateral (devido à flexão).

O comportamento de um elemento submetido à flexão composta com compressão resulta de uma interação entre fenômenos de instabilidade e plasticidade, sendo ainda influenciado pelas imperfeições geométricas e dos materiais. [11] Ou seja, além dos fenômenos de encurvadura o comportamento dos elementos ainda é influenciado por imperfeições de natureza geométrica (falta de linearidade, falta de verticalidade, excentricidade das cargas ...) e dos próprios materiais (comportamento não linear, tensões residuais ...), influenciando assim o comportamento teórico face ao comportamento real.

A verificação da segurança de um elemento submetido a flexão composta tem de ter em conta a verificação da resistência das seções transversais e a verificação da resistência à encurvadura por flexão ou encurvadura lateral do elemento.

Um elemento submetido a flexão composta deve satisfazer o seguinte critério:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (5.17)$$

Onde:

$M_{N,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal.

Para o caso de seções laminadas em I e H poderão utilizar-se as seguintes expressões de acordo com o EC3:

$$M_{N,y,Rd} = \frac{M_{pl,y,Rd}(1-n)}{1-0.5a} \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (5.18)$$

Onde:

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$$

$$a = (A-2b \cdot t_f)/A \text{ mas } a \leq 0.5$$

$$\text{Quando: } n \leq a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (5.19)$$

$$\text{Quando: } n > a \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad (5.20)$$

Para seções duplamente simétricas em I e H, de acordo com o EC3 não é necessário reduzir o momento plástico resistente em torno de yy se as seguintes condições se verificarem:

$$N_{Ed} \leq 0.25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (5.21)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0.5 \cdot h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.22)$$

E não é necessário reduzir o momento plástico em torno de zz se a condição seguinte for verificada:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (5.23)$$

5.2.7 Resistência à encurvadura por compressão

Em estruturas metálicas a encurvadura por compressão assume elevada relevância, pois devido à elevada resistência do aço os elementos apresentam em geral esbeltezas elevadas. A encurvadura por compressão é um fenómeno de instabilidade que se caracteriza pelo facto de existirem deformações transversais em elementos à compressão.

Um elemento comprimido deverá ser verificado em relação à encurvadura através de:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.24)$$

Onde:

$N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido.

O valor de $N_{b,Rd}$ é calculado através da seguinte expressão para secções de classe 1 e ou 2:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (5.25)$$

Onde:

χ – Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante.

O valor de χ é calculado através a seguinte expressão, e deve ser próximo de 1,0 para o dimensionamento ser o mais rentável/económico possível.

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mas } \chi \leq 1.0 \quad (5.26)$$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (5.27)$$

Onde:

$\bar{\lambda}$ – Esbelteza normalizada;

α – fator de imperfeição.

CAPÍTULO 5

De acordo com o EC3 o valor do fator de imperfeição depende das curvas de encurvadura, Figura 5.8, e estas dependem do tipo de perfil e seção transversal, o eixo que sofre encurvadura, o tipo de aço usado e certos limites tendo em conta a geometria do perfil, Figura 5.9.

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

Figura 5.8 – Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura [8]

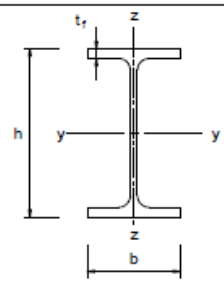
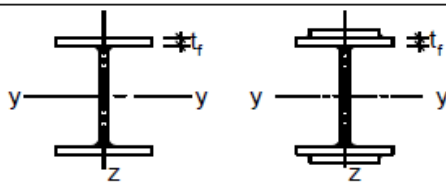
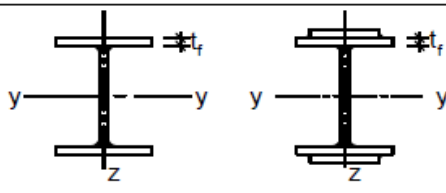
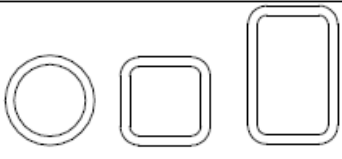
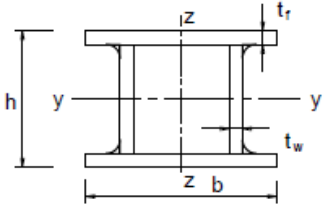
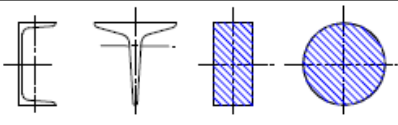
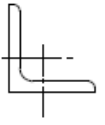
Secção transversal		Limites	Encurvatura em relação ao eixo	Curva de encurvadura	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Perfis laminados		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y	a
				z-z	b
		$h/b \leq 1,2$	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y	b
				z-z	c
$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$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

Figura 5.9 – Curvas de encurvadura em função da secção transversal [8]

A esbelteza normalizada é obtida por:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \tag{5.28}$$

Onde:

N_{cr} – Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta;

L_{cr} – Comprimento de encurvadura no plano de encurvadura considerado;

i – Raio de giração em relação ao eixo apropriado ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$);

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ (} f_y \text{ em N/mm}^2 \text{)}$$

O comprimento de encurvadura é calculado através da Figura 5.10, onde se encontram elementos lineares isolados comprimidos axialmente com diversas condições de apoio. Para estes casos os respectivos comprimentos de encurvadura são bem conhecidos.

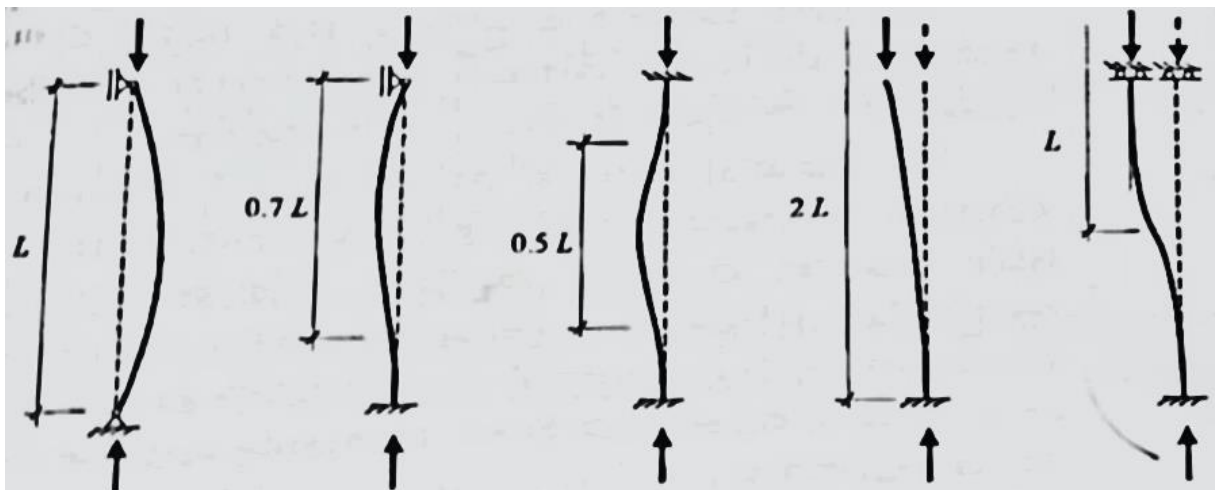


Figura 5.10 – Comprimento de encurvadura L_{cr} [11]

Uma outra forma de se obter o comprimento de encurvadura é através do método de Wood. Este método consiste na relação entre o comprimento de encurvadura e o comprimento real que é avaliado em função de dois coeficientes n_1 e n_2 , com base em ábacos para pórticos sem deslocamentos laterais e com deslocamentos laterais. Este método surge para avaliar o comprimento de encurvadura de pilares integrados em pórticos, para os quais não existem certezas sobre a capacidade resistente à rotação dos nós de extremidade da barra.

Em pórticos metálicos o fenómeno de encurvadura deve ser levado bastante em conta. Este fenómeno está associado a secções com elevado esforço axial de compressão, como é o caso das travessas e pilares. No entanto, as madres da estrutura desempenham um papel bastante importante, pois estas servem de

travamento, impedindo que no plano perpendicular ao plano não haja encurvadura, ou seja, segundo a menor inércia do perfil, Figura 5.11.

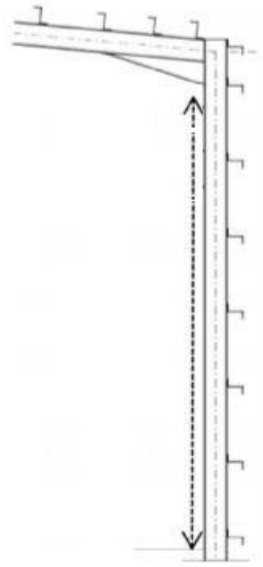


Figura 5.11 – Travamentos à encurvadura por madres, quer no pilar quer na travessa. [16]

5.2.8 Encurvadura lateral

A encurvadura lateral consiste na deformação lateral da parte comprimida de uma secção (banzo comprimido em secções I e H) de um elemento sujeito a flexão em torno do eixo $y-y$ (eixo de maior inercia da secção). [11]

Em estruturas metálicas com secções abertas em I ou em H (secções com baixa rigidez de torção e flexão lateral), normalmente estão condicionadas pela encurvadura lateral, Figura 5.12.

Em pórticos metálicos acontece este fenómeno quer nas travessas, quer nos pilares, com mais significado em zonas junto às ligações (momentos mais elevados).

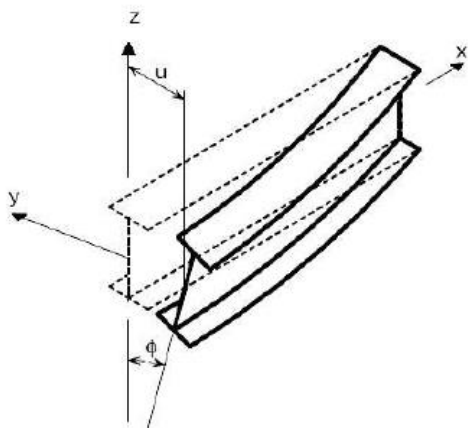


Figura 5.12 – Encurvadura lateral numa viga

[11]

As zonas junto às ligações, referidas anteriormente, são locais do pórtico onde os momentos são mais elevados, como é o caso na zona superior do pilar e na zona da travessa junto ao pilar Figura 5.13.

Os pórticos estão submetidos a forças descendentes (cargas permanentes, sobrecargas, neve) e a forças ascendentes (vento), Figura 5.13. Desta forma e dependendo da combinação utilizada como a mais crítica, certos troços da travessa irão estar à compressão e outros irão estar à tração.

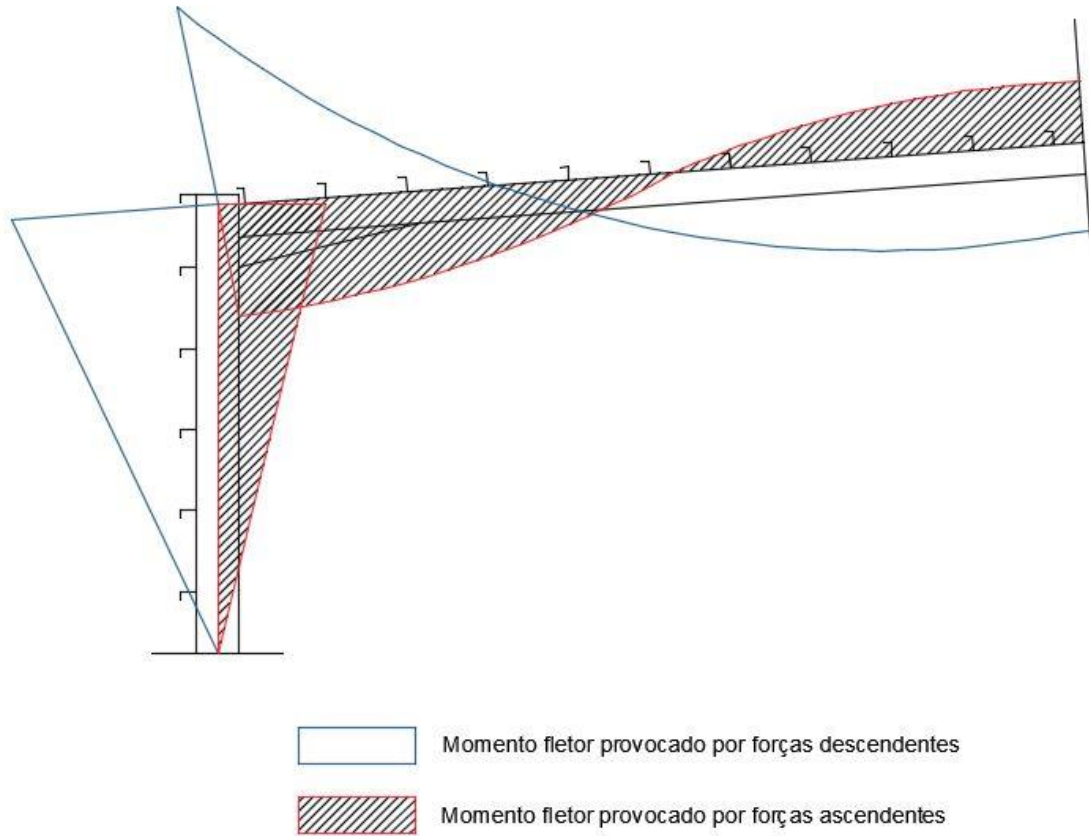


Figura 5.13 – Momentos fletores em pórtico

No caso de o momento fletor provocado por forças descendentes ser o mais crítico, existirá momentos negativos, na travessa, próximos do pilar e positivos próximos da cumeeira. Desta forma na travessa próximo do pilar haverá compressões na parte inferior do perfil da travessa, ficando assim suscetível à ocorrência de encurvadura lateral. Para a seção resistir à encurvadura lateral neste local, deve-se colocar travamentos. O modo habitual de realizar estes travamentos é através de uma ligação do banzo inferior da seção da travessa à madre, assim impede que haja deslocamento lateral do banzo comprimido em relação ao banzo tracionado, Figura 5.14.

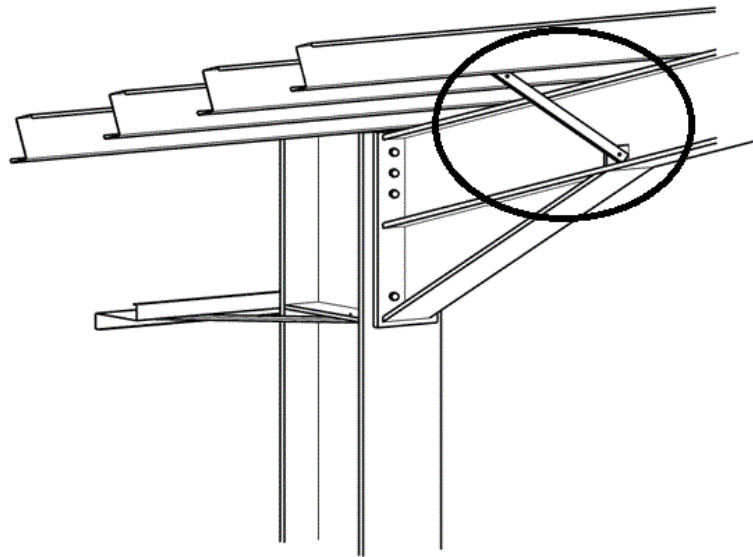


Figura 5.14 – Travamento típico para resistir à encurvadura lateral [14]

No caso de o momento fletor provocado por forças ascendentes ser o mais crítico, existirá momentos negativos, na travessa, mais próximos da cumeeira e positivos próximos do pilar. Desta forma existirá compressão no banzo superior da travessa, na zona mais próximo do pilar, porém as madres irão funcionar como travamentos. No entanto na zona mais próxima da cumeeira, irá existir compressão no banzo inferior. Neste caso pode-se utilizar o mesmo travamento que o da Figura 5.14.

Quando o vão começa a ser elevado (>30 metros) é de boa prática a utilização de elementos de contraventamento adicionais. Estes elementos adicionais poderão ser perfis de seção tubular que estarão dispostos ao longo da travessa, garantindo assim um contraventamento adicional, deste modo irá dar resistência tanto ao banzo comprimido superior e inferior, Figura 5.15.

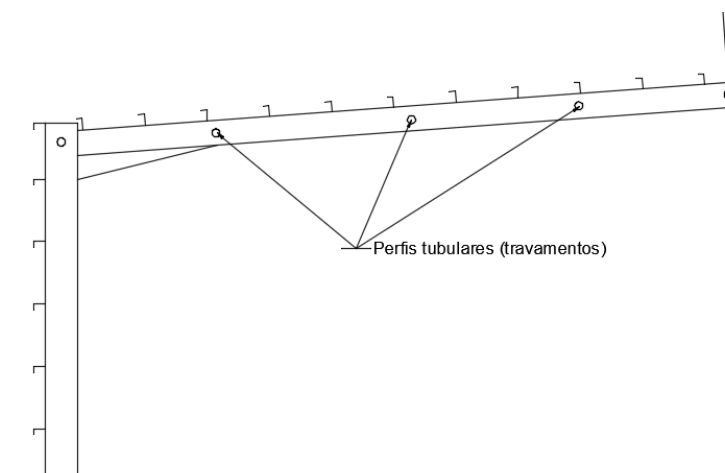


Figura 5.15 – Utilização de perfis tubulares sob a forma de travamento

Os pilares de um pórtico metálico também estão suscetíveis ao fenómeno de encurvadura lateral. Caso os momentos fletores sejam causados por esforços descendentes, o banzo interior do pilar está à compressão. Neste caso será necessário reforçar-se o pilar com travamentos. É de boa prática a utilização de um travamento na parte inferior do esquadro, Figura 5.17, caso este travamento não seja suficiente, pode-se utilizar outros, tendo sempre em atenção que se houverem portas, estes devem estar a um nível superior, Figura 5.16.

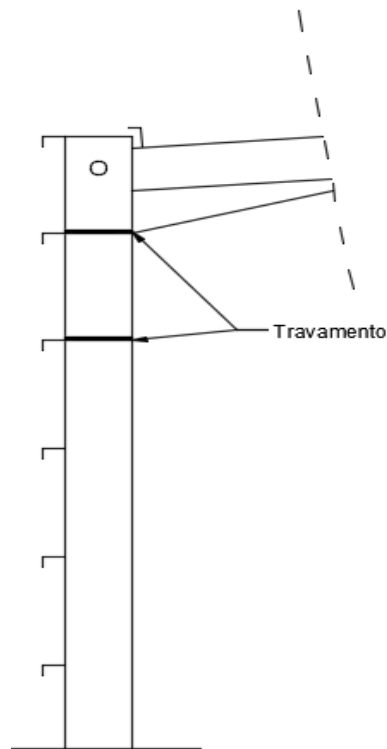


Figura 5.16 – Travamentos em pilares

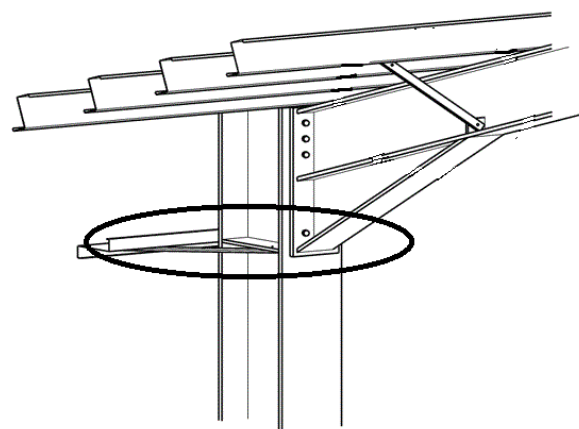


Figura 5.17 – Travamento em pilares

CAPÍTULO 5

Caso os momentos fletores sejam causados por esforços ascendentes, o banzo exterior do pilar está à compressão, porém neste caso está travado pelas madres.

O dimensionamento à encurvadura lateral é feito tendo em conta o momento crítico, sendo este o momento máximo, em condições ideais, que a viga suporta sem encurvar lateralmente.

O momento crítico depende de diversos fatores sendo esses os seguintes:

- Tipo de carregamento (forma do diagrama de momentos fletores);
- Condições de apoio;
- Comprimento do elemento;
- Rigidez de flexão lateral, torção e empenamento;
- Localização e nível da aplicação de carga.

O cálculo do momento crítico no “caso padrão” é considerado tendo em conta uma viga simplesmente apoiada, Figura 5.18, em que a viga é:

- Livre de empenar na direção z e y ;
- Sujeita a um momento linear constante (M_y);
- Viga linear e sem imperfeições;
- Seção transversal duplamente simétrica;
- Material com comportamento elástico linear;
- Pequenas deformações.

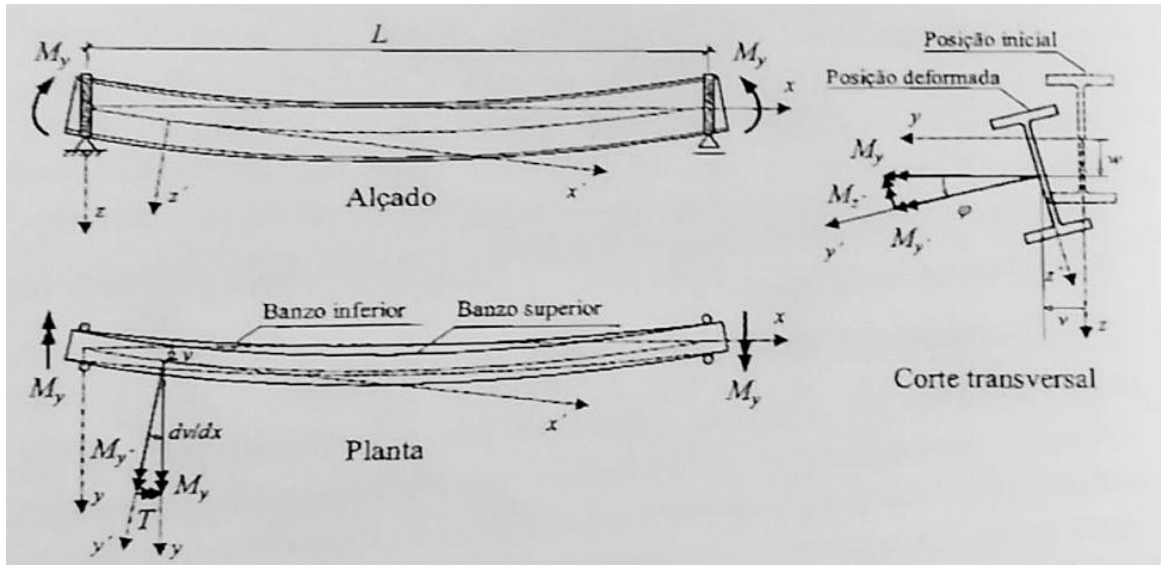


Figura 5.18 – Encurvadura lateral numa viga com secção em I duplamente simétrica submetida a um momento fletor constante [11]

O momento crítico “caso padrão” é calculado por:

$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{G I_t E I_z \left(1 + \frac{\pi^2 E I_w}{L^2 G I_t} \right)} \quad (5.29)$$

Onde:

L – Comprimento da viga, entre secções contraventada;

G – Módulo de elasticidade longitudinal;

E – Módulo de elasticidade transversal;

I_t – Constante de torção;

I_w – Constante de empenamento;

I_z – Momento de inércia em relação ao eixo Z;

A expressão anterior (5.29) do cálculo do momento crítico “caso padrão” é válida apenas para as condições descritas. No entanto, em casos reais nem sempre isso acontece, nomeadamente os casos de carga nem sempre são lineares ou então os apoios nem sempre são simplesmente apoiados.

De modo a se poder calcular o momento crítico tendo em conta essas diferenças de condições de apoio e carregamento, Trahair definiu que o momento entre seções contraventada lateralmente, de vigas com secção transversal duplamente simétrica (I ou H), fletidas em torno do eixo de maior inércia (y), para diversos tipos de carregamentos aplicados no centro de corte das secções, pode ser estimado multiplicando o momento crítico do “caso padrão” por um fator α_m . Esse fator α_m é obtido através da Figura 5.19.

$$M_{cr} = \alpha_m M_{cr}^E \tag{5.30}$$

Elemento	Momentos	α_m	Validade
		$1.75 + 1.05\beta + 0.3\beta^2 \leq 2.5$	$-1 \leq \beta \leq 1$
		$1.0 + 0.35(1 - 2d/L)^2$	$0 \leq \frac{2d}{L} \leq 1$
		$1.35 + 0.4(2d/L)^2$	$0 \leq \frac{2d}{L} \leq 1$
		$1.35 + 0.15\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.89$
		$-1.2 + 3\beta$	$0.89 \leq \beta \leq 1$
		$1.35 + 0.36\beta$	$0 \leq \beta \leq 1$
		$1.13 + 0.10\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.7$
		$-1.25 + 3.5\beta$	$0.7 \leq \beta \leq 1$
		$1.13 + 0.12\beta$	$0 \leq \beta \leq 0.75$
		$-2.38 + 4.8\beta$	$0.75 \leq \beta \leq 1$

Figura 5.19 – Fatores para o cálculo do momento crítico em tramos de vigas com comprimento L e seção duplamente simétrica [11]

O momento crítico a ser calculado para vigas em consola pode ser determinado pelas expressões seguintes, em que a expressão (5.31) é usada para o cálculo do momento crítico para cargas pontuais nas extremidades da viga, enquanto a expressão (5.32) é usada para o cálculo do momento crítico para uma carga linear distribuída ao longo do vão.

$$M_{cr} = 11 \frac{\sqrt{E I_z G I_t}}{L} \left[1 + \frac{1.2 \varepsilon}{\sqrt{1 + 1.44 \varepsilon^2}} \right] + 4(K - 2) \frac{\sqrt{E I_z G I_t}}{L} \left[1 + \frac{1.2(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 1.44(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] \quad (5.31)$$

$$M_{cr} = 27 \frac{\sqrt{E I_z G I_t}}{L} \left[1 + \frac{1.4(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 1.96(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] + 10(K - 2) \frac{\sqrt{E I_z G I_t}}{L} \left[1 + \frac{1.3(\varepsilon - 0.1)}{\sqrt{1 + 1.69(\varepsilon - 0.1)^2}} \right] \quad (5.32)$$

Onde:

$$\varepsilon = \frac{2 y_Q K}{h_m \pi} \quad (5.33)$$

$$k = \sqrt{\frac{\pi^2 E I_w}{G I_t L^2}} \quad (5.34)$$

h_m – Distância entre banzos;

y_Q – Distância entre o ponto de aplicação das cargas e o centro de corte;

Em pórticos metálicos considera-se que o pórtico é constituído por duas vigas simplesmente apoiadas (travessas) e por dois pilares simplesmente apoiados. Para o cálculo do momento crítico é usada uma expressão proposta por Clark, Hill e Galéa, aplicável a elementos submetidos a flexão em torno do eixo de maior inércia, construída por secções simétricas em relação ao eixo de menor inércia. Como é o caso dos pórticos metálicos. A expressão é a seguinte:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(k_z L)^2} \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0.5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \quad (5.35)$$

Onde:

C_1, C_2 e C_3 - Coeficientes de acordo com a Figura 5.21 ou Figura 5.22;

K_z e K_w – Fatores de comprimento efetivo, dependendo das condições de apoio nas extremidades, conservativamente $K_z = K_w = 1.0$;

$Z_g = (Z_a - Z_s)$, em que Z_a e Z_s são a distancia entre o ponto de aplicação da carga e do centro de corte, em relação ao centro de gravidade da seção e do centro de corte, exemplo Figura 5.20. Estes valores tomam valores positivos se localizados na parte comprimida e valores negativos se localizados na parte tracionada.

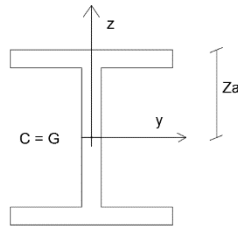


Figura 5.20 – Localização do Z_a , Z_s . Neste exemplo coincide com o centro de gravidade, $Z_s=0$.

Z_j – Parâmetro que define o grau de assimetria das secções em relação ao eixo y . No caso de secções em I ou H de banzos iguais este parâmetro toma valor nulo.

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_3	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
	$\Psi = +1$ 	1.0 0.5	1.00 1.05	1.000 1.019	
	$\Psi = +3/4$ 	1.0 0.5	1.14 1.19	1.000 1.017	
	$\Psi = +1/2$ 	1.0 0.5	1.31 1.37	1.000 1.000	
	$\Psi = +1/4$ 	1.0 0.5	1.52 1.60	1.000 1.000	
	$\Psi = 0$ 	1.0 0.5	1.77 1.86	1.000 1.000	
	$\Psi = -1/4$ 	1.0 0.5	2.06 2.15	1.000 1.000	0.850 0.650
	$\Psi = -1/2$ 	1.0 0.5	2.35 2.42	1.000 0.950	$1.3 - 1.2\psi_f$ $0.77 - \psi_f$
	$\Psi = -3/4$ 	1.0 0.5	2.60 2.45	1.000 0.850	$0.55 - \psi_f$ $0.35 - \psi_f$
	$\Psi = -1$ 	1.0 0.5	2.60 2.45	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$	$-\psi_f$ $-0.125 - 0.7\psi_f$

Figura 5.21 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 para vigas com momentos de extremidade [11]

Por definição, vigas submetidas a momentos fletores de extremidade $C_2.z_g = 0$.

$\psi_f = \frac{I_{fc} - I_{ft}}{I_{fc} + I_{ft}}$, sendo I_{fc} e I_{ft} os momentos de inércia dos banzos comprimidos e tracionados, respetivamente, em relação ao eixo z (menor inércia).

C_1 deve ser dividido por 1.05 quando $\frac{\pi}{k_w L} = \sqrt{\frac{E I_w}{G I_t}} \leq 1.0$ mas $C_1 \geq 1.0$.

Na prática uma estratégia de melhoramento do comportamento do elemento em relação à encurvadura lateral é diminuir a distância de “L” (vão entre seções contraventadas) de modo a contraventar lateralmente o banzo comprimido (secções em I ou H). Uma outra estratégia poderá ser o aumento da rigidez de flexão lateral, com a alteração de secções de perfis IPE para perfis HEA e/ou até mesmo para secções fechadas (quadradas, retangulares ou circulares).

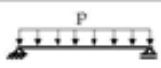

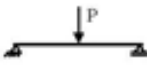



Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k_z	C_1	C_2	C_3
		1.0 0.5	1.12 0.97	0.45 0.36	0.525 0.478
		1.0 0.5	1.35 1.05	0.59 0.48	0.411 0.338
		1.0 0.5	1.04 0.95	0.42 0.31	0.562 0.539

Figura 5.22 – Coeficientes C_1 , C_2 e C_3 , para vigas com carregamentos transversais [11]

5.2.9 Dimensionamento à encurvadura lateral

De acordo com o EC3-1-1, a verificação de um elemento solicitado à flexão em relação ao eixo principal de maior inércia deverá ser verificado através da seguinte expressão:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.0 \tag{5.36}$$

Onde:

M_{Ed} – Valor de cálculo do momento fletor resistente;

$M_{b,Rd}$ – Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura.

O valor de $M_{b,Rd}$ é obtido de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \tag{5.37}$$

χ_{LT} – Coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral;

W_y – Módulo de flexão considerando:

$W_y = W_{pl,y}$ – Para secções de classe 1 ou 2;

$W_y = W_{pl,y}$ – Para secções de classe 3.

O cálculo do χ_{LT} , segundo do Eurocódigo 3, pode ser calculado por dois métodos, sendo um método mais conservativo que outro. O método mais conservativo, denominado por “Caso geral” na cláusula 6.3.2.2 do EC3-1-1, pode ser aplicado para qualquer tipo de seção. O método alternativo contempla apenas secções laminadas ou secções soldadas equivalentes.

5.2.9.1 Encurvadura lateral – Caso Geral

Segundo a cláusula 6.3.2.2 do EC3-1-1 para elementos à flexão com secções transversais constantes o valor de χ_{LT} é determinado a partir de:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1.0 \tag{5.38}$$

Onde:

$$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2];$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}};$$

α_{LT} – Fator de imperfeição;

M_{cr} – Momento crítico para a encurvadura lateral (5.2.8).

O fator de imperfeição está relacionado com a geometria da seção. Para se escolher a curva a utilizar deve-se saber qual o tipo de seção transversal ir-se-á utilizar, bem como as suas dimensões, Figura 5.23.

Depois de escolhida a curva apropriada, está estará relacionada com um fator de imperfeição, α_{LT} , Figura 5.24.

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

Figura 5.23 – Curvas de encurvadura lateral [8]

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

Figura 5.24 – Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral [8]

5.2.9.2 Encurvadura Lateral – Método Alternativo

Segundo a cláusula 6.3.2.3 do EC3-1-1 para elementos à flexão com secções laminadas ou soldadas equivalentes o valor de χ_{LT} é determinado a partir de:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ mas } \begin{cases} \chi_{LT} \leq 1.0 \\ \chi_{LT} \leq \frac{1.0}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \end{cases} \quad 5.39$$

Onde:

$$\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \bar{\lambda}_{LT}^2];$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}};$$

$$\beta = 1;$$

$$\bar{\lambda}_{LT,0} = 0.2;$$

α_{LT} – Fator de imperfeição, Figura 5.24;

M_{cr} – Momento crítico para a encurvadura lateral (5.2.8).

5.2.10 Flexão composta com compressão para elementos uniformes

Segundo o EC3-1-1, é necessário realizar uma análise de flexão composta com compressão caso a estrutura não tenha contemplado efeitos de 2ª ordem. Quer os pilares quer as travessas são elementos que estão sujeitos a momentos fletores e a esforços axiais, portanto terá de ser realizada uma análise da resistência das secções transversais destes elementos a esta metodologia, tendo em conta que se está a utilizar uma análise de 1ª ordem. De acordo com a análise de 1ª ordem os efeitos das imperfeições locais são considerados nas expressões de cálculo da resistência.

Os elementos solicitados à flexão composta com compressão deverão satisfazer as seguintes expressões:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad 5.40$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad 5.41$$

Onde:

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ – Valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, em relação aos eixos xx e yy;

$\Delta M_{y,Ed}$, $\Delta M_{z,Ed}$ – Momentos devido ao deslocamento do eixo neutro para as secções de classe 4;

X_y e X_z – Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão, conforme 6.3.1 do EC3-1-1;

X_{LT} – Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral, conforme 6.3.2 do EC3-1-1;

K_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} – Fatores de interação. Estes fatores podem ser definidos a partir de um de dois métodos no EC3-1-1, Anexo A (método alternativo 1) ou Anexo B (método alternativo 2).

6 CASO DE ESTUDO

Neste capítulo ir-se-á realizar o dimensionamento de um pavilhão industrial metálico recorrendo-se ao software de cálculo estrutural Robot Structural Analysis.

Numa primeira abordagem define-se o caso de estudo tendo em conta as geometrias do pavilhão e localização. De seguida definir-se-á as ações e as respetivas combinações de ações que irão estar associadas à estrutura e para isso vai-se utilizar dois modelos 2D, sendo 1 deles um pórtico de fachada e outro um pórtico comum do pavilhão.

Quanto ao modelo 3D este será definido mais tarde, para validação de todos os elementos do pavilhão metálico, por forma a verificar se a estrutura como um todo está a ter o desempenho pretendido.

Por final, serão apresentados os perfis que irão ser utilizados na estrutura e respetivas ligações bem como o peso estimado por área coberta, peso este que não inclui material estrutural secundário.

Com este caso prático pretende-se estudar as várias exigências que um pavilhão de grandes dimensões assume e assim estar-se mais familiarizado com os problemas que estas estruturas colocam na altura do dimensionamento.

6.1 DEFINIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

O pavilhão metálico a dimensionar está localizado em Lisboa na localidade de Murteira concelho de Cadaval. A caracterização geotécnica do terreno não foi realizada, mas o tipo de solo desta zona é por norma do tipo argiloso e calcário, estando previstas fundações diretas no solo.

O pavilhão possui geometria regular com um vão de 30 metros, 6 metros de altura na cota mais baixa, com desenvolvimento de 180 metros de comprimento, resultando em 5400 m² de área total.

O esquema estrutural do pavilhão é constituído por um conjunto de 25 pórticos de perfis de alma cheia, espaços entre eles de 7,5 metros. Destes 25 pórticos, dois deles serão de fachada, tendo estes uma configuração diferente dos restantes. A cobertura será de duas águas com inclinação de 5°, constituída por madres em perfil IPE, apoiadas nas travessas, e contraventada por um sistema de contraventamento com capacidade de transmitir os esforços horizontais para todos os pórticos, de modo a garantir que a

estrutura tenha deslocamentos horizontais pouco significativos. Utilizou-se perfis tubulares aos terços (1/3) dos vãos das travessas, com o propósito de travarem as travessas ao fenómeno de encurvadura.

Como revestimento final exterior, serão utilizadas chapas que apoiam diretamente nas madres de cobertura e nas madres de fachada.

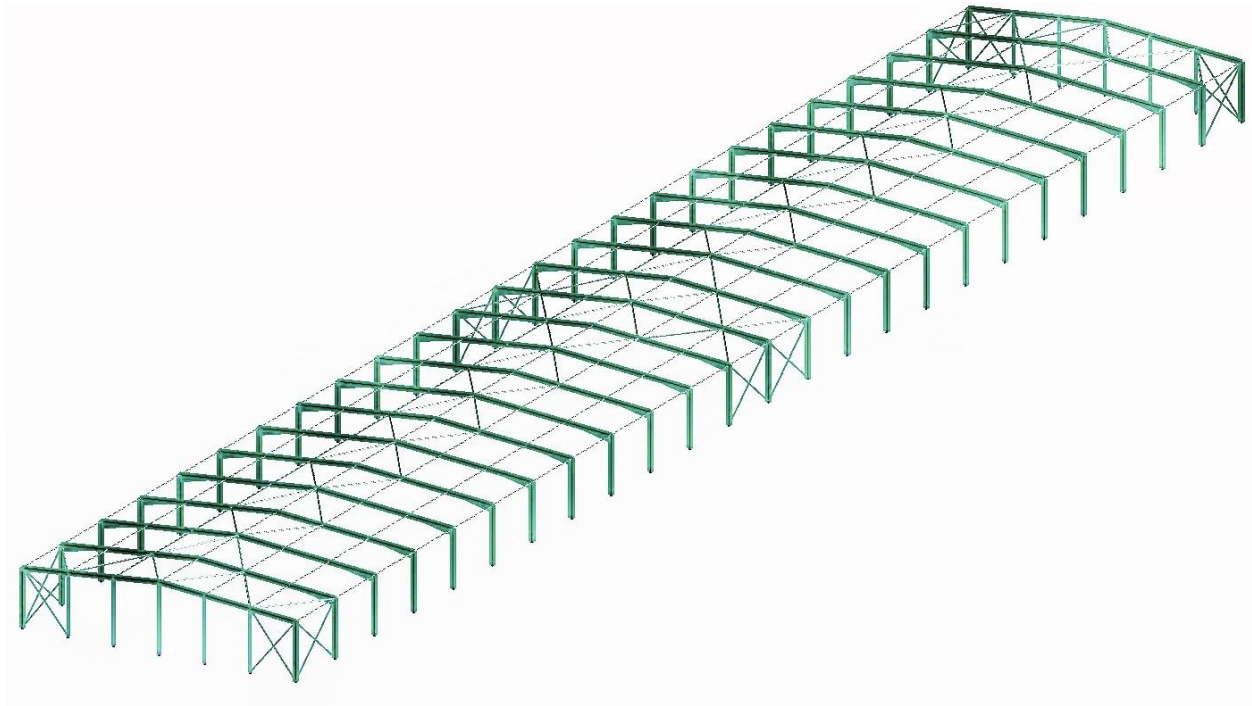


Figura 6.1 - Esquema estrutural do pavilhão industrial metálico 3D

O pavilhão a nível de conceção estrutural irá ter dois tipos de pórticos, o tipo 1 e o tipo2, pórtico corrente e pórtico de fachada, respetivamente.

O pórtico do tipo 1, pórtico corrente, será constituído por dois pilares em perfil HEA e duas travessas em perfil IPE, espaçados de 7.5 metros. Serão reforçados com esquadros nos cantos com altura igual ao perfil transversal da travessa e comprimento em 15% do comprimento da travessa.

Os apoios serão duplos de modo a que as fundações fiquem mais económicas.

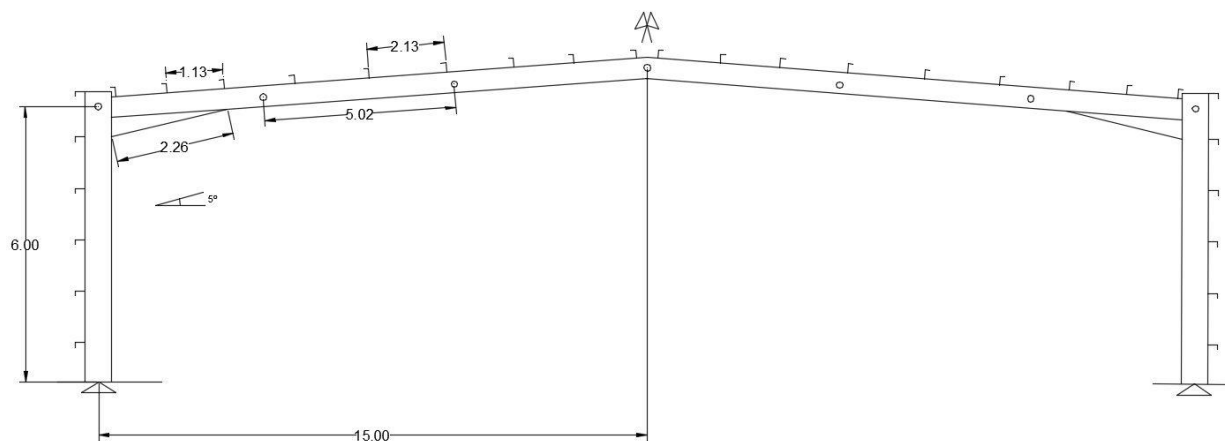


Figura 6.2 – Pórtico tipo 1 (pórtico corrente)

O pórtico do tipo 2, pórtico de fachada, será constituído por 7 pilares em perfil HEA e travessas em perfil IPE. Os pilares estão espaçados em 5.0 metros. Terão 2 contraventamentos cruzados na fachada em perfil UNP. Os apoios serão duplos de modo a que as fundações fiquem mais económicas.

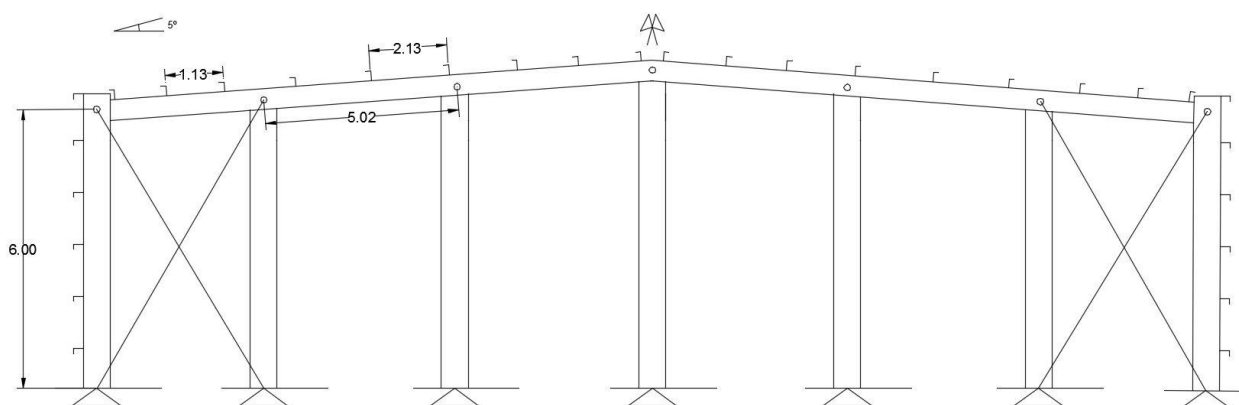


Figura 6.3 – Pórtico tipo 2 (pórtico de fachada)

6.2 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

6.2.1 Sobrecarga

A ação da sobrecarga foi determinada tendo em conta a norma NP EN 1991-1-1 [4]. A sobrecarga na estrutura será condicionante na cobertura. A estrutura é formada por um único piso e a cobertura será não acessível, exceto para operações de manutenção, pertencendo assim à categoria H, correspondendo esta a um valor de $q_k=0.4 \text{ KN/m}^2$, Figura 6.4.

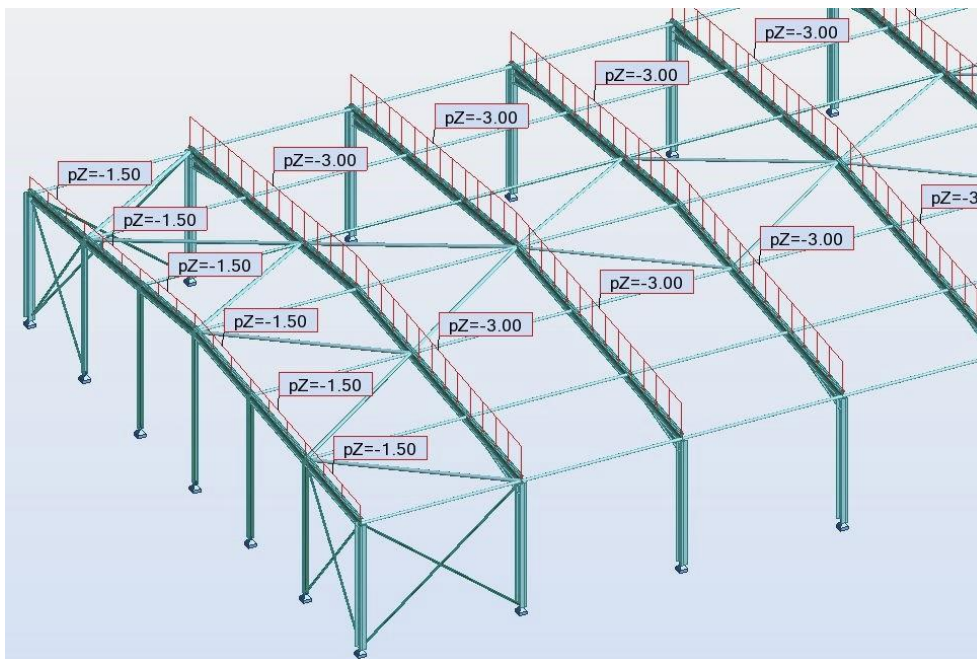


Figura 6.4 – Ação da sobrecarga na estrutura

6.2.2 Ação da Neve

A ação da neve foi determinada tendo em conta a norma NP EN1991-1-3 [5] para a zona de Lisboa, mais precisamente em Murteira, Figura 6.5. A altitude do local foi medida com o auxílio do Google Earth, sendo de aproximadamente 100 metros. De acordo com a norma, o local está localizado na zona Z3 com $C_z=0.10$. Quanto à topografia do local optou-se por ser exposta ao vento, pois como é visível na Figura 6.5, trata-se de uma zona plana e praticamente sem obstáculos, $C_e=0.8$.

Obteve-se assim um valor para a ação da neve de 0.08 KN/m^2 .



Figura 6.5 - Localização do pavilhão industrial, Google Maps

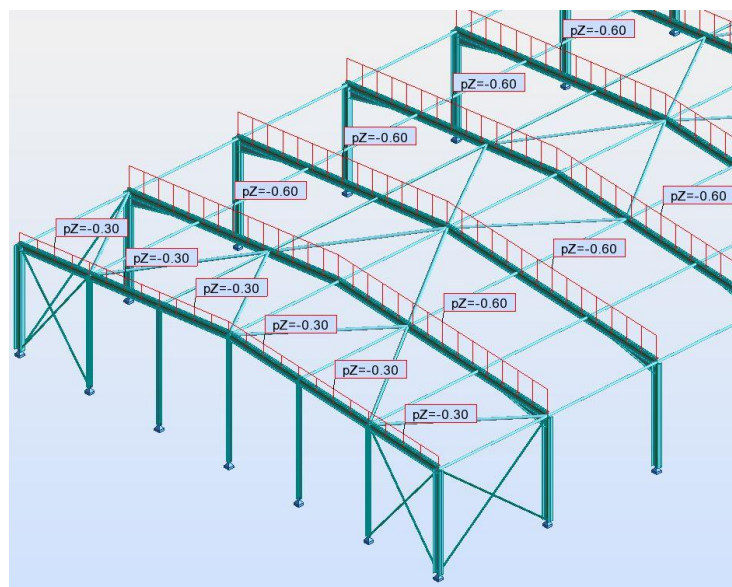


Figura 6.6 – Ação da neve na estrutura

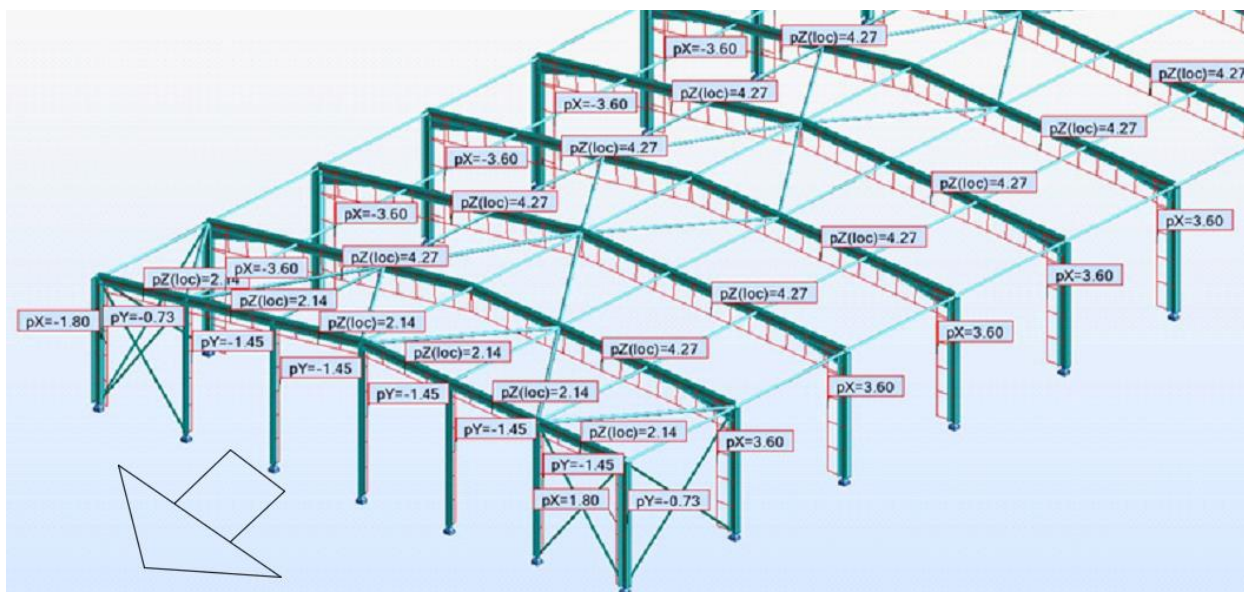


Figura 6.8 - Ação do vento na estrutura na direção longitudinal

6.2.4 Combinação de ações

As ações do peso próprio dos materiais utilizados na estrutura são consideradas ações permanentes, pois são carregamentos que se mantêm inalteráveis ao longo da vida útil da estrutura. A ação da sobrecarga, do vento e da neve são consideradas ações variáveis, pois todas estas ações sofrem alterações ao longo da vida útil da estrutura.

As ações foram combinadas tendo em conta o Eurocódigo 0 [3].

O processo de combinação de ações foi definido no programa de cálculo automático Robot Structural Analysis, Figura 6.9, da seguinte forma:

- Para ações base com carácter descendente utiliza-se o coeficiente de majoração de 1.35 para ações permanentes;
- Para ações base com carácter ascendente utiliza-se o coeficiente de majoração de 1.0 para ações permanentes.

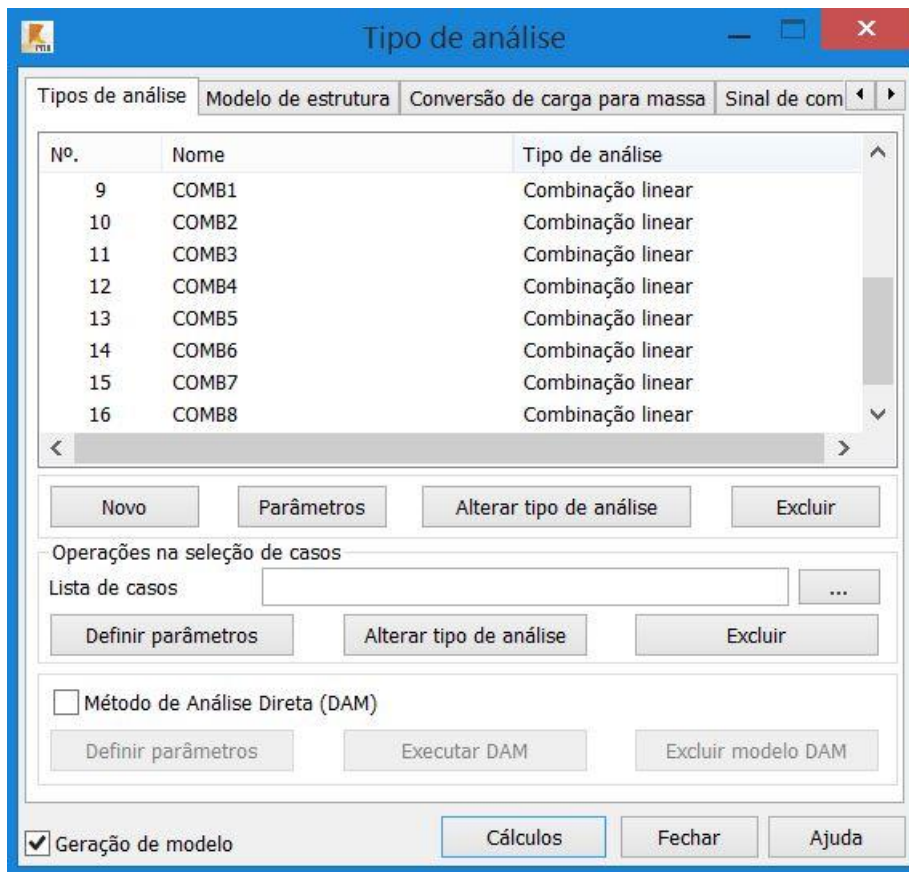


Figura 6.9 – Combinações de ações com recurso ao Robot Structural Analysis

6.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA 2D

As estruturas industriais metálicas são constituídas por diversos pórticos. Os pórticos de uma estrutura podem ter a mesma dimensão e formato longitudinalmente ou por vezes alguns pórticos têm dimensões e formatos diferentes. Desta forma, deve-se realizar um estudo prévio em que se concretizam-se vários estudos em formato 2D dos diversos pórticos.

Neste projeto procurou-se que todos os pórticos fossem homogéneos, Figura 6.2, e apenas os pórticos das fachadas, Figura 6.3, tivessem uma configuração diferente.

6.3.1 Espaçamento das madres de cobertura

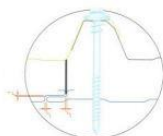
O espaçamento entre madres é definido tendo em conta a carga máxima suportada pelas chapas de cobertura. Neste projeto optou-se por escolher um painel em sandwich Poliuretano C5-1000, Figura 6.10.



FICHA TÉCNICA



PAINEL SANDWICH POLIURETANO C5-1000



Sistema de fixação visível, levando parafuso auto-perfurante de diâmetro 5,5 ou 6,3 mm zincado, respeitando a norma DIN 7504K, com anilha de feltro e anilha de estrela 25mm lacada

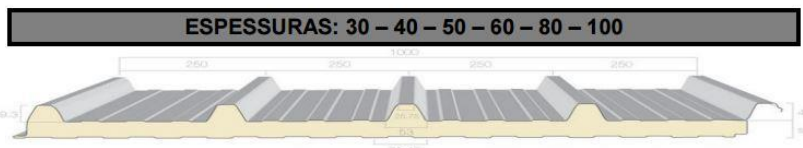


Reacção ao fogo: C-s3,d0 (antigo M2) segundo a Norma EN 13501-1

NORMA EN – 14509:2006

O nosso equipamento confere aos painéis um enquadramento dentro das normas mais exigentes, respeitando os limites de espessura, aderência e resistência.

Cores exteriores disponíveis



ESPESSURA	Condições de carga			U.M.	Carga útil uniformemente distribuída em Kg/m ² – KN/m ²													
	S	K	PESO PAINEL		Carga útil uniformemente distribuída em Kg/m ² – KN/m ²						Carga útil uniformemente distribuída em Kg/m ² – KN/m ²							
mm	Kcal	W	Kg/m ²	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	0,53	0,62	9,75	10,75	11,75	Kg/m ²	250	185	140	110	75	40	265	200	160	135	100	55
						KN/m ²	2,45	1,81	1,37	1,08	0,73	0,39	2,59	1,96	1,56	1,32	0,98	0,53
40	0,40	0,46	10,17	11,17	12,17	Kg/m ²	315	234	153	127	88	69	355	261	198	154	121	97
						KN/m ²	3,09	2,29	1,50	1,24	0,86	0,67	3,48	2,56	1,94	1,51	1,18	0,95
50	0,32	0,37	10,59	11,59	12,59	Kg/m ²	351	264	180	143	101	80	399	294	224	174	138	111
						KN/m ²	3,44	2,58	1,76	1,40	0,99	0,78	3,91	2,88	2,19	1,70	1,35	1,09
60	0,27	0,31	11,01	12,01	13,01	Kg/m ²	386	291	217	170	122	102	435	317	260	204	165	130
						KN/m ²	3,77	2,85	2,12	1,66	1,19	1,00	4,26	3,10	2,54	2,00	1,61	1,27
80	0,20	0,23	11,85	12,85	13,85	Kg/m ²	528	375	273	203	150	120	575	408	297	221	180	158
						KN/m ²	5,17	3,67	2,67	1,99	1,47	1,17	5,64	3,99	2,91	2,16	1,76	1,54
100	0,17	0,20	12,69	13,69	14,69	Kg/m ²	-	-	386	322	242	192	-	-	-	340	292	252
						KN/m ²	-	-	3,78	3,15	2,37	1,88	-	-	-	3,33	2,86	2,47

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

Figura 6.10 – Pannel Sandwich Poliuretano C5-1000 [22]

O cálculo do painel baseou-se na combinação de ações entre o seu peso próprio (aproximadamente 0.1 KN/m², Figura 6.10) e as ações do vento, neve e sobrecarga.

Combinação 1 - Ação de base: Sobrecarga (espaçamento madres: 2,13 metros)

$$S_k = 1.35 \times PP + 1.5 \times Sob + 0.75 \times neve = 1.35 \times 0.1 + 1.5 \times 0.4 + 0.75 \times 0.08 \quad (6.1)$$

$$= 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Combinação 2 – Ação de base: Vento (sucção) (espaçamento madres: 2,13 metros)

$$S_k = 1.00 \times PP - 1.5 \times Vento = 1.00 \times 0.1 - 1.5 \times 0.57 \times \cos(5) = -0.752 \text{ kN/m}^2 \quad (6.2)$$

Combinação 3 – Ação de base: Vento (sucção) (espaçamento madres: 1,13 metros)

$$S_k = 1.00 \times PP + 1.5 \times Vento = 1.00 \times 0.1 - 1.5 \times 1.63 \times \cos(5) = -2.34 \text{ kN/m}^2 \quad (6.3)$$

Definiu-se na arquitetura que as madres iriam estar espaçadas de 2,13 metros, e na zona mais próxima do esquadro as madres iriam estar espaçadas de 1,13 metros. De acordo com a Figura 6.10, optou-se por utilizar um painel C5-1000 com 30 milímetros de espessura.

6.3.2 Dimensionamento de madres

As ações gravíticas aplicadas nas madres, como é o caso da ação do peso próprio, da sobrecarga e da neve, são aplicadas no referencial global da madre, enquanto a ação do vento é aplicada segundo o referencial local da seção transversal, Figura 6.11. A ação do vento é uma força de sucção na maior parte das situações.

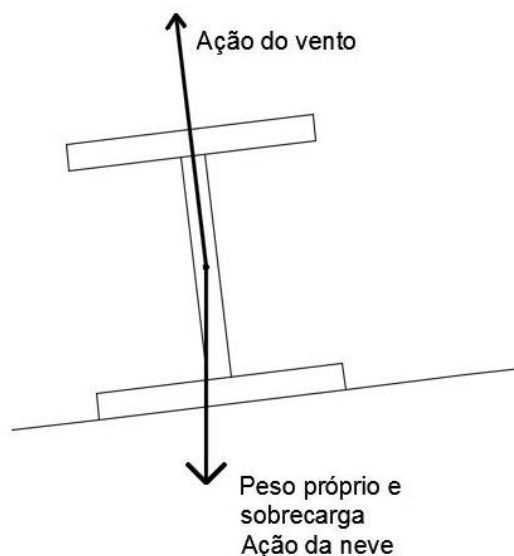


Figura 6.11 - Caracterização das ações numa madre da estrutura

Com o programa de cálculo Robot Structural Analysis, modelou-se a madre e colocaram-se as respetivas ações tendo em conta a Figura 6.11. A madre foi dimensionada para o pior carregamento.

A solução encontrada para as madres foi de um IPE 270 em aço S275, Figura 6.12. O cálculo foi realizado para a combinação mais desfavorável, sendo esta a combinação 3, que inclui a força do vento (arrancamento).

Optou-se por perfis IPE para as madres, porque neste projeto decidiu-se realizar o dimensionamento apenas para laminados a quente.

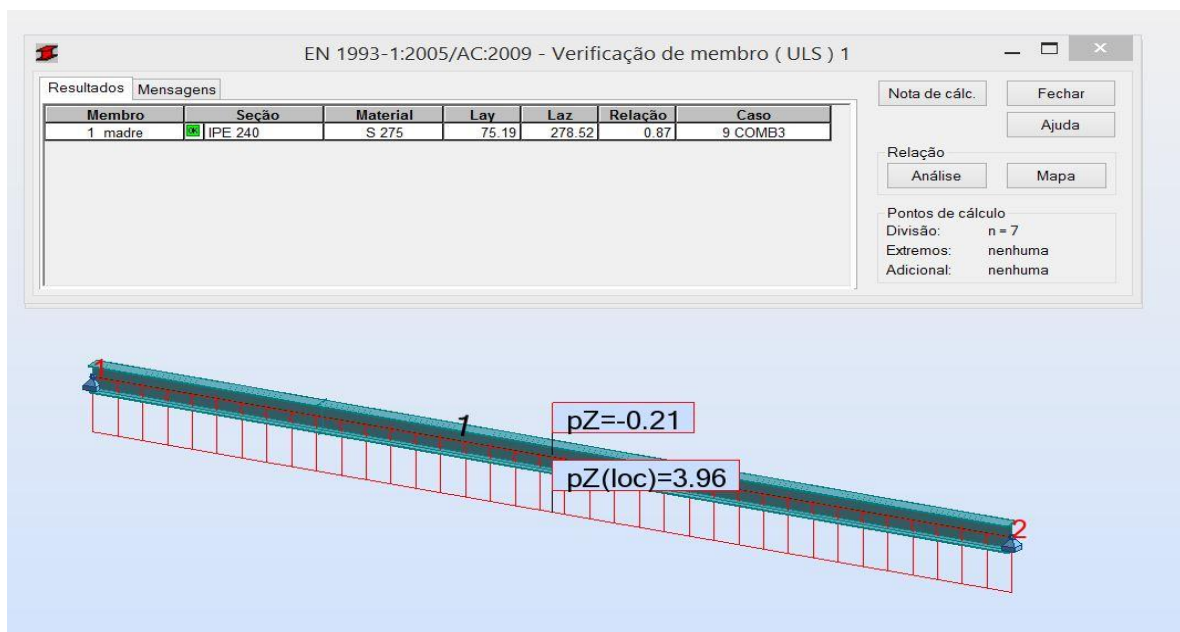


Figura 6.12 – Cálculo da madre da estrutura. Esforços em kN/m

A madre foi calculada tendo em conta que existe flexão desviada, caracterizada na Figura 6.11. O momento máximo que a madre pode suportar será de 27,93 kN.m, sendo que o momento máximo aplicado foi de 24,23 kN.m, obtendo-se um rácio de 0,87.

O cálculo da encurvadura lateral foi realizado pelo método geral, clausula 6.3.2.2 do EC3, em que o comprimento de encurvadura foi de 7,5 metros, sendo este o comprimento entre pórticos. Obtendo-se um momento crítico de 31,99 kN.m.

No entanto, como referido no Capítulo 2.3, as madres irão estar contraventadas com tirantes que atuam em tensão. Como a madre tem um comprimento total de 7,5 metros, utiliza-se este contraventamento a cada 1/3 do vão, ou seja, a madre irá ser travada segundo a menor inércia a cada 1/3 do vão, Figura 6.13. Pode-se então concluir que se pode diminuir a seção do perfil IPE, de acordo com a Figura 6.14.

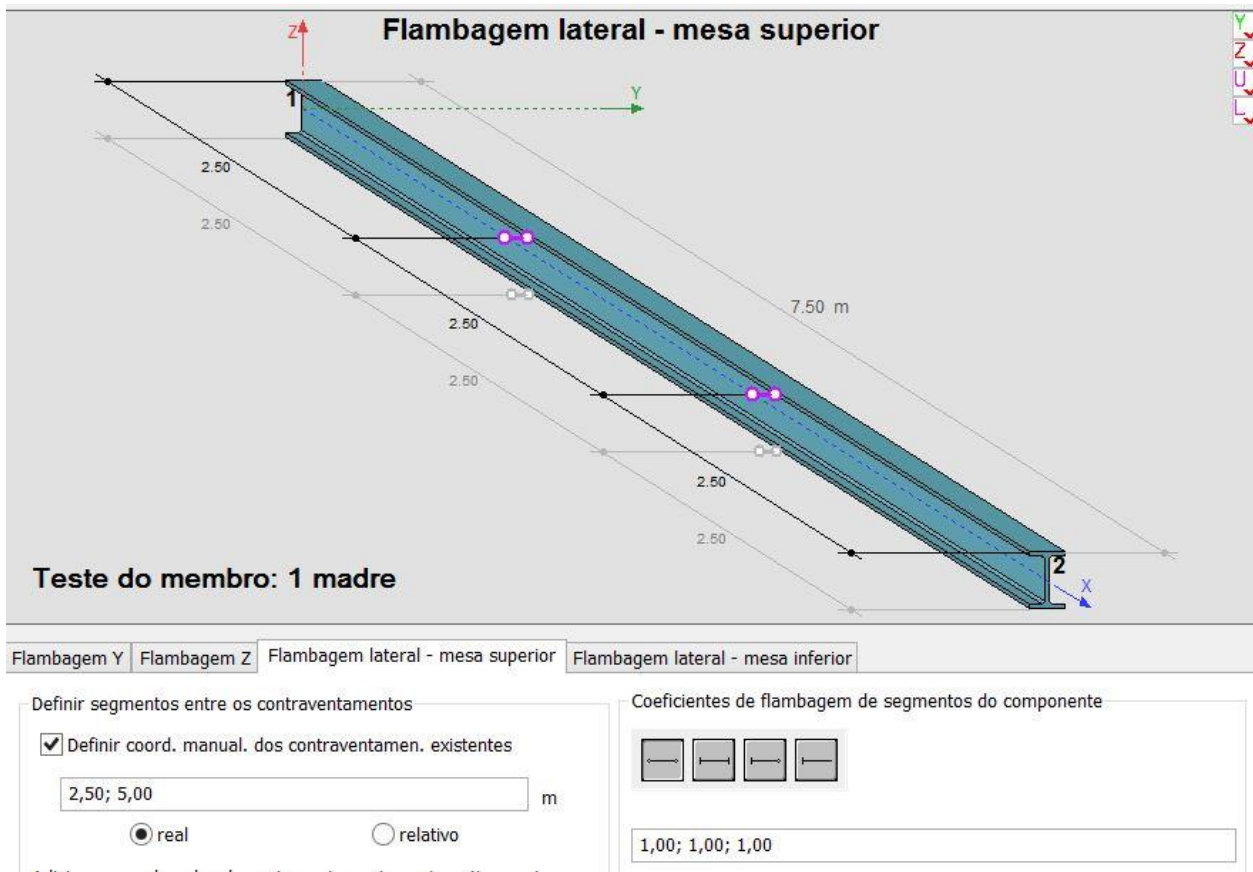


Figura 6.13 – Travamento de madres a 1/3 do vão

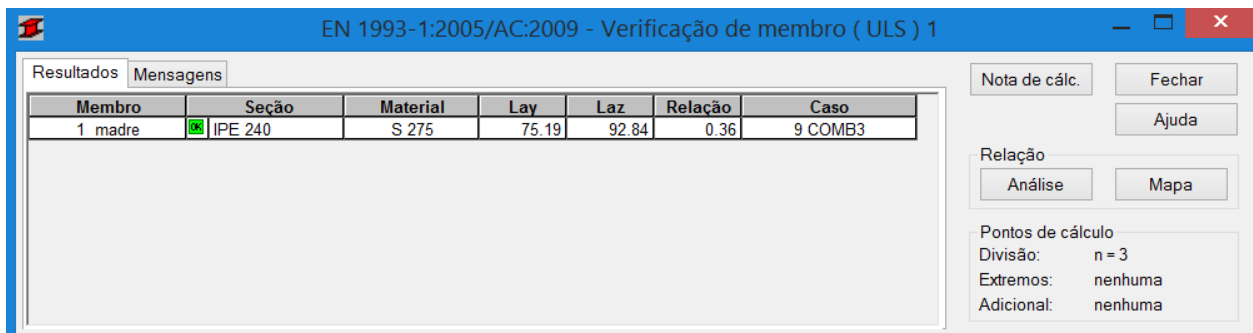


Figura 6.14 – Verificação da segurança da madre

A seção da madre pode ser reduzida com a utilização de contraventamentos (tirantes) a cada 1/3 do vão. Sem a utilização do contraventamento a seção seria um IPE 240 para a verificação da segurança, mas com a utilização dos travamentos pode-se optar por um IPE 180 e com um rácio de 0,93, Figura 6.15. Assim, a estrutura torna-se mais leve e mais económica.

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação de membro (ULS) 1

Resultados Mensagens

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
1 madre	IPE 180	S 275	101.14	121.82	0.93	9 COMB3

Nota de cálc. Fechar
Ajuda

Relação

RESULTADOS - Código - EN 1993-1:2005/AC:2009

Seção OK

Barra: 1 madre
Ponto/coordenada: 2 / x = 0.50 L = 3.75 m
Caso de carga: 9 COMB3 (1+2)*1.00+5*1.50

Auto

IPe 180

Resultados simplificados Resultados detalhados

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Seção
Parâmetros de análise de flambagem lateral com torção				
Método geral [6.3.2.2]				
Lcr,upp	2.50	m	Comprimento de flambagem lateral da mesa superior	inativo
Lcr,low	2.50	m	Comprimento de flambagem lateral da mesa inferior	ativo
C1	1.13		Fator do cálculo de M _{cr}	ENV311(F.1.2.(5))
C2	0.46		Fator do cálculo de M _{cr}	ENV311(F.1.2.(5))
C3	0.53		Fator do cálculo de M _{cr}	ENV311(F.1.2.(5))
I _w	7458.9	cm ⁶	Constante de empenamento	(6.3.2.2)
z _g	9.0	cm	Distância do ponto onde a carga é aplicada ao centro de cisalh	ENV311(F.1.2.(1))
M _{cr}	39.14	kN*m	Momento crítico para a flambagem lateral com torção	ENV311(F.1)
Lam _{LT}	1.08		Proporção de esbeltez não dimensional da flambagem lateral c	(6.3.2.2.(1))
Curva _{LT}	a		Curva de flambagem lateral	(6.3.2.2.(2))
alfa _{LT}	0.21		Fator de imperfeição para curvas de flambagem lateral	(Tabela 6.3)
fi _{LT}	1.18		Coefficiente para cálculo de XLT	(6.3.2.2.(1))
XLT	0.61		Fator de redução da flambagem lateral com torção	(6.3.2.2.(1))
Forças internas nos pontos característicos da seção transversal				
M _{y,Ed}	-25.06	kN*m	momento fletor M _{y,Ed}	
M _{z,Ed}	-0.24	kN*m	momento fletor M _{z,Ed}	
Forças do projeto:				
M _{b,Rd}	27.86	kN*m	Momento de resistência de flambagem do projeto	(6.3.2.1)

OK

Alterar

Forças

Detalhado

Nota de cálc.

Parâmetros

Ajuda

Figura 6.15 - Resultados detalhados da verificação da segurança da madre IPE 180

6.3.3 Análise global

A estrutura será composta por 25 pórticos, sendo que desses 25 pórticos, 23 serão designados por pórticos tipo 1 (pórticos correntes), Figura 6.2, e os restantes 2 pórticos serão do tipo 2 (pórticos das fachadas principais), Figura 6.3.

O dimensionamento de ambos os pórticos foram realizados nos locais da estrutura onde as ações do vento eram mais elevadas, ou seja, onde as combinações de ações eram mais desfavoráveis, Figura 6.16. No caso do pórtico tipo 1, Figura 6.17, este estava mais esforçado próximo da fachada, porque a força do vento nesse local é mais elevada de acordo com o Eurocódigo 1-1-4.

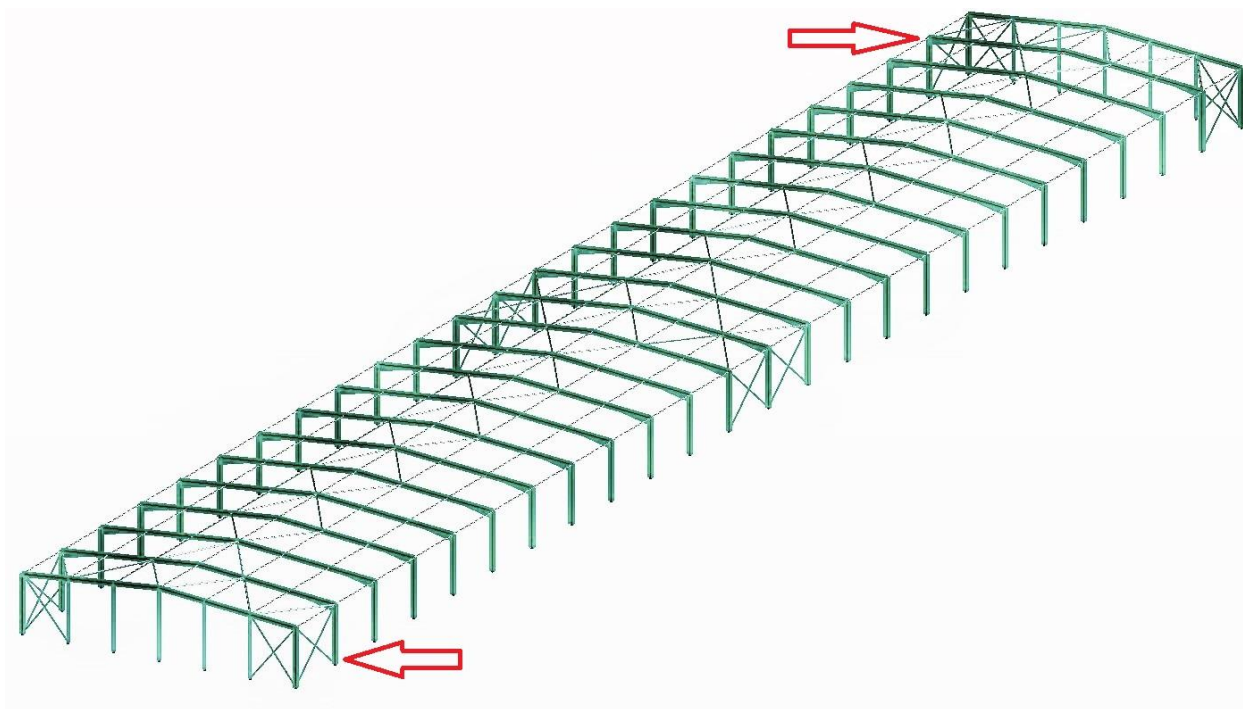


Figura 6.16 – Localização dos pórticos mais esforçados do tipo 1 na estrutura.

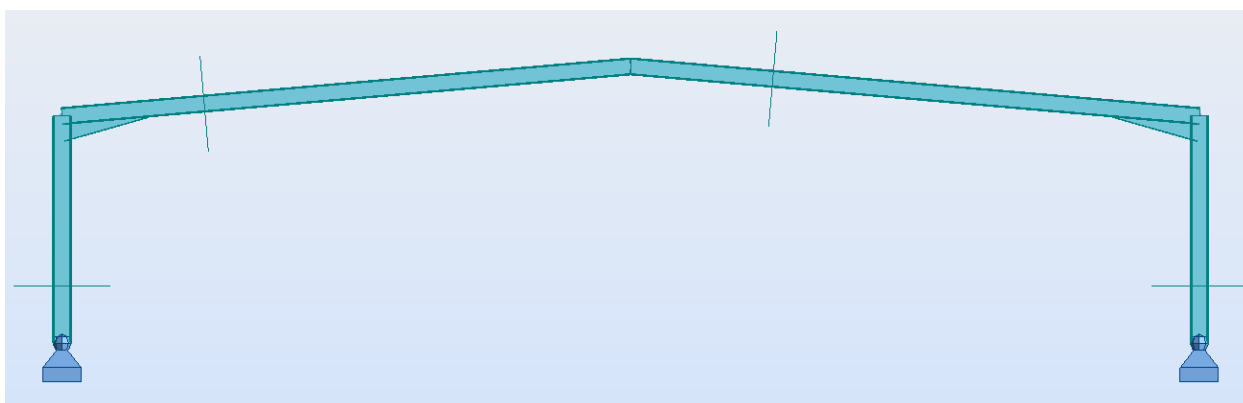


Figura 6.17 – Modelo 2D do pórtico tipo 1

Antes de se partir para o dimensionamento propriamente dito, ir-se-á analisar o pórtico quanto ao tipo de análise que se deverá utilizar (análise de primeira ordem ou análise de segunda ordem). Para isso é necessário colocar todos os esforços e combinações de ações no modelo por forma a analisar as deformações na estrutura e posteriormente calcular o coeficiente, α_{cr} .

As ações utilizadas são as ações do vento, as ações da neve, as ações provocadas pela sobrecarga e pelo peso dos próprios dos materiais.

A estrutura terá um sistema de contraventamento tanto transversal como longitudinal. O contraventamento utilizado será o representado na Figura 6.18.

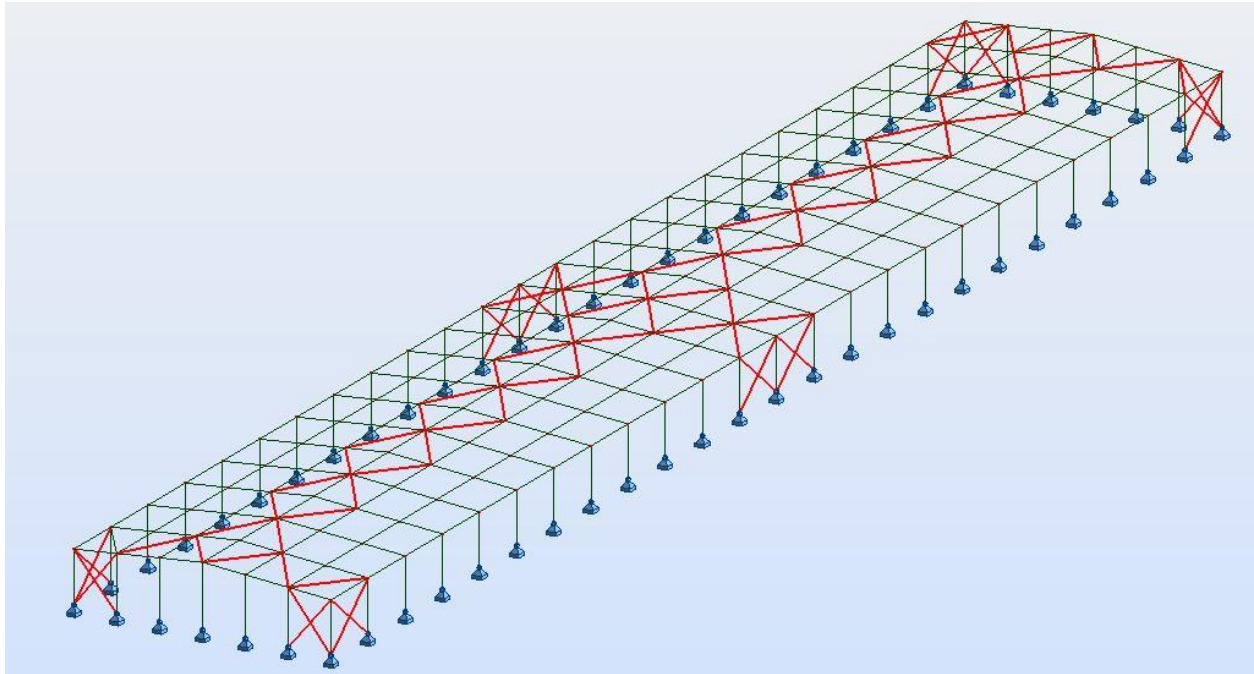


Figura 6.18 – Modelo do contraventamento a utilizar na estrutura

A representação do contraventamento no pórtico 2D foi por meio de um apoio elástico com elasticidade igual à fornecida pelo contraventamento longitudinal. Para isso modelou-se o sistema de contraventamento longitudinal com uma seção transversal tubular, CHS 139.7 x 3.6 e aplicou-se uma carga distribuída de 100kN/m, Figura 6.19. A partir do programa Robot Structural Analysis retirou-se o respetivo deslocamento máximo para o carregamento referido e a partir da expressão (6.4) foi possível determinar o coeficiente de elasticidade.

$$k = \frac{F}{\delta} \times D_{\text{comprimento}} / n^{\circ} \text{pórticos} \quad (6.4)$$

$$k = \frac{100}{118,723} \times 180/25 = 6,06 \text{ kN/m}$$

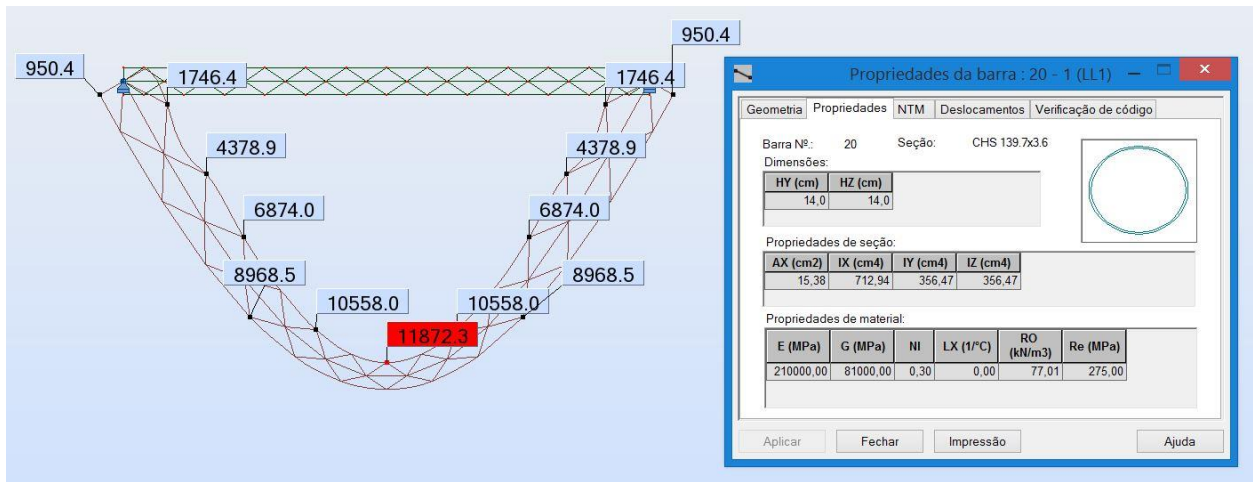


Figura 6.19 - Modelação 2D do sistema de contraventamento longitudinal com a respetiva deformação para um carregamento de 100 kN/m

O coeficiente de elasticidade a utilizar no apoio elástico do pórtico 2D será de 6,06 kN/m na direção oposta à deformação do pórtico, Figura 6.20.

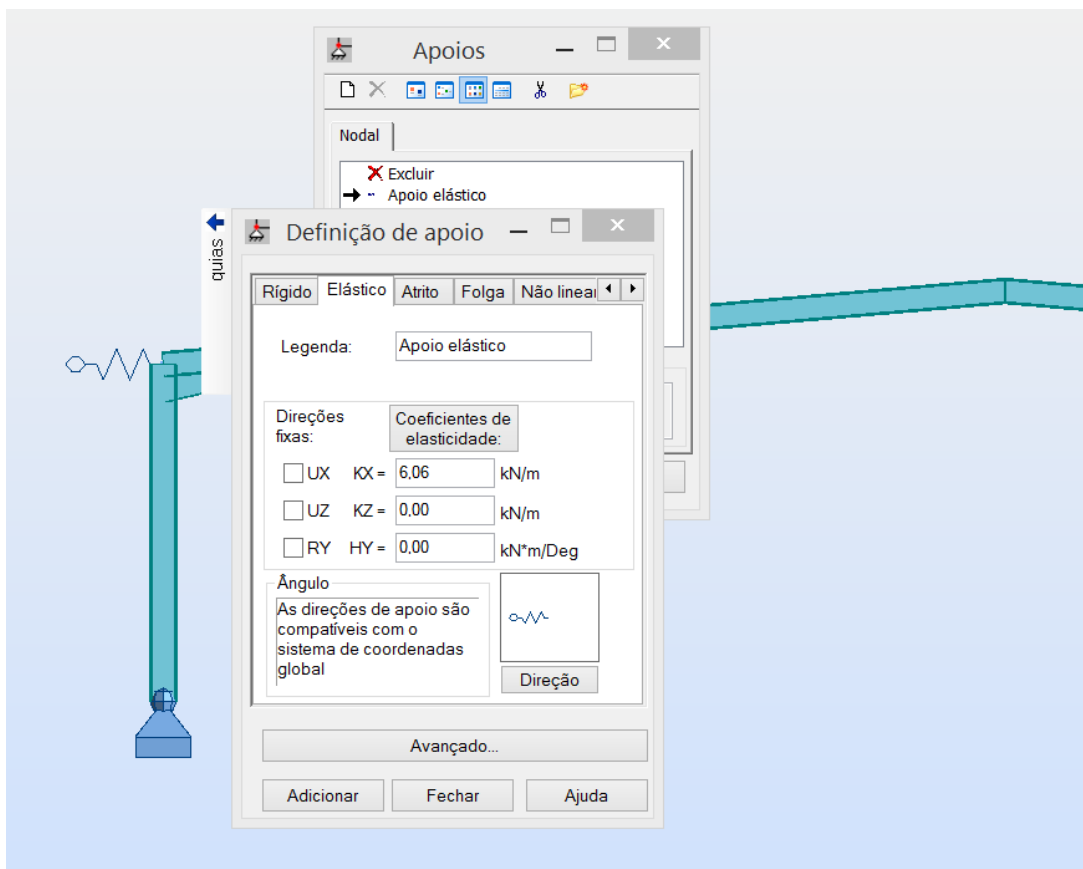


Figura 6.20 – Definição do apoio elástico no pórtico 2D.

Deve-se ter em atenção às imperfeições relativamente à falta de verticalidade dos elementos verticais nos pórticos (pilares), de acordo com a cláusula 5.3.2 a) do EC3. Desta forma calcula-se a inclinação que o pilar terá aquando o carregamento da combinação mais desfavorável.

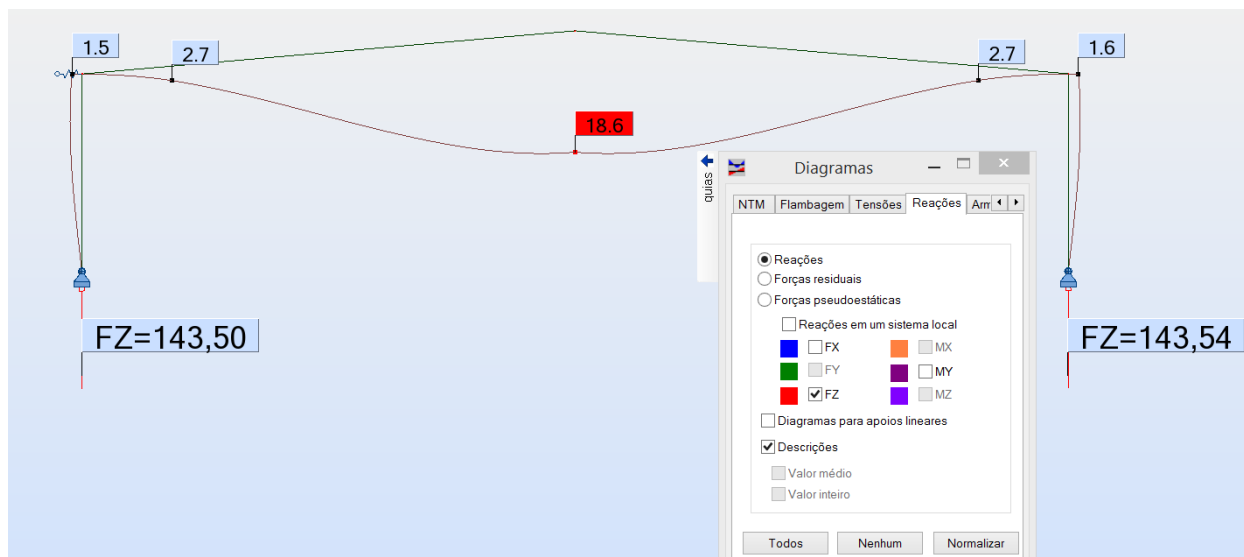


Figura 6.21 - Reação na base dos pilares para a combinação mais desfavorável e respetiva deformação

A inclinação será dada pela expressão 4.5 referida no capítulo 4.3 deste projeto.

$$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = \frac{1}{200} \times 0,82 \times 0,866 = 0,0036 \quad (6.5)$$

$$\phi N_{ed} = 0,0036 \times 143,50 = 0,52 \text{ kN}$$

Desta forma obtém-se as imperfeições iniciais por forças horizontais equivalentes com valor de 0,52 kN.

Posteriormente pode-se obter o parâmetro α_{cr} . Para isso, utilizou-se a ferramenta de cálculo automático ROBOT, onde se utilizou uma análise baseada em valores e vetores próprios da matriz de rigidez, denominada por *analysis Buckling* (em Inglês), Figura 6.22.

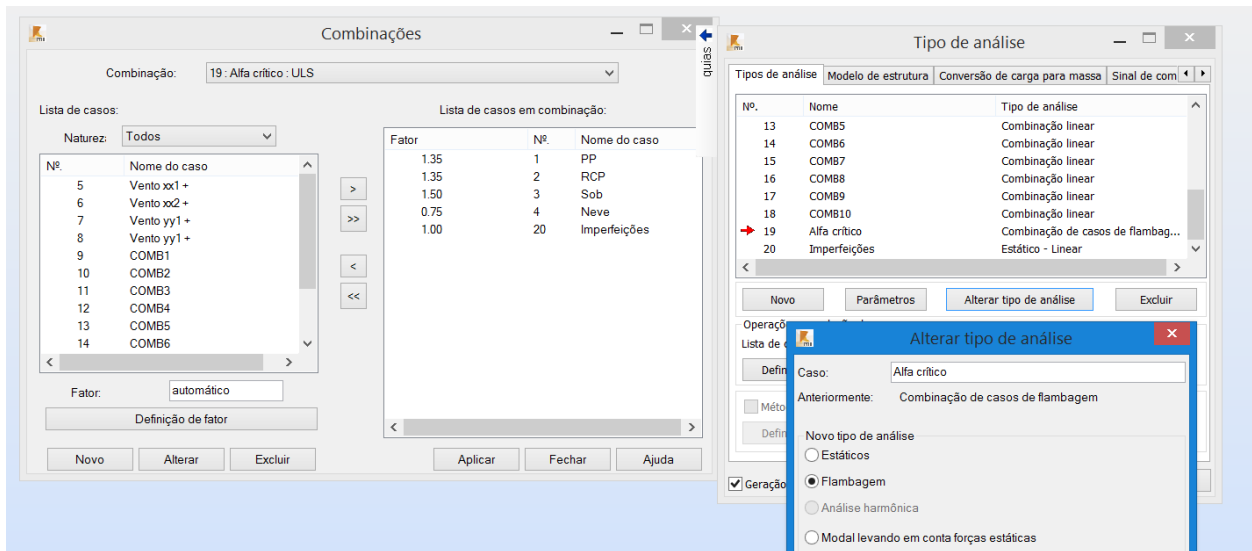


Figura 6.22 – Analysis Buckling

Através desta análise obtém-se o parâmetro α_{cr} para diversos modos, Figura 6.23.

Caso/Modo	Coef. crít.	Precisão
19/ 1	1,25767e+001	,60167e-012
19/ 2	3,56441e+001	,94631e-010
19/ 3	9,76780e+001	,32161e-008
19/ 4	1,69424e+002	,59271e-007
19/ 5	2,26016e+002	,65178e-006
19/ 6	6,91963e+002	,31006e-004
19/ 7	7,42751e+002	,23640e-004
19/ 8	1,58281e+003	,42776e-003
19/ 9	1,61915e+003	,51819e-003
19/ 10	5,35070e+003	,61920e-003

Figura 6.23 – Carga crítica do pórtico tipo 1 - α_{cr}

O parâmetro α_{cr} é de 12.57 sendo superior a 10, apresentando a seguinte deformação para o primeiro modo, Figura 6.24. De acordo com o EC3 podemos considerar que a estrutura é de nós fixos e pode-se realizar uma análise de primeira ordem em análise elástica.

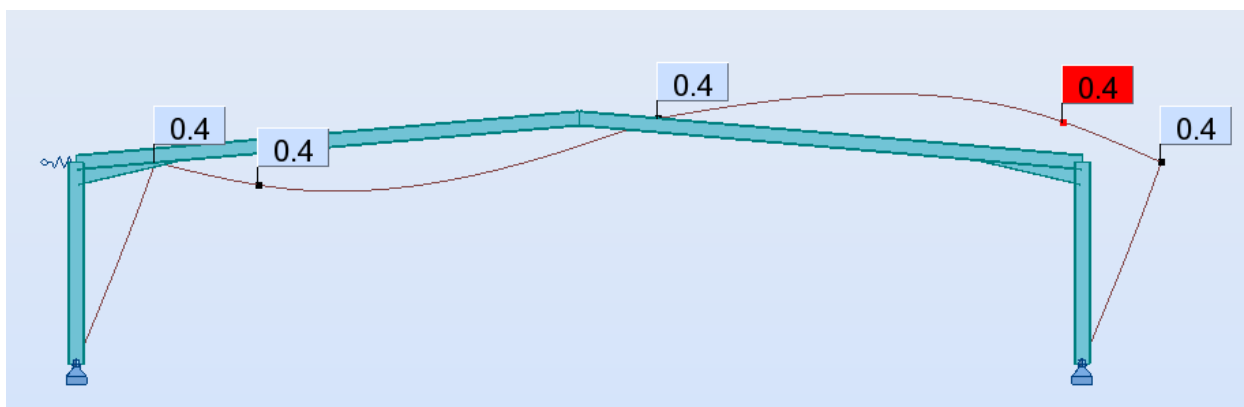


Figura 6.24 – Deformação para o primeiro modo da carga crítica, α_{cr} (deslocamento em cm)

O pórtico metálico ficará suscetível a diversas combinações de ações e os diagramas de esforços obtidos para a pior combinação serão apresentados de seguida, Figura 6.25, Figura 6.26 e Figura 6.27. A combinação mais gravosa, ou seja, a que apresenta esforços mais elevados, é composta por forças descendentes, estas são constituídas pelo peso próprio do próprio pórtico, peso das madres, peso do painel Sandwich Poliuretano, ação da sobrecarga e ação da neve.

Os perfis utilizados foram:

- Pilares: HEA 500
- Travessas: IPE 450



Figura 6.25 – Momento fletor para a combinação mais gravosa

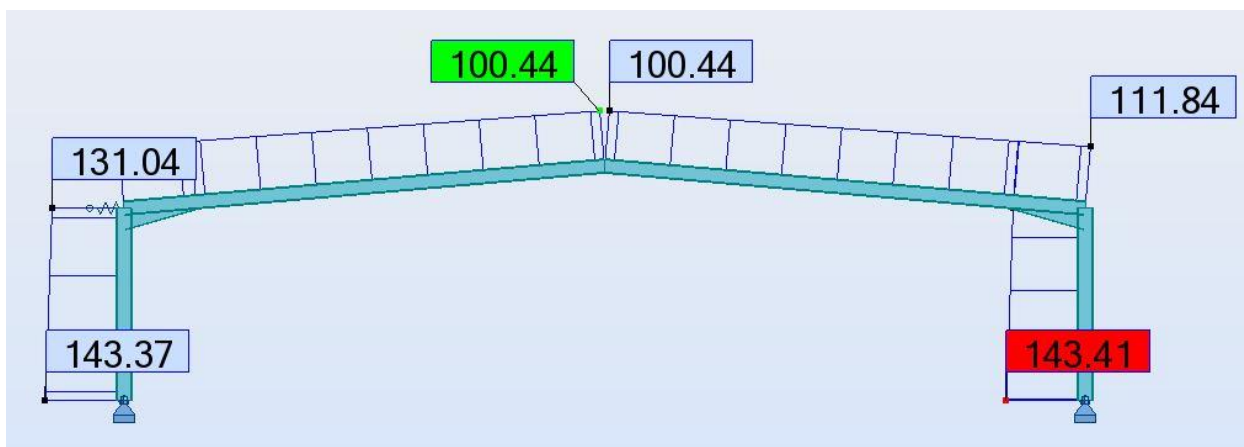


Figura 6.26 – Esforço axial para a combinação mais gravosa

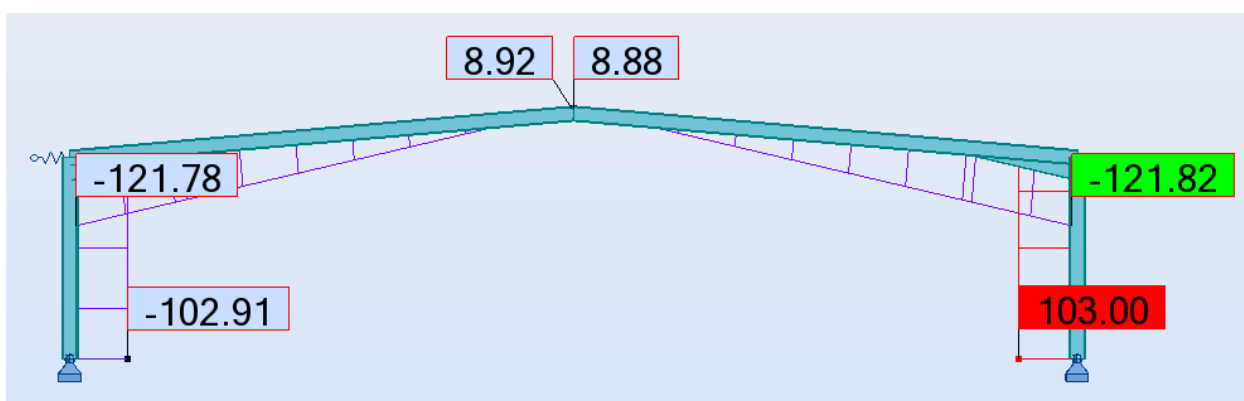


Figura 6.27 – Esforço transverso para a combinação mais gravosa

6.3.4 Análise local em pilares

Como referido anteriormente a seção transversal utilizada para o dimensionamento preliminar do pilar foi de um HEA 500, Figura 6.28. A utilização de perfis HEA nos pilares deve-se por estes apresentarem uma maior inércia capaz de resistir melhor à encurvadura em comparação com os perfis IPE.

Geometria		Propriedades		NTM	Deslocamentos	Verificação de código
Barra Nº:	8	Seção:	HEA 500			
Dimensões:						
HY (cm)	HZ (cm)					
30,0	49,0					
Propriedades de seção:						
AX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)			
197,54	336,00	86974,80	10367,10			
Propriedades de material:						
E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)	
210000,00	81000,00	0,30	0,00	77,01	275,00	

Figura 6.28 – Propriedades do perfil HEA 500

A verificação da seção transversal foi realizada com o apoio do programa de cálculo Robot Structural Analysis.

Para esta verificação (Figura 6.29) foi considerado que o comprimento de encurvadura do pilar é igual ao seu comprimento total e a encurvadura lateral foi calculada segundo o método geral, cláusula 6.3.2.2 do EC3, e pelo anexo A.

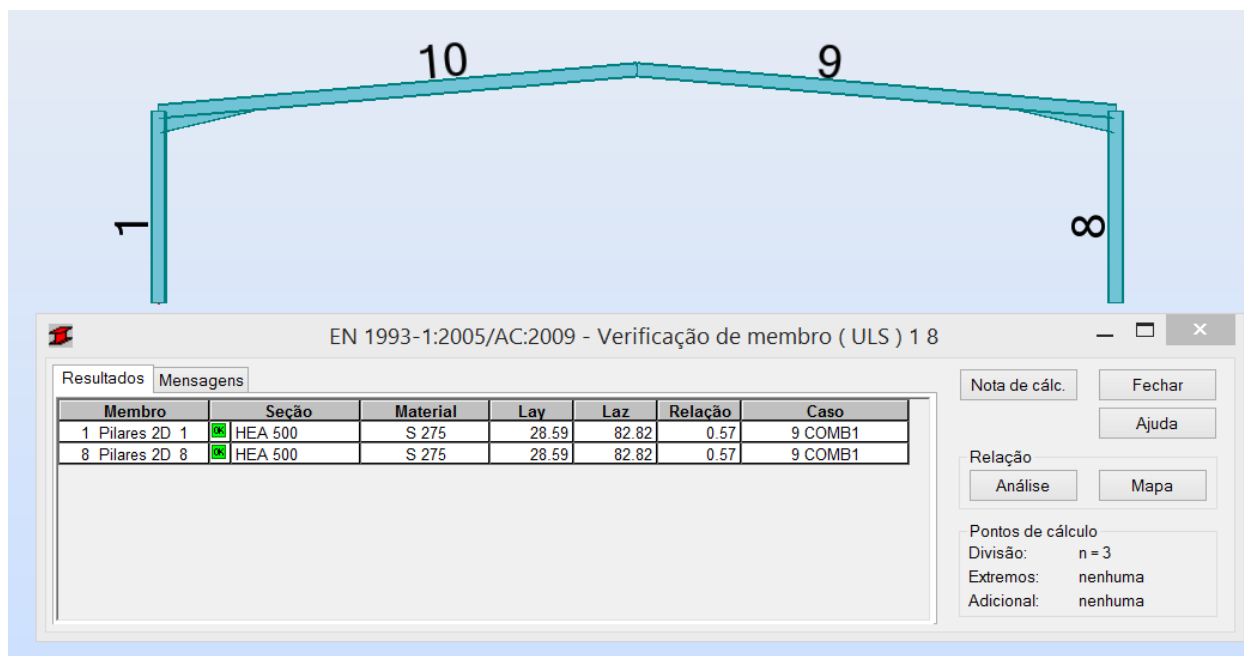


Figura 6.29 – Verificação da seção transversal dos pilares

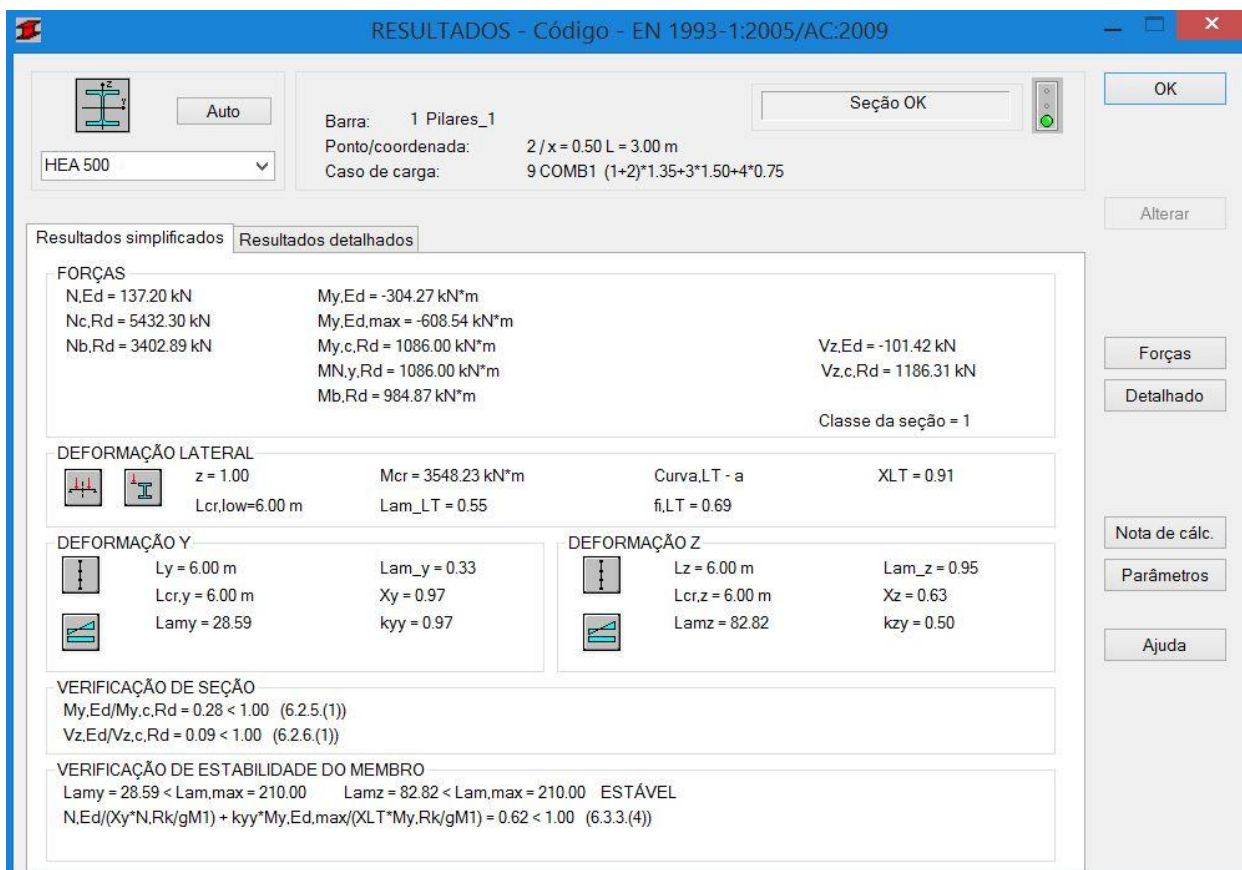


Figura 6.30 – Resultados detalhados da verificação da segurança dos pilares em HEA 500

Como se pode verificar pela Figura 6.30, o perfil HEA 500 verifica a estabilidade, no entanto o rácio entre momento atuante e resistente é de apenas 0,62. Isto significa que se pode optar por perfis menos robustos, ficando a estrutura mais leve e económica. Optou-se pela utilização de perfis HEA 400 nos pilares.

Com a utilização de pilares em HEA 400, a seção continuou a ser de classe 1 e a taxa de eficiência passou de 0,62 para 0,92, Figura 6.31. Note-se que o comprimento de encurvadura, para a verificação do dimensionamento à encurvadura, foi igual ao tamanho total do pilar.

Desta forma conseguiu-se diminuir a seção transversal do perfil e a estrutura tornar-se-á mais económica.

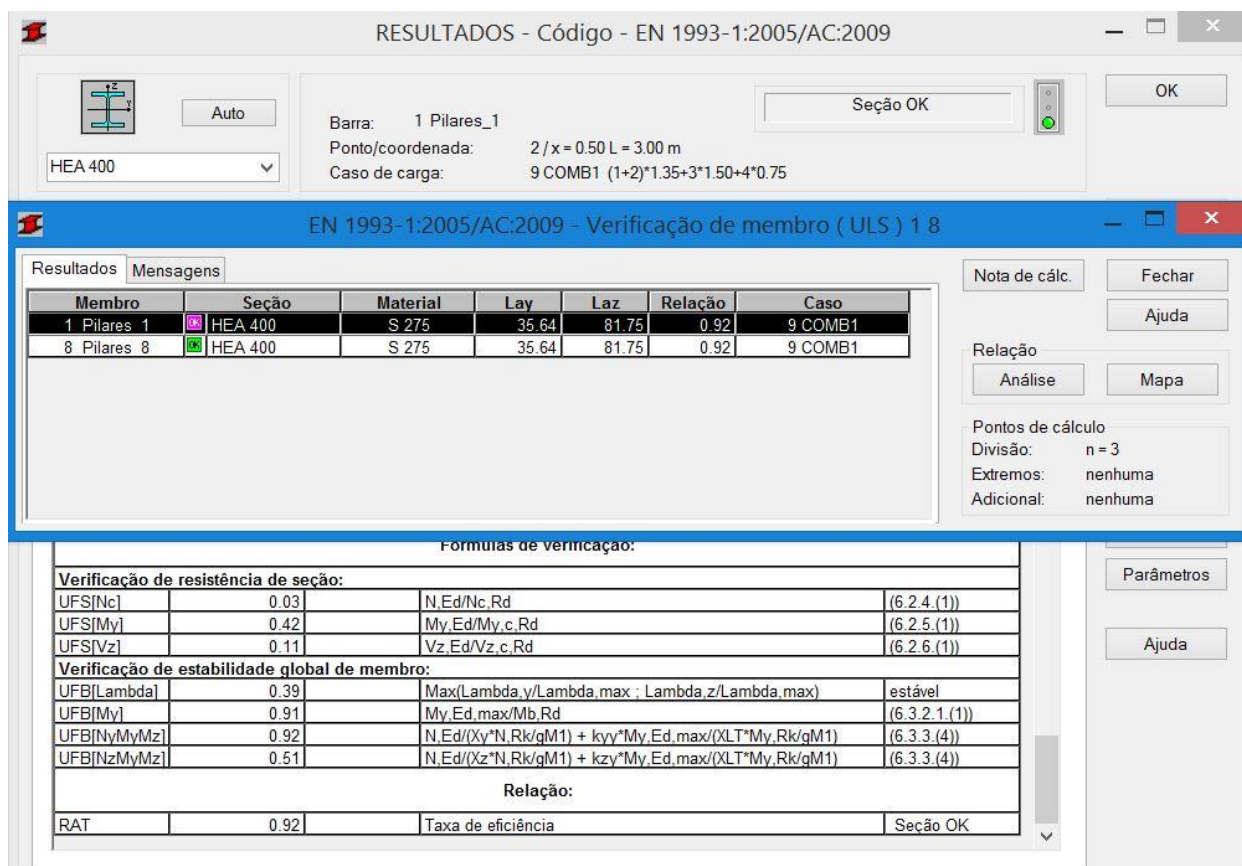


Figura 6.31 - Resultados detalhados da verificação da segurança dos pilares em HEA 400

6.3.5 Análise local em travessas

O pórtico metálico é constituída por duas travessas com 15,06 metros de comprimento, contraventada por perfis tubulares a cada 1/3 do vão, de modo a travar a travessa aos fenómenos de encurvadura, Figura 6.32.

Como se trata de um pavilhão metálico com grandes dimensões, optou-se que o travamento da travessa não dependesse exclusivamente das madres. Portanto decidiu-se que iria existir um sistema de contraventamento com a função de realizar o contraventamento das travessas em toda a estrutura.

Como referido anteriormente, este contraventamento é formado por perfis tubulares com vão de 7,5 metros que irão estar prolongados entre os pórticos de fachada.

Os perfis tubulares irão ligar-se à seção transversal da travessa no seu centro de gravidade de modo a poderem ter a função de travamento à encurvadura lateral tanto no banzo superior como no banzo inferior, sem existirem excentricidades, Figura 6.33.

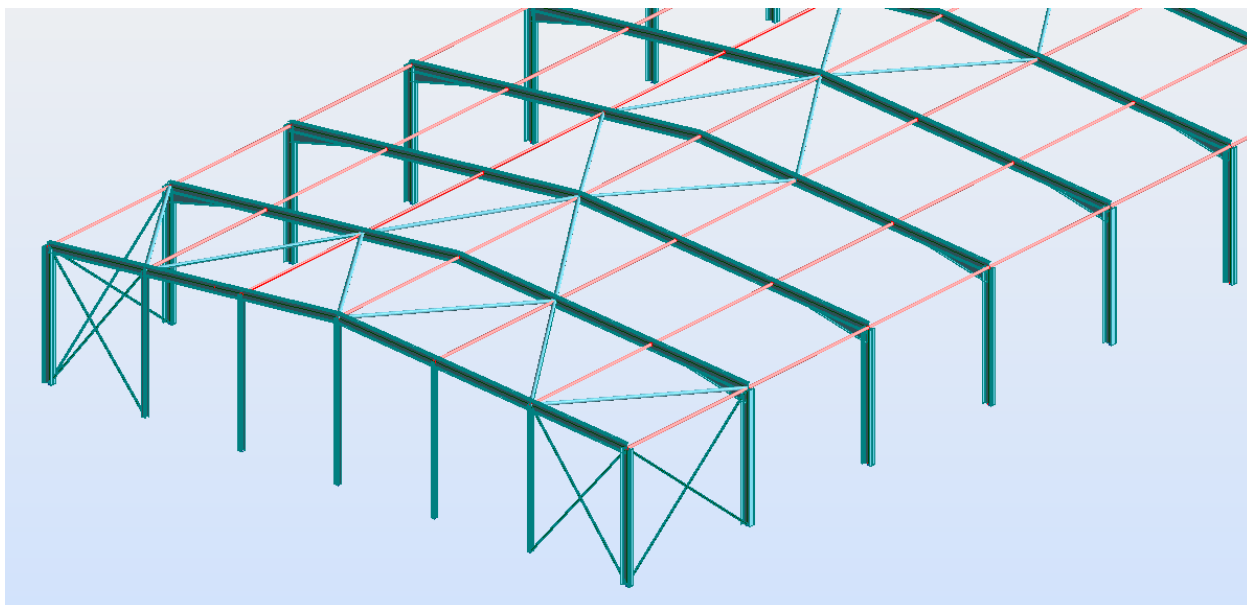


Figura 6.32 – Travamento de travessas, formado por perfis tubulares

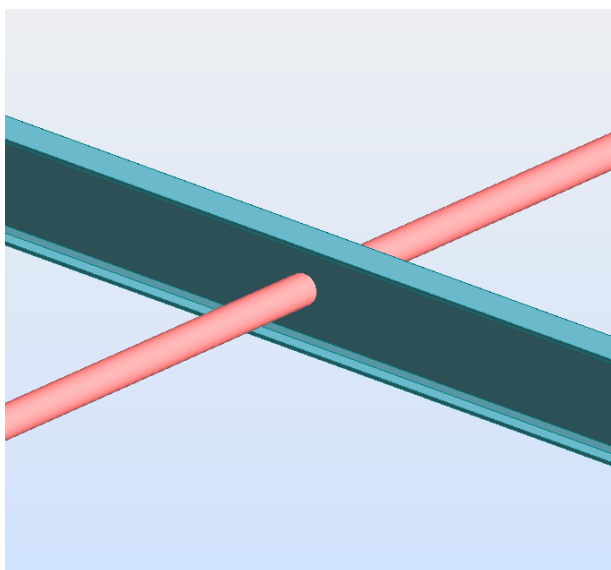


Figura 6.33 – Pormenorização do travamento

Por isso a travessa irá estar contraventada para efeitos de encurvadura e encurvadura lateral a cada $1/3$ do seu comprimento.

Na Figura 6.25, pode-se verificar que o momento é mais elevado nas extremidades da travessa junto aos pilares, por essa razão utilizou-se reforço nesta localização. Em estruturas metálicas esse reforço é feito através de esquadros metálicos, Figura 6.34, que garantem um aumento de inércia da seção.

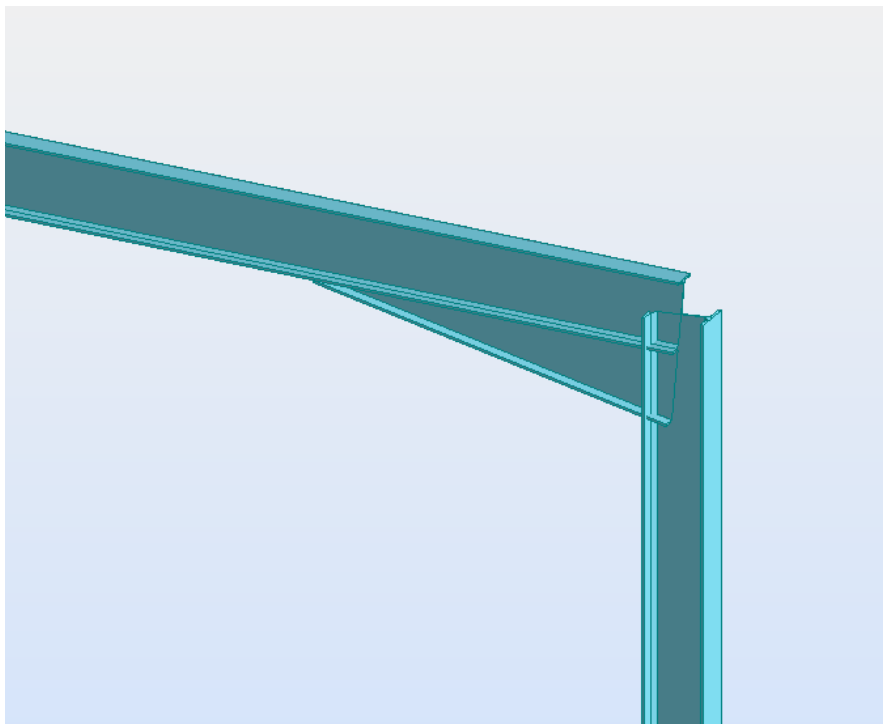


Figura 6.34 – Esquadro metálico

A altura máxima do esquadro por norma é igual à altura do perfil utilizado na travessa e o seu comprimento varia entre 10% a 20% do comprimento da travessa. Outra forma de determinar o comprimento do esquadro é através do diagrama de momentos, ou seja, que o momento positivo seja próximo do negativo e prolonga-se o comprimento do esquadro até esse mesmo ponto, Figura 6.35.

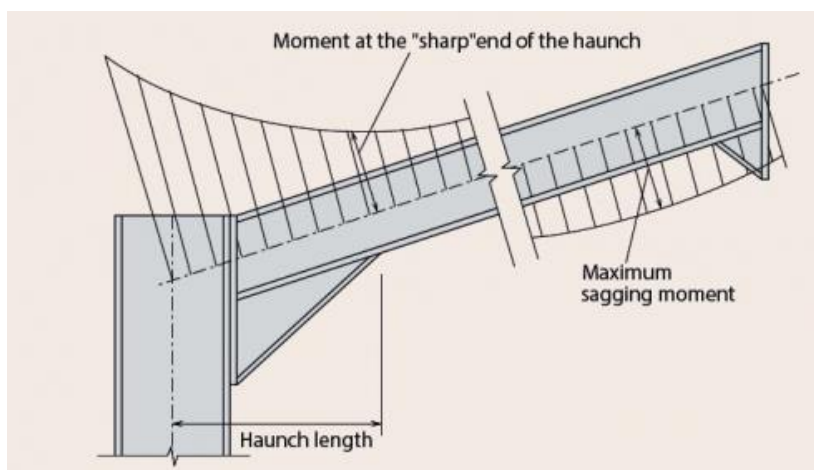


Figura 6.35 – Definição do comprimento do esquadro metálico [14]

Neste projeto optou-se por um esquadro metálico com a altura máxima igual ao perfil da travessa e com comprimento igual a 15% do comprimento da travessa.

Primeiramente fez-se um pré-dimensionamento da travessa com um perfil IPE 450 para um momento máximo coincidente com o fim do esquadro metálico: $M_{ed} = 332,50 \text{ kN.m}$. Figura 6.36.

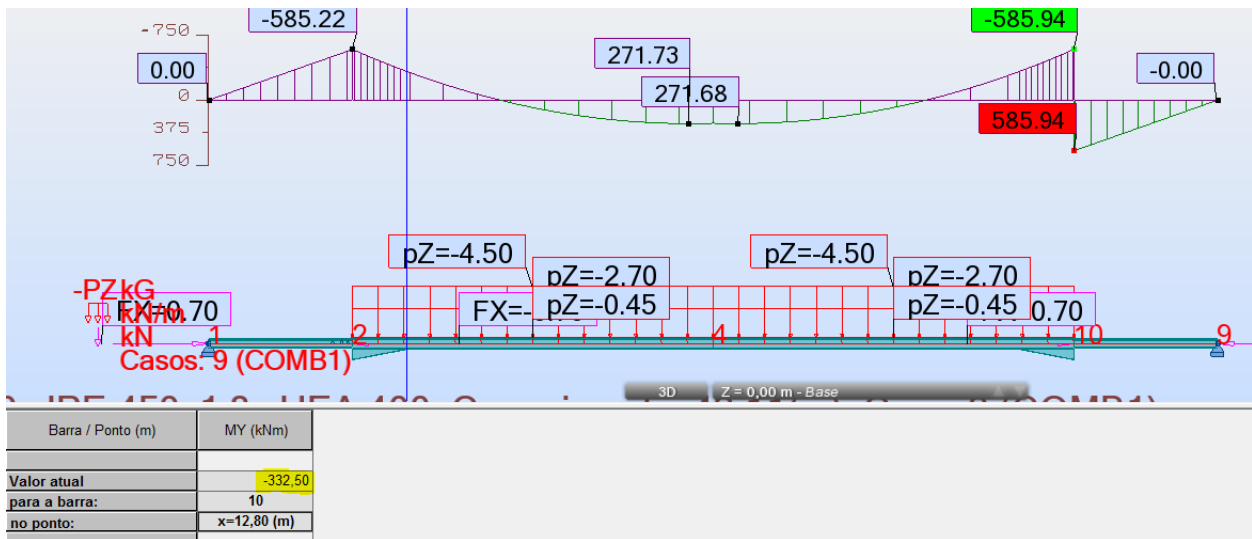


Figura 6.36 – Momento atuante no final do esquadro

$M_{Ed} \leq W_{pl,y} \times f_y \leftrightarrow 332,50 \leq 1702 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3 \leftrightarrow 332,50 \text{ kN.m} \leq 468,05 \text{ kN.m}$ O perfil IPE 450 verifica!

Depois de se realizar o pré-dimensionamento da travessa é necessário proceder à verificação da seção às diversas interações de esforços.

Através do programa de cálculo ROBOT é possível realizar essa verificação, Figura 6.38. Tendo em conta que a travessa está travada a cada 1/3 do seu comprimento na direção zz. Além disso, este travamento será também utilizado para a seção não sofrer encurvadura lateral e flexão composta com compressão, Figura 6.37.

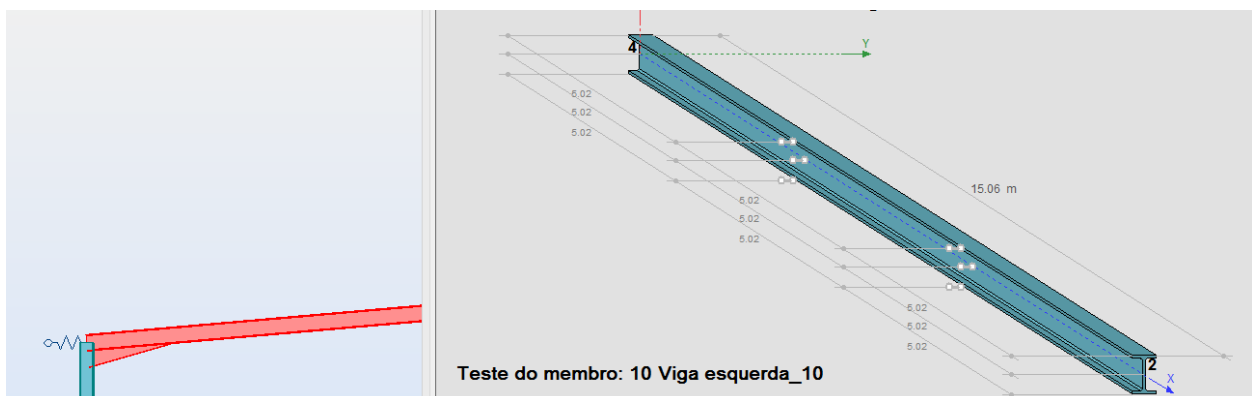


Figura 6.37 - Travessa com os respectivos travamentos a cada 1/3 do seu comprimento

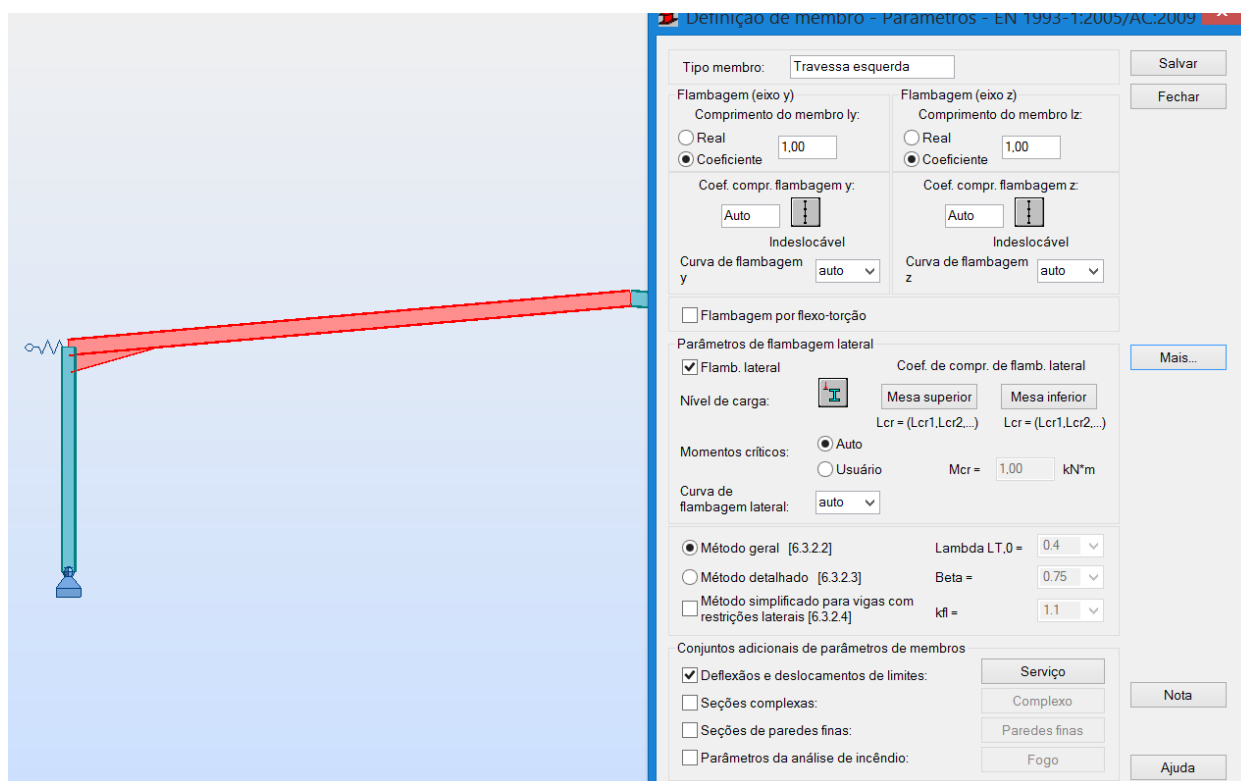


Figura 6.38 – Definição dos parâmetros para a verificação da travessa

Como se pode verificar pela Figura 6.39, a travessa não verifica a segurança para o perfil IPE450, no entanto é de notar que apenas não verifica na zona onde irá estar localizado o esquadro metálico.

Sendo assim o cálculo da verificação da seção do esquadro foi realizada à parte, com recurso a bibliografia externa.

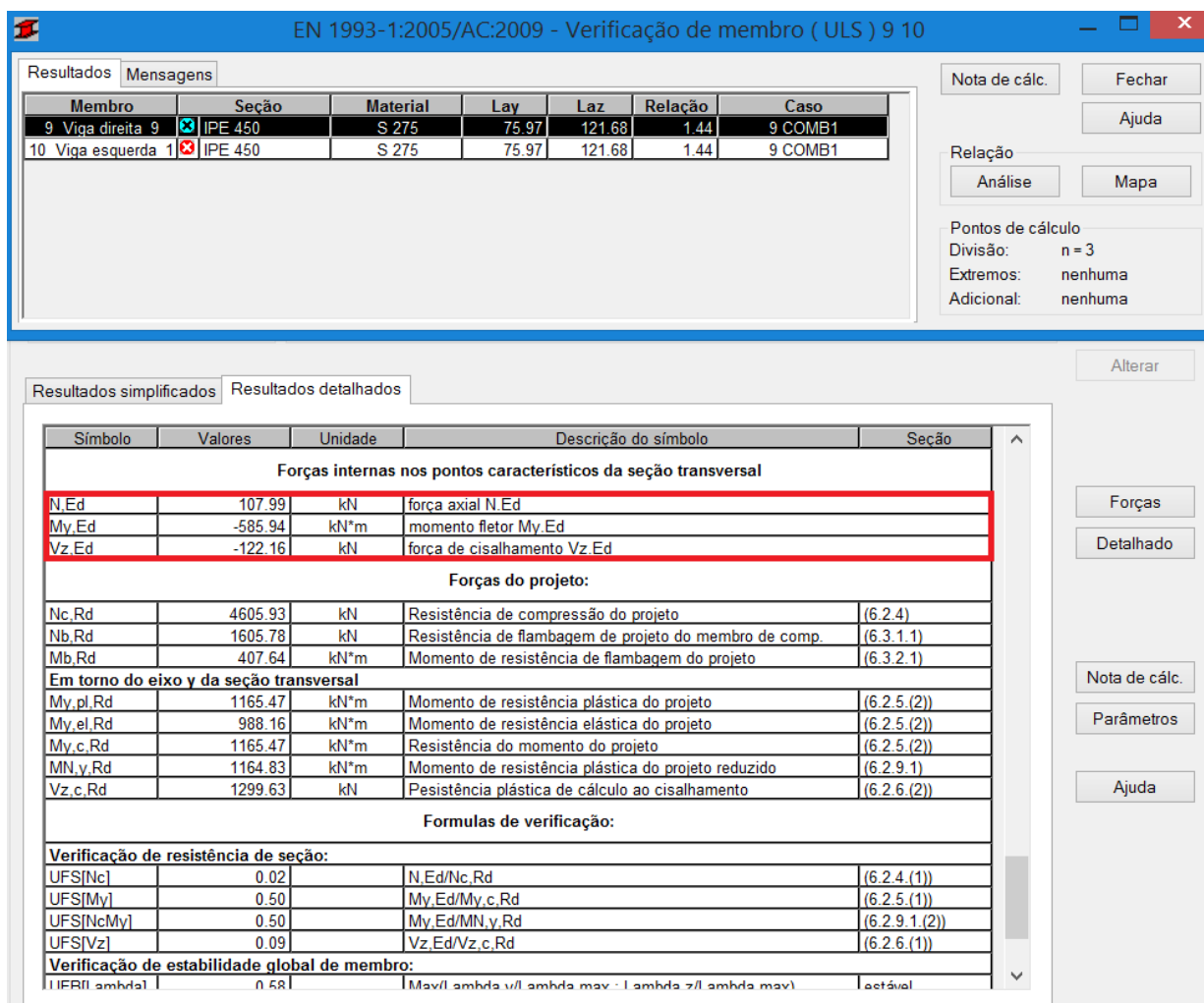


Figura 6.39 – Verificação da segurança na localização do esquadro

6.3.5.1 Verificação do esquadro metálico

A verificação do esquadro metálico teve como princípio a utilização de uma seção de igual espessura, mesma altura máxima e o mesmo material que o utilizado na travessa. Além disso, optou-se por dividir o esquadro em 4 partes iguais de modo a poder-se calcular a segurança da seção em diversos pontos, Figura 6.40.

A seção transversal do esquadro foi simplificada para o cálculo, partindo do princípio que o banzo inferior da travessa não entrará para o cálculo e a seção não terá locais curvos próximos do banzo, Figura 6.41, beneficiando-se assim de uma seção transversal equivalente.

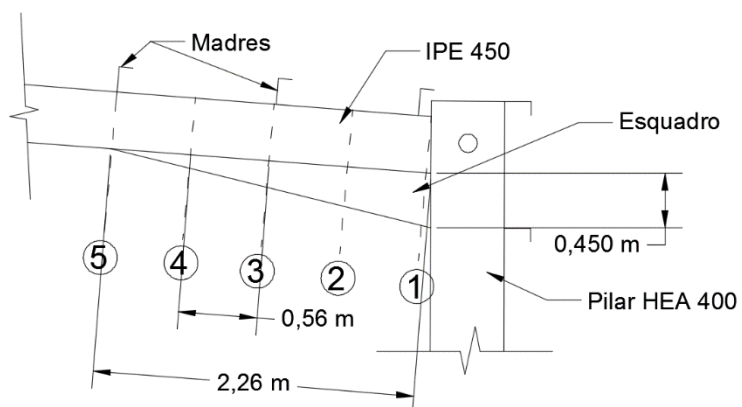


Figura 6.40 – Esquema do esquadro metálico da estrutura

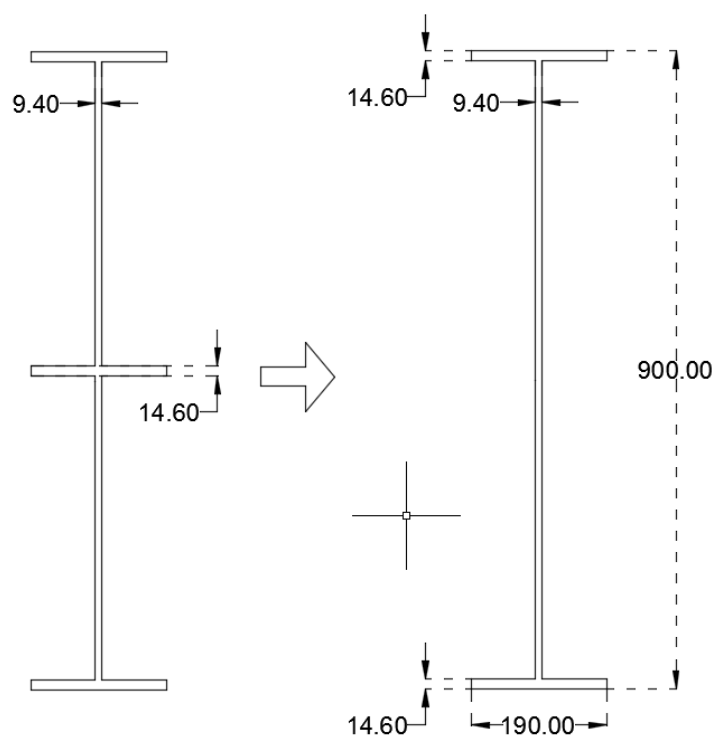


Figura 6.41 – Corte transversal nº1 da Figura 6.40 e seção transversal equivalente (mm)

Com recurso ao programa de desenho automático AutoCad e cálculo no Excel foi possível determinar todas as inércias e propriedades de cada uma das seções transversais da Figura 6.40.

Tabela 6.1 – Propriedades das seções transversais de acordo com a Figura 6.40

seção	h	b	tw	tf	Área	avz	ly	lz	iy	iz	Wel,y	Wel,z
1	900	190	9,4	14,6	13734	8186	1604665475	16750506	342	35	3565923	176321,12
2	788	190	9,4	14,6	12673	7125	1169170726	16742699	304	36	2967438	176238,94
3	675	190	9,4	14,6	11611	6063	813740268	16734877	265	38	2411082	176156,6
4	563	190	9,4	14,6	10554	5006	533531586	16727090	225	40	1895316	176074,63
5	450	190	9,4	14,6	9880	5090	337400000	16760000	185	41,2	1500000	176000

A seção 5, da Tabela 6.1, será apenas formada pelo perfil IPE 450 da travessa, pois nesse local é onde o esquadro termina. Por este motivo os valores da seção 5 serão representativos de um IPE 450 corrente.

Com recurso ao ROBOT e à combinação menos desfavorável foi possível determinar os esforços nas respetivas seções do esquadro, Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Esforços atuantes nas seções transversais do esquadro

Seção	Med	Ved	Ned
1	-585,22	122,11	108
2	-518,36	117,05	107,55
3	-451,98	111,9	107,11
4	-393,35	107,21	106,67
5	-332,64	102,19	106,24

A tensão máxima causada pelo esforço axial, que a seção poderá estar sujeita (admitindo uma distribuição elástica) é dado pela equação:

$$\sigma_{axial} = \frac{N_{Ed}}{A} \quad (6.6)$$

Resultando nas tensões máximas seguintes:

Tabela 6.3 – Tensão máxima atuante

Tensão Axial		
1	7863,696	kPa
2	8486,546	kPa
3	9224,873	kPa
4	10107,07	kPa
5	10753,04	kPa

A tensão máxima que a seção pode suportar é dado por:

$$\sigma_{max} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (6.7)$$

Pode-se concluir que a tensão máxima será de 275 MPa.

A tensão máxima admissível causada pelo momento fletor será de:

$$\sigma_{max} = \sigma_{Momento} + \sigma_{axial} \leftrightarrow \sigma_{Momento} = \sigma_{max} - \sigma_{axial} \quad (6.8)$$

Tabela 6.4 – Tensão máxima admissível pelo momento fletor

Tensão Fletor admissível		
1	267136,3041	kPa
2	266513,4538	kPa
3	265775,127	kPa
4	264892,9316	kPa
5	264246,9636	kPa

Considerando que na zona do esquadro o momento é negativo para a pior combinação, este encontra-se à compressão e a travessa (zona superior) encontra-se à tração. Pode-se concluir que para a classificação da alma desta seção, com solicitação à flexão e à compressão, o valor de $\Psi = 0$, porque a tensão de compressão é igual à tensão de tração, Figura 6.42.

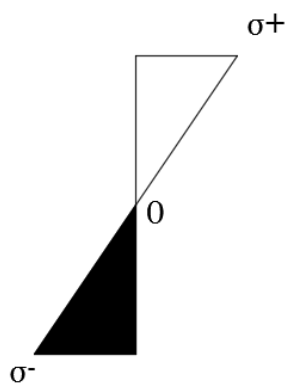


Figura 6.42 – Tensão na zona do esquadro

Como $\Psi \geq -1$ então a alma é de classe 3. A classe do banzo à compressão é 1. Desta forma a classe da seção é 3.

- Verificação do esquadro ao esforço axial de compressão

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.9}$$

Tabela 6.5 – Verificação ao esforço axial

	Ned	Nrd	Ned/Nrd	
1	108	3776,85	0,03	Verifica!
2	107,55	3485,075	0,03	Verifica!
3	107,11	3193,025	0,03	Verifica!
4	106,67	2902,35	0,04	Verifica!
5	106,24	2717	0,04	Verifica!

- Verificação ao esforço transversal

$$V_{Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \tag{6.10}$$

Tabela 6.6 – Verificação ao esforço transversal

	Ved	Vrd	Ved/Vrd	Ved/Vrd<0,5
1	122,11	1299,702	0,09	S/Interação!
2	117,05	1131,246	0,10	S/Interação!
3	111,9	962,6305	0,12	S/Interação!
4	107,21	794,8092	0,13	S/Interação!
5	102,19	808,146	0,13	S/Interação!

- Verificação ao momento fletor

$$M_{el,Rd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} \tag{6.11}$$

Tabela 6.7 – Verificação ao momento fletor

	Med	Mrd	Med/Mrd
1	585,22	980,6289	0,60
2	518,36	816,0456	0,64
3	451,98	663,0476	0,68
4	393,35	521,212	0,75
5	332,64	412,5	0,81

A tensão atuante é a conjugação da tensão axial mais a tensão do momento fletor. A tensão sobre efeito do momento fletor é definida pela seguinte expressão:

$$\sigma_{Momento} = \frac{M_{Ed} \times z}{I_y} \quad (6.12)$$

- Verificação da interação axial e momento fletor

Tabela 6.8 – Verificação da interação da tensão axial e tensão do momento fletor

Tensão Axial			Tensão Fletor		
1	7863,70	kPa	1	164114,58	Kpa
2	8486,55	kPa	2	174682,65	Kpa
3	9224,87	kPa	3	187459,38	Kpa
4	10107,07	kPa	4	207537,90	Kpa
5	10753,04	kPa	5	221825,73	Kpa

- Tensão atuante (Tensão axial + Tensão Fletor)

Tabela 6.9 – Tensão atuante

Tensão Atuante	
171,98	Mpa
183,17	Mpa
196,68	Mpa
217,64	Mpa
232,58	Mpa

A tensão atuante ao longo do esquadro metálico, Tabela 6.9, é menor que a resistente ($\sigma_{resistente} = 275 \text{ MPa}$), por isso o esquadro encontra-se verificado.

O comprimento de encurvadura do esquadro será o comprimento total do próprio esquadro, em que este será travado nas extremidades do mesmo, num comprimento total de 2,26 metros, tal como referido na Figura 5.14 e Figura 6.43.

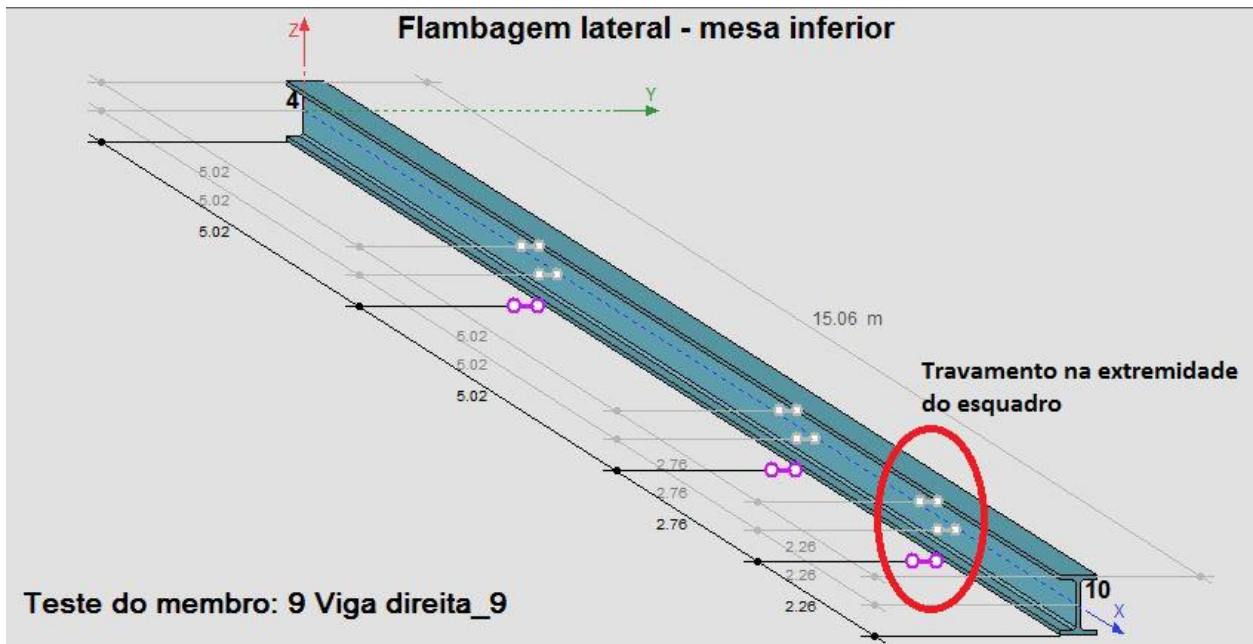


Figura 6.43 – Travamento da travessa ao longo do seu comprimento

Podemos concluir que os pilares serão HEA 400 e as travessaso IPE 450, para os pórticos tipo 1 (corrententes), Figura 6.44. O esquadro metálico será de altura e espessura igual à travessa, e travado na extremidade.

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação de membro (ULS) 1 8para10

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
1 Pilares 2D 1	HEA 400	S 275	35.64	81.75	0.83	9 COMB1
8 Pilares 2D 8	HEA 400	S 275	35.64	81.75	0.83	9 COMB1
9 Viga direita 9	IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.97	9 COMB1
10 Viga esquerda 1	IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.97	9 COMB1

Pontos de cálculo
 Divisão: n = 3
 Extremos: nenhuma
 Adicional: nenhuma

Figura 6.44 – Verificação dos elementos no pórtico corrente mais esforçado

6.3.6 Análise do pórtico tipo 2 (pórtico de fachada)

O pórtico tipo 2 em comparação com o pórtico tipo 1 difere em diversos aspetos, sendo estes o aumento de pilares que conferirá mais resistência nomeadamente aos deslocamentos laterais. Pode-se verificar este aspeto no cálculo do α_{cr} , Figura 6.45. Para isso modelou-se o pórtico tipo 2 (pórtico de fachada) com o auxílio do ROBOT, com os respetivos contraventamentos de fachada em UPN a trabalharem à tração, Figura 6.46.

Para o cálculo do α_{cr} , foi utilizado o mesmo método descrito para o pórtico tipo 1. As ações utilizadas são as ações do vento, as ações da neve, as ações provocadas pela sobrecarga e pelo peso dos próprios materiais.

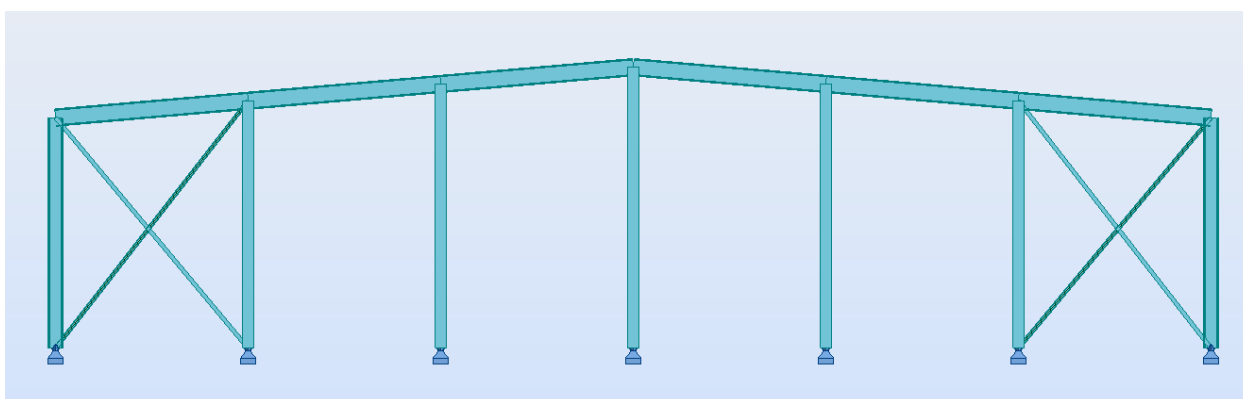


Figura 6.46 – Modelação do pórtico tipo 2 (pórtico de fachada)

Caso/Modo	Coef. crít.	Precisão
19/ 1	4,84174e+001	,69068e-010
19/ 2	1,04041e+002	,95578e-009
19/ 3	1,19958e+002	,97593e-010
19/ 4	1,19958e+002	,02611e-008
19/ 5	1,26037e+002	,87319e-009
19/ 6	1,26037e+002	,48017e-008
19/ 7	5,20203e+002	,10863e-006
19/ 8	5,99788e+002	,77532e-008
19/ 9	5,99788e+002	,58115e-006
19/ 10	6,30186e+002	,04331e-007

Figura 6.45 - Carga crítica do pórtico tipo 2 - α_{cr}

O parâmetro α_{cr} é de 48,4 sendo superior em 3,7 vezes ao α_{cr} do pórtico tipo 1. O pórtico mantém-se assim de nós fixos e pode-se realizar uma análise de primeira ordem em análise elástica.

O pórtico metálico tipo 2 ficará susceptível a diversas combinações de ações, sendo a mais gravosa a que representa esforços mais elevados. Portanto será essa a utilizada para o dimensionamento.

Os pilares mais extremos do pórtico tipo 2 terão a mesma seção transversal que os dos pórticos tipo 1, enquanto que os restantes pilares do pórtico 2 terão seções transversais de menor dimensão. As travessas terão também o mesmo perfil que as dos pórticos 1, de modo a que os perfis tubulares de contraventamento da cobertura tenham a mesma excentricidade na travessa.

Um das coisas a ter em atenção é a ligação entre a travessa e os pilares internos do pórtico tipo 2. Na prática estas ligações são menos rígidas do que as de pilar-travessa dos pilares de extremidade, e desta forma estas ligações não transferem o momento fletor para os pilares, como acontece em ligações mais rígidas, como é o caso das ligações dos pilares de extremidade. Na modelação no ROBOT é possível realizar essa ligação através de “Releases”, libertando a rotação do pilar na parte superior, Figura 6.47.

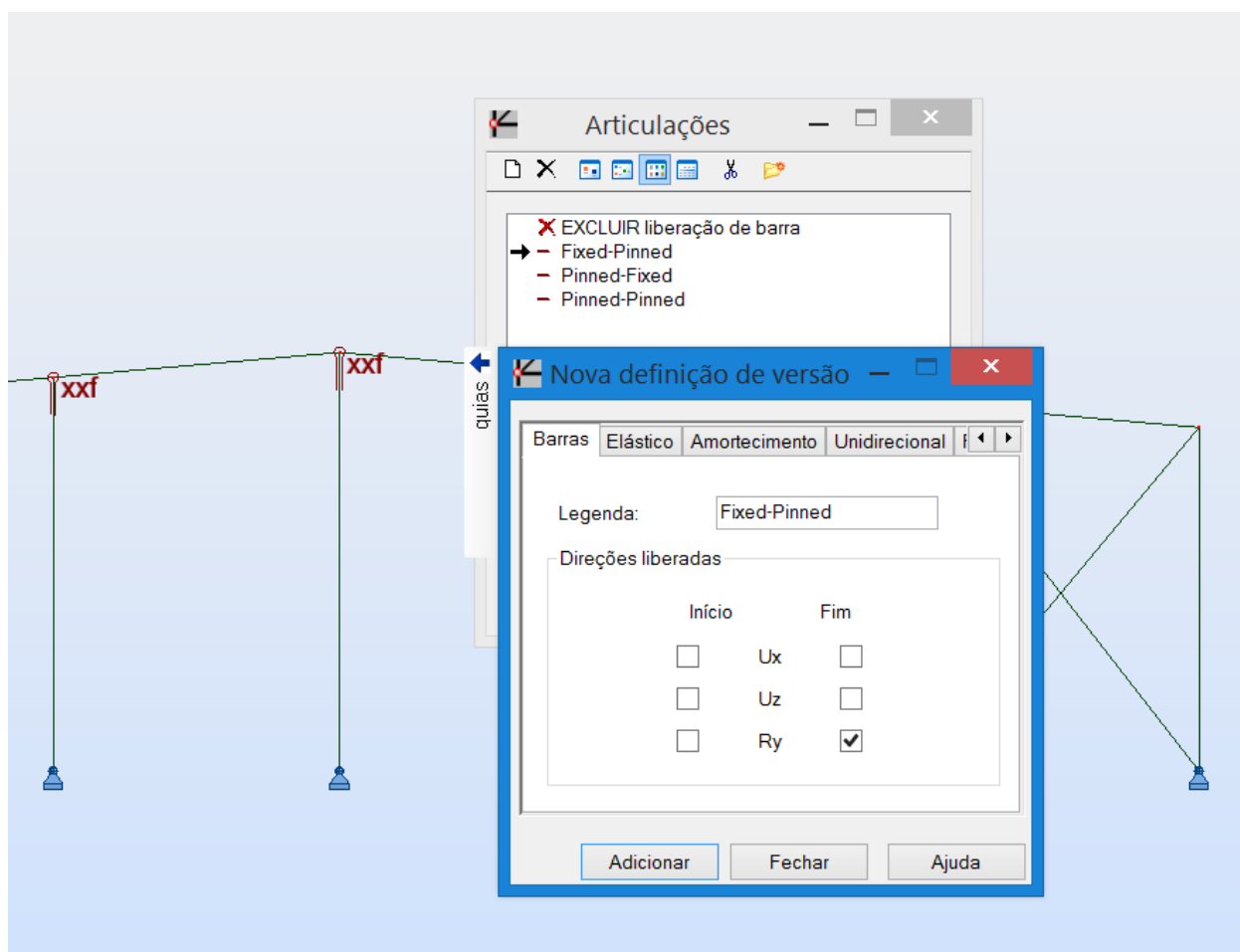


Figura 6.47 – Modelação das ligações no topo dos pilares intermédios do pórtico tipo 2

Quanto ao travamento utilizado nas fachadas, este será através de perfis UPN que irão apenas trabalhar à tração, Figura 6.48.

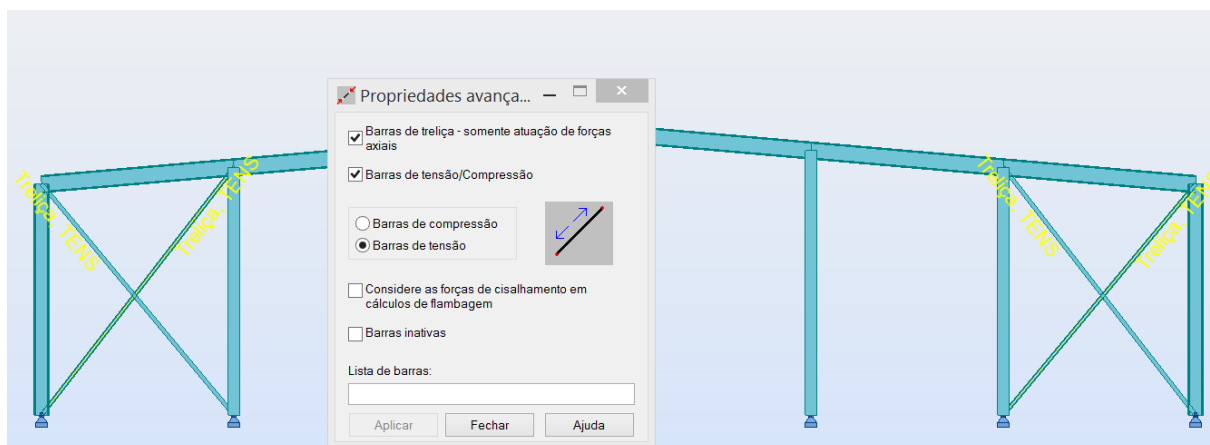


Figura 6.48 – Propriedades avançadas das barras de contraventamento da fachada

A análise 2D do pórtico tipo 2, foi verificada, no entanto a análise deste pórtico individualmente não é bem caracterizador da situação real em obra, nomeadamente porque as ações do vento longitudinais não estão inseridas, por ser uma análise 2D. Para a verificação da segurança foi considerado que todos os elementos tinham um comprimento de encurvadura igual ao seu comprimento total.

O resultado final é apresentado na Figura 6.49.

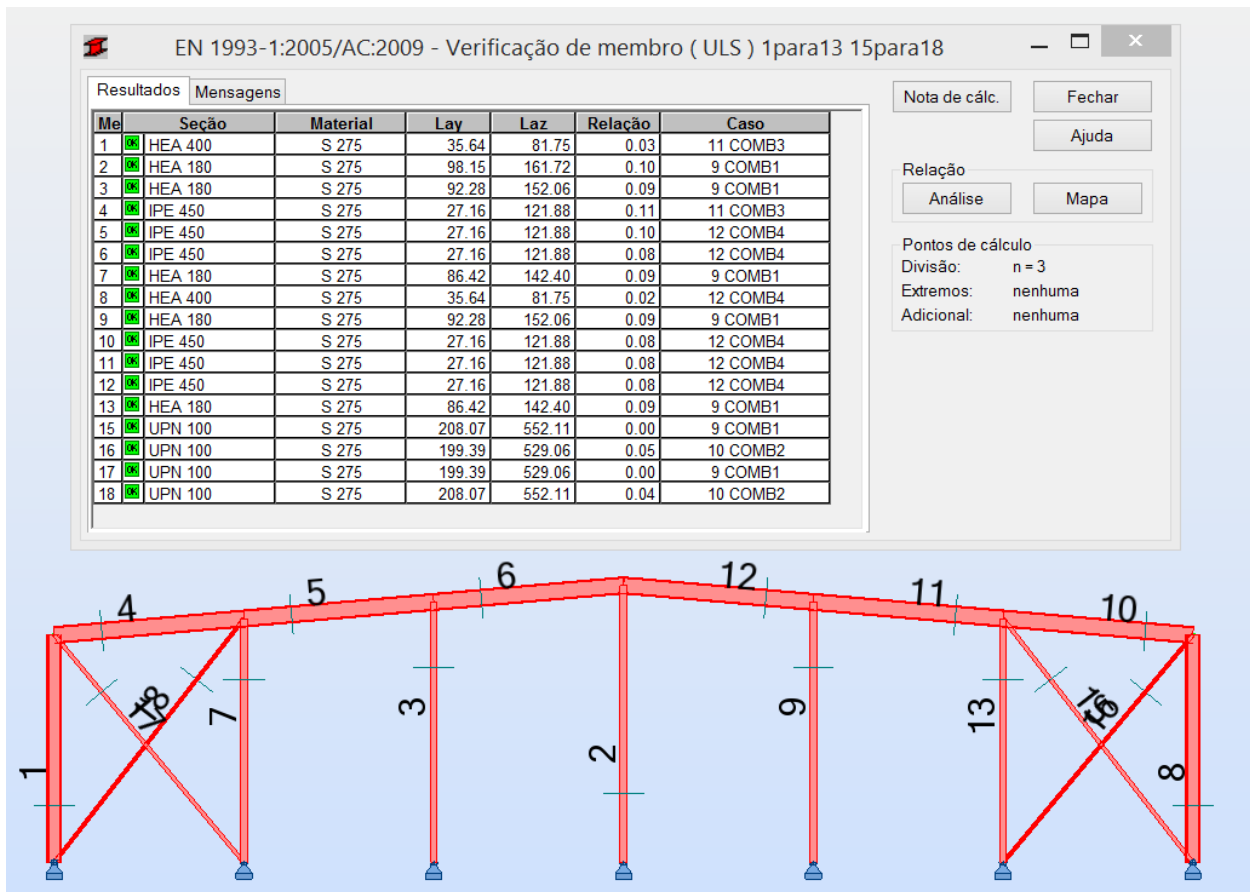


Figura 6.49 – Verificação de todos os elementos do pórtico tipo 2

6.4 MODELAÇÃO NUMÉRICA 3D

No capítulo 6.3 realizou-se o dimensionamento de dois tipos de pórticos, o pórtico tipo 1 e pórtico tipo 2. Ambos os pórticos foram dimensionados para a combinação de ação mais gravosa e para o local da estrutura mais crítico.

Após o dimensionamento 2D, obteve-se para o pórtico tipo 1, dois pilares com seção HEA 400 com altura de 6 metros, duas travessas com seção IPE 450 e madres em IPE 180. Para o pórtico tipo 2, obteve-se para os dois pilares dos cantos perfis com seção HEA 400 com 6 metros, 5 pilares intermédios com seção HEA 180, travessas com seção IPE 450 e contraventamentos nas fachadas UNP 100.

Com o dimensionamento realizado em 2D, parte-se para o modelo em 3D (também realizado em ROBOT) onde se modela todos os pórticos do pavilhão metálico, com os respetivos perfis que foram dimensionados nos pórticos em 2D.

O modelo 3D serve para confirmar o dimensionamento realizado nos modelos em 2D e para verificar a conceção do contraventamento idealizado quando a estrutura está em funcionamento como um todo.

6.4.1 Contraventamento

A estrutura é dotada de um contraventamento na cobertura, nas fachadas e lateralmente. Na cobertura são utilizados perfis tubulares de seção CHS 168,3 x 3,6 mm (Figura 6.51) e CHS 139,7 x 3,6 mm (Figura 6.52) com 9,02 metros de comprimento e 7,50 metros. Estes perfis irão funcionar apenas à tração e à compressão (treliça) e terão um comprimento de encurvadura igual ao seu comprimento total. Esta diferença de diâmetros nos perfis tubulares deve-se ao fato dos esforços na cobertura próximos das fachadas serem mais elevados. Desta forma optou-se por alterar o diâmetro e manter a espessura do perfil.

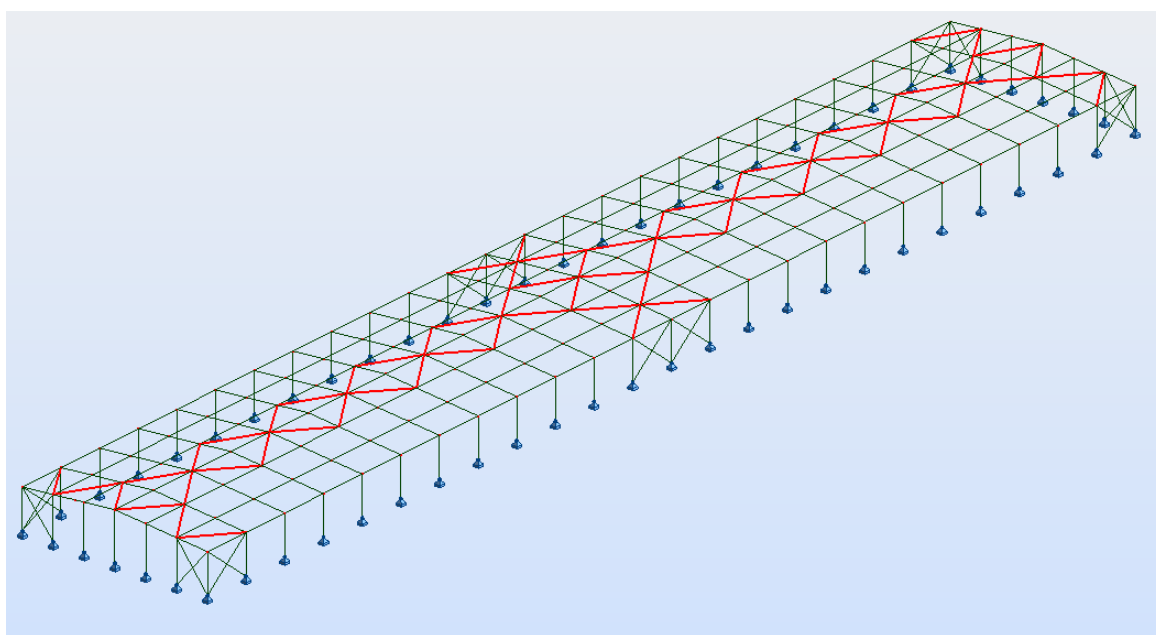


Figura 6.50 – Contraventamento da cobertura da estrutura

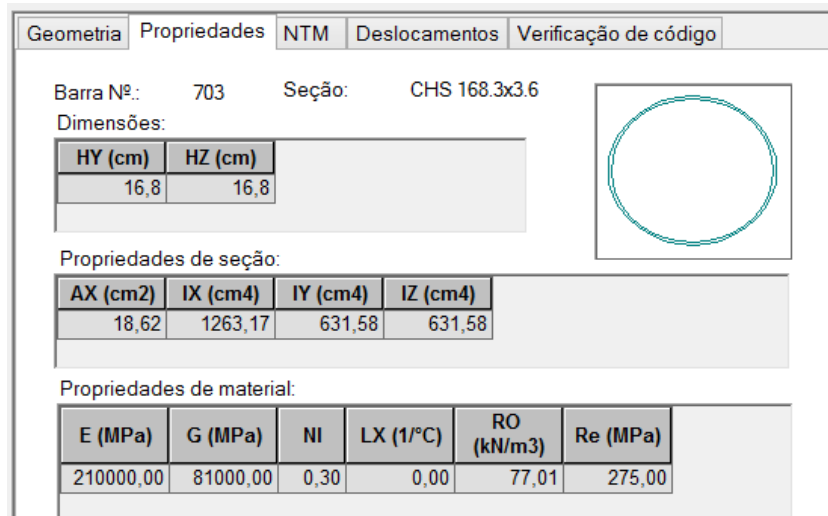


Figura 6.51 – Perfis tubulares transversais utilizados nos contraventamentos da cobertura

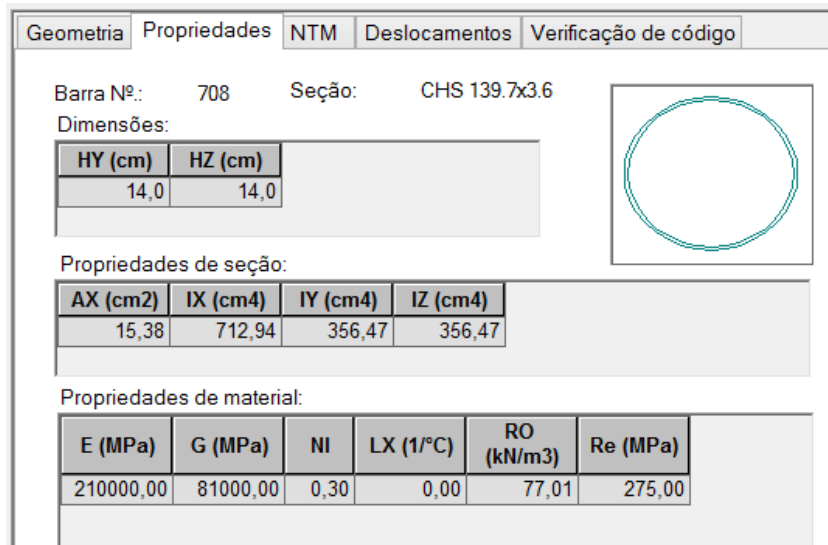


Figura 6.52 – Perfis tubulares longitudinais utilizados nos contraventamentos da cobertura

O perfil tubular da cobertura mais esforçado (membro 706), encontra-se localizado no contraventamento transversal próximo da fachada (Figura 6.53).

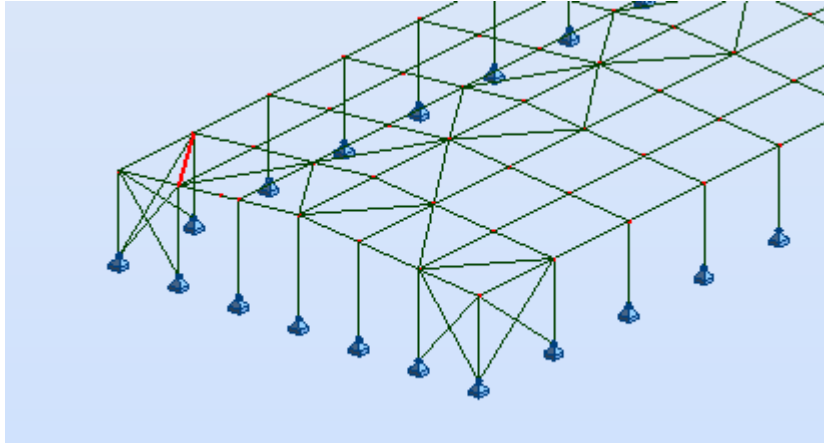



Figura 6.53 – Perfil tubular da cobertura mais esforçado (membro 706)



Barra: 706 Contraventamento_706
Seção incorreta

CHS 168.3x3.6
Ponto/coordenada: 3 / x = 1.00 L = 9.02 m
Caso de carga: 10 COMB2 (2+1)*1.00+5*1.50

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Seção
alfa_z	0.21		fator de imperfeição	(6.3.1.2.(2))
fi_z	2.26		Coefficiente para cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xz	0.27		Fator de redução da flambagem	(6.3.1.2.(1))
Nz_b.Rd	140.50	kN	Resistência de flambagem de projeto do membro de comp.	(6.3.1.1.(3))
Parâmetros de análise de flambagem lateral com torção				
XLT	1.00		Fator de redução da flambagem lateral com torção	(6.3.2.2.(1))
Forças internas nos pontos característicos da seção transversal				
N.Ed	156.42	kN	força axial N.Ed	
Forças do projeto:				
Nc.Rd	511.99	kN	Resistência de compressão do projeto	(6.2.4)
Nb.Rd	140.50	kN	Resistência de flambagem de projeto do membro de comp.	(6.3.1.1)
Formulas de verificação:				
Verificação de resistência de seção:				
UFS[Nc]	0.31		N.Ed/Nc.Rd	(6.2.4.(1))
Verificação de estabilidade global de membro:				
UFB[Lambda]	0.74		Max(Lambda.y/Lambda,max ; Lambda.z/Lambda,max)	estável
UFB[Nb]	1.11		N.Ed/Nb.Rd	(6.3.1.1.(1))
Relação:				
RAT	1.11		Taxa de eficiência	Seção incorreta

Figura 6.54 – Cálculo do perfil tubular mais esforçado do contraventamento da cobertura

O perfil está com um esforço de compressão de 156,42 kN, tendo uma taxa de eficiência 1,11 excedendo 11% do previsto, sendo o único perfil que não verifica a segurança. No entanto este perfil está localizado numa extremidade, onde os valores de cálculo da ação do vento são elevados e só em casos muito extremos esse valor é atingido. Assim, tendo em conta o pressuposto anterior e partindo do princípio que as ações variáveis são majoradas em 50%, o valor excedido de 11% em uma barra de contraventamento não terá grande influência na segurança da estrutura.

Os restantes perfis tubulares do contraventamento da cobertura verificam a segurança.

Os contraventamentos das fachadas principais e laterais (Figura 6.55) serão perfis UNP 80 cruzados (Figura 6.56) e funcionarão apenas à tração. Desta forma quando um UNP está sob a forma de tensão o segundo perfil irá estar sob a forma de relaxamento.

No programa de cálculo é possível colocar barras apenas à tração através do menu da Figura 6.55.

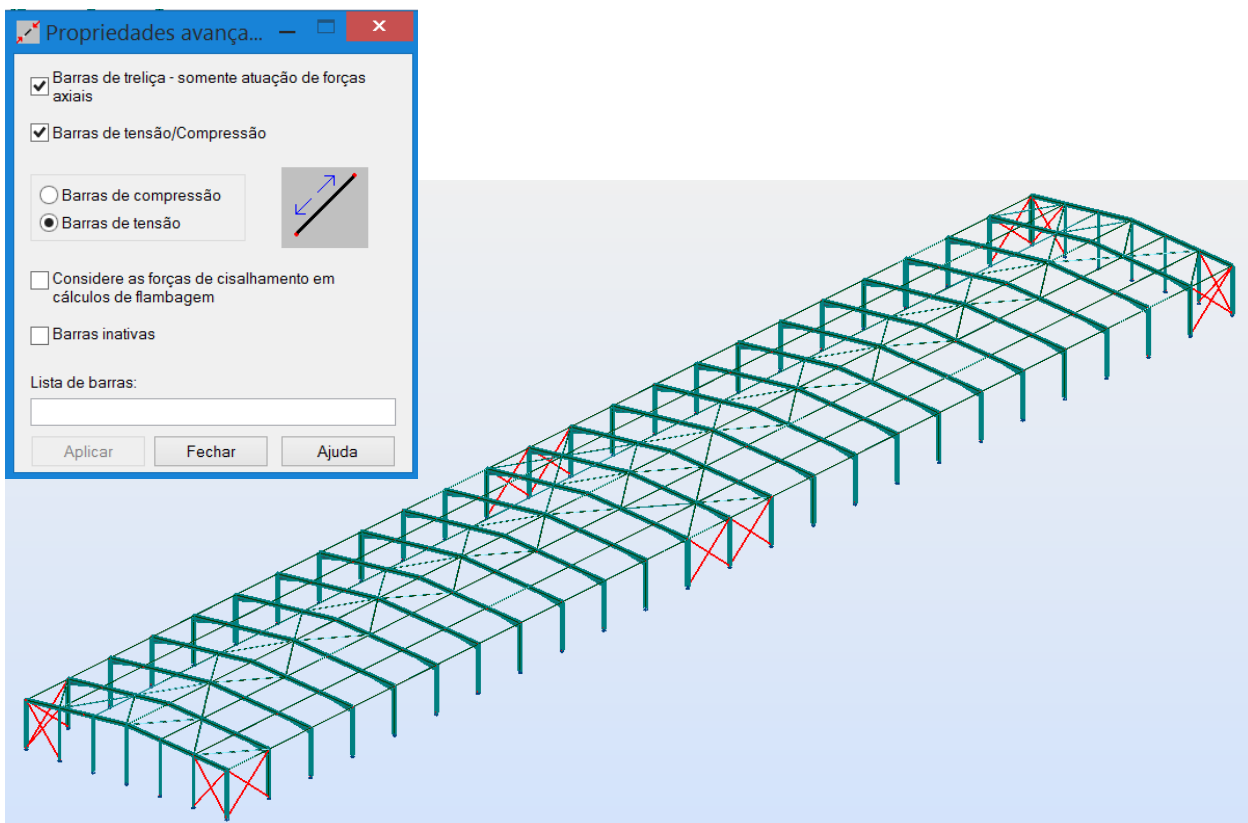


Figura 6.55 – Contraventamentos laterais em UNP 80 na estrutura

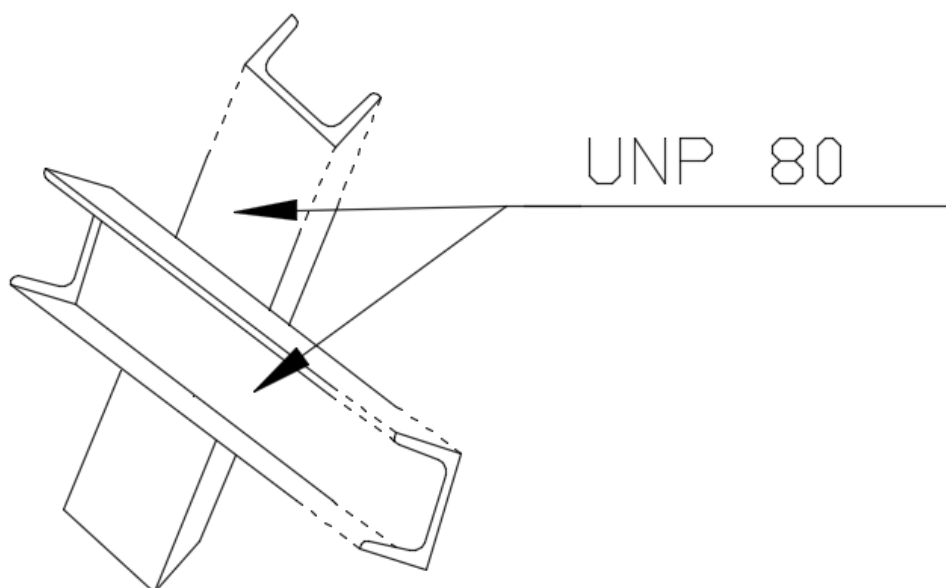


Figura 6.56 – Pormenor do contraventamento em UNP 80 das fachadas laterais

O cálculo foi realizado para um travamento de comprimento igual a 9,60 metros nas fachadas laterais e nas fachadas principais de 8,15 metros, tendo como resultados os da Figura 6.57.

Me		Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
395	OK	UPN 80	S 275	251.18	587.42	0.57	10 COMB2
123	OK	UPN 80	S 275	251.18	587.42	0.56	10 COMB2
125	OK	UPN 80	S 275	262.13	613.01	0.52	10 COMB2
406	OK	UPN 80	S 275	262.13	613.01	0.52	10 COMB2
126	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.50	10 COMB2
393	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.35	10 COMB2
120	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.25	9 COMB1
127	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.25	9 COMB1
403	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.25	9 COMB1
383	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.25	12 COMB4
404	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.25	12 COMB4
315	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.10	10 COMB2
321	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.09	10 COMB2
319	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.08	10 COMB2
317	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.07	10 COMB2
316	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.06	12 COMB4
320	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.06	12 COMB4
322	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.05	12 COMB4
318	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.05	12 COMB4
121	OK	UPN 80	S 275	308.90	722.38	0.05	12 COMB4
124	OK	UPN 80	S 275	251.18	587.42	0.02	9 COMB1
405	OK	UPN 80	S 275	251.18	587.42	0.02	9 COMB1
402	OK	UPN 80	S 275	262.13	613.01	0.02	12 COMB4
122	OK	UPN 80	S 275	262.13	613.01	0.01	12 COMB4

Figura 6.57 – Verificação dos UNP 80 da estrutura

O contraventamento mais esforçado da estrutura é o membro número 395, e este localiza-se num pórtico de fachada (Figura 6.58).

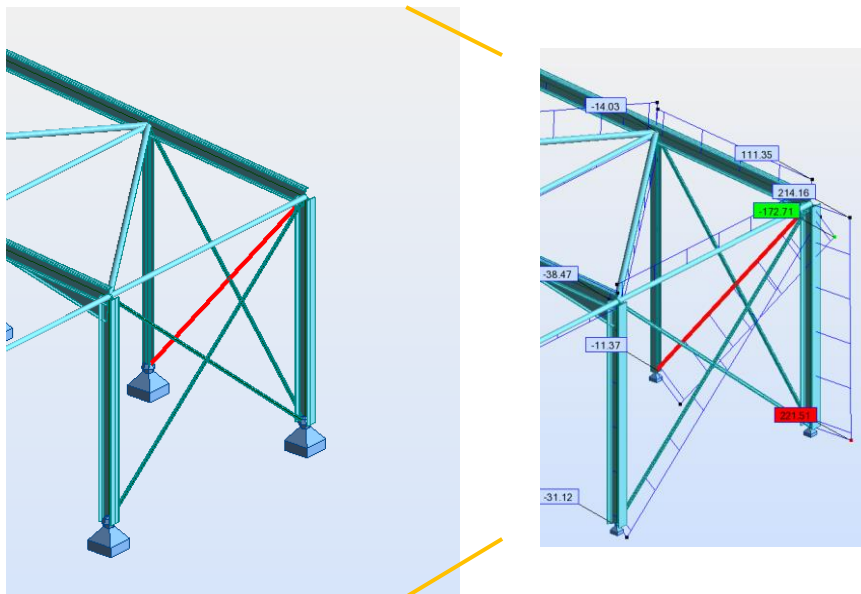


Figura 6.58 – Perfil UNP 80 mais esforçado da estrutura e respetivos diagramas de esforços axiais

UPN 80

Barra: 395 號in

Ponto/coordenada: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Caso de carga: 10 COMB2 (2+1)*1.00+5*1.50

Seção OK

OK

Alterar

Forças

Detalhado

Nota de cálc.

Parâmetros

Ajuda

Resultados simplificados Resultados detalhados

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Seção
Classe de seção				
KLF	1		Classe da mesa	(5.5.2)
KLW	1		Classe da alma	(5.5.2)
(hw/tw)lim	66.56		limite de esbeltez de uma alma para cisalhamento	EN315(5.1)
hw/tw	10.67		esbeltez da alma para cisalhamento	EN315(5.1)
KLSZ	Plástico		Classe da alma (cisalhamento)	EN315(5.1)
KL	1		Tipo de seção	(5.5.2)
Parâmetros de análise de flambagem lateral com torção				
XLT	1.00		Fator de redução da flambagem lateral com torção	(6.3.2.2.(1))
Forças internas nos pontos característicos da seção transversal				
N.Ed	-172.71	kN	força axial N.Ed	
Forças do projeto:				
Nt.Rd	301.24	kN	Resistência de tensão do projeto	(6.2.3)
Formulas de verificação:				
Verificação de resistência de seção:				
UFS(Nt)	0.57		N.Ed/Nt.Rd	(6.2.3.(1))
Relação:				
RAT	0.57		Taxa de eficiência	Seção OK

Figura 6.59 - Cálculo do perfil UNP 80 mais esforçado do contraventamento lateral (membro 395)

Apesar do esforço axial máximo ser de 172,71 kN à tração, o perfil UNP 80 tem um $N_{c,Rd} = 301,24$ kN. O perfil classifica-se como classe 1 e obteve-se assim uma taxa de eficiência de 0,57 (Figura 6.60).

Geometria		Propriedades		NTM		Deslocamentos		Verificação de código	
Barra Nº:	120	Seção:	UPN 80						
Dimensões:									
HY (cm)	HZ (cm)								
4,5	8,0								
Propriedades de seção:									
AX (cm ²)	IX (cm ⁴)	IY (cm ⁴)	IZ (cm ⁴)						
10,95	1,95	105,91	19,37						
Propriedades de material:									
E (MPa)	G (MPa)	NI	LX (1/°C)	RO (kN/m ³)	Re (MPa)				
210000,00	81000,00	0,30	0,00	77,01	275,00				

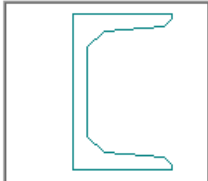


Figura 6.60 – Seção transversal UNP80

6.4.2 Pilares

A estrutura é constituída por 50 pilares laterais e por 10 pilares de topo. De acordo com o dimensionamento 2D do capítulo 6.3.4, os pilares laterais foram dimensionados para perfis HEA 400 e os pilares de topo foram dimensionados para HEA 200. (Figura 6.61)

Com o pórtico modelado tridimensionalmente pode-se verificar se os pilares verificam a segurança.

Primeiramente verificou-se a segurança dos pilares laterais aos esforços de compressão, tração e transverso e ainda aos fenómenos de encurvadura, encurvadura lateral e à flexão composta com compressão. No entanto optou-se por colocar um travamento ao nível do esquadro, diminuindo o comprimento de encurvadura.

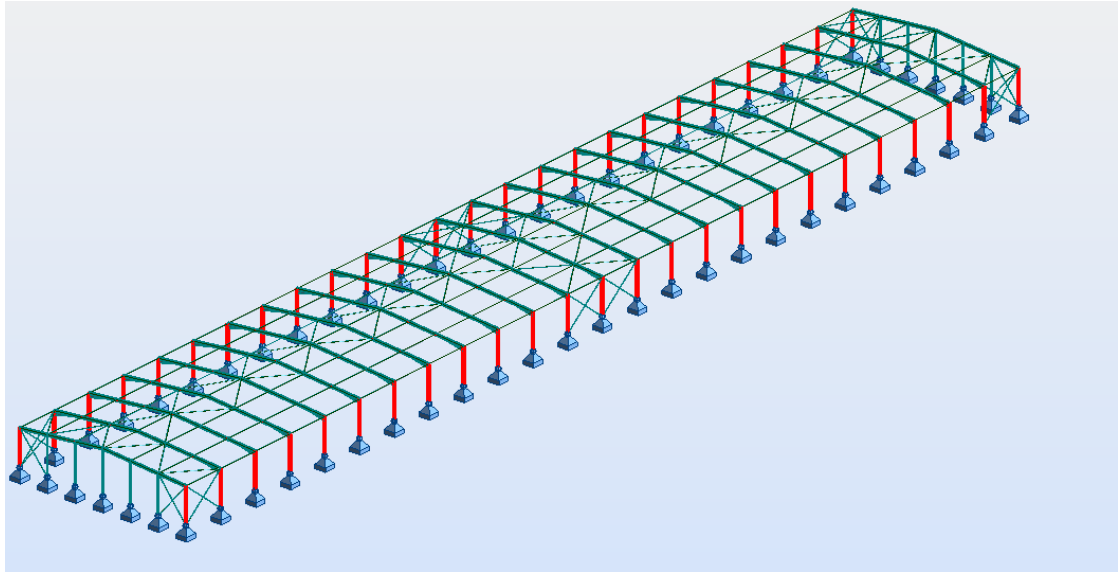


Figura 6.61 – Pilares laterais em HEA 400 da estrutura

A verificação da segurança dos pilares laterais foi realizada (Figura 6.62). O comprimento de encurvadura utilizado para a direção de maior inércia foi de 6 metros (comprimento total do pilar) e na direção de menor inércia foi utilizado um travamento no pilar ao nível do esquadro (Figura 6.63).

EN 1993-1:2005/AC:2009 - Verificação de membro (ULS) 1para97Por4 2para98Por4

Resultados Mensagens

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
14 Pilares 14	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.84	9 COMB1
86 Pilares 86	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.84	9 COMB1
85 Pilares 85	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.84	9 COMB1
13 Pilares 13	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.84	9 COMB1
49 Pilares 49	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.83	9 COMB1
50 Pilares 50	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.83	9 COMB1
21 Pilares 21	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.83	9 COMB1
22 Pilares 22	HEA 400	S 275	35.64	12.26	0.83	9 COMB1

Nota de cálc. Fechar

Ajuda

Relação

Análise Mapa

Pontos de cálculo

Divisão: n = 3

Extremos: nenhuma

Adicional: nenhuma

Figura 6.62 – Verificação dos pilares laterais mais esforçados da estrutura

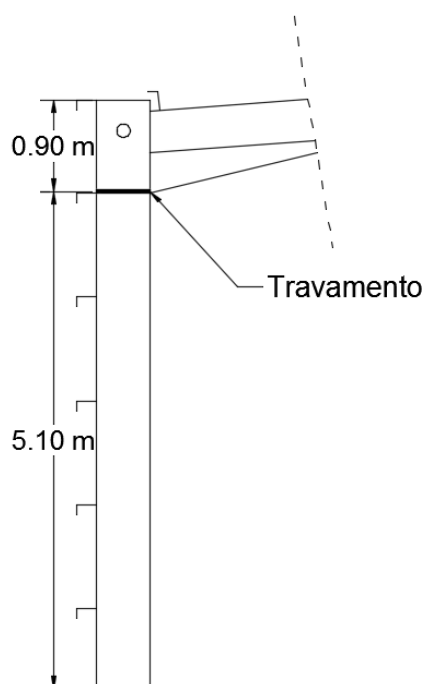


Figura 6.63 – Travamento no pilar

Os seis pilares mais esforçados da estrutura estão representados na Figura 6.62 e localizam-se a $\frac{1}{4}$ de meio da estrutura e a meio da estrutura. O pior caso de combinação de ações foi a combinação 1 sendo estas referentes a forças descendentes. Para os seis pilares mais esforçados da estrutura, de acordo com a Figura 6.64, estes apresentam esforços axiais de compressão na ordem dos 140 kN, valores de esforço transversal na ordem dos 100 kN e valores de momentos fletores na ordem dos 590 kN.m.

Barra/Nó/Caso	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
13/ 16/ 9	139,08	-0,00	-98,17	0,0	-0,00	0,0
13/ 17/ 9	129,17	-0,00	-98,17	0,0	-589,05	0,00
14/ 18/ 9	139,08	0,00	-98,17	0,0	0,00	0,00
14/ 19/ 9	129,17	0,00	-98,17	0,0	-589,05	-0,00
49/ 61/ 9	141,25	-0,00	-97,59	0,0	-0,00	-0,00
49/ 62/ 9	131,34	-0,00	-97,59	0,0	-585,55	0,00
50/ 63/ 9	141,25	0,00	-97,59	0,0	0,00	0,00
50/ 64/ 9	131,34	0,00	-97,59	0,0	-585,55	-0,00
85/ 106/ 9	139,08	0,00	-98,17	0,0	0,00	0,0
85/ 107/ 9	129,17	0,00	-98,17	0,0	-589,05	-0,00
86/ 108/ 9	139,08	-0,00	-98,17	0,0	-0,00	-0,00
86/ 109/ 9	129,17	-0,00	-98,17	0,0	-589,05	0,00

Figura 6.64 – Esforços dos pilares laterais mais esforçados

Os pilares verificam a segurança para perfis HEA 400, no entanto optou-se por verificar se se podia utilizar perfis HEA 360, já que o pilar se encontra travado ao nível do esquadro.

De acordo com a Figura 6.65 os pilares verificam a segurança com rácio estimado em 100%.

Membro	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
14 Pilares 14	HEA 360	S 275	39.41	12.11	1.00	9 COMB1
86 Pilares 86	HEA 360	S 275	39.41	12.11	1.00	9 COMB1
85 Pilares 85	HEA 360	S 275	39.41	12.11	1.00	9 COMB1
13 Pilares 13	HEA 360	S 275	39.41	12.11	1.00	9 COMB1
49 Pilares 49	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
50 Pilares 50	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
21 Pilares 21	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
22 Pilares 22	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
77 Pilares 77	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
78 Pilares 78	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
69 Pilares 69	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
70 Pilares 70	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
30 Pilares 30	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
29 Pilares 29	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
37 Pilares 37	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
38 Pilares 38	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
61 Pilares 61	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1
62 Pilares 62	HEA 360	S 275	39.41	12.11	0.99	9 COMB1

Figura 6.65 – Verificação da segurança dos pilares em HEA 360

Verifica-se assim que quando o pilar é travado na zona do esquadro resiste a mais esforços, podendo-se utilizar perfis HEA 360 em todos os pilares laterais. Desta forma consegue-se obter uma estrutura mais leve e com menor custo associado.

Como cálculo preliminar optou-se por utilizar perfis em HEA 500 nos pilares laterais, mas após o cálculo 2D chegou-se à conclusão que pilares em HEA 400 verificavam a segurança. No entanto optou-se por utilizar um contraventamento ao nível do esquadro (Figura 6.63) e conseguiu-se que um perfil em HEA 360 verificasse a segurança com um rácio de 100 % para os pilares laterais mais esforçados.

Através da Figura 6.66 e Figura 6.67 é possível estimar em quanto a estrutura irá ficar mais leve e mais económica com a adoção desta última solução, tendo em conta que são 50 pilares laterais.

Tabela 6.10 – Estimativa do peso e custo das soluções em perfis HEA para pilares

50 Pilares	HEA 500	HEA 400	HEA 360
Peso (Kg)	46500	37500	33600
Custo (€)	49290	38625	34608

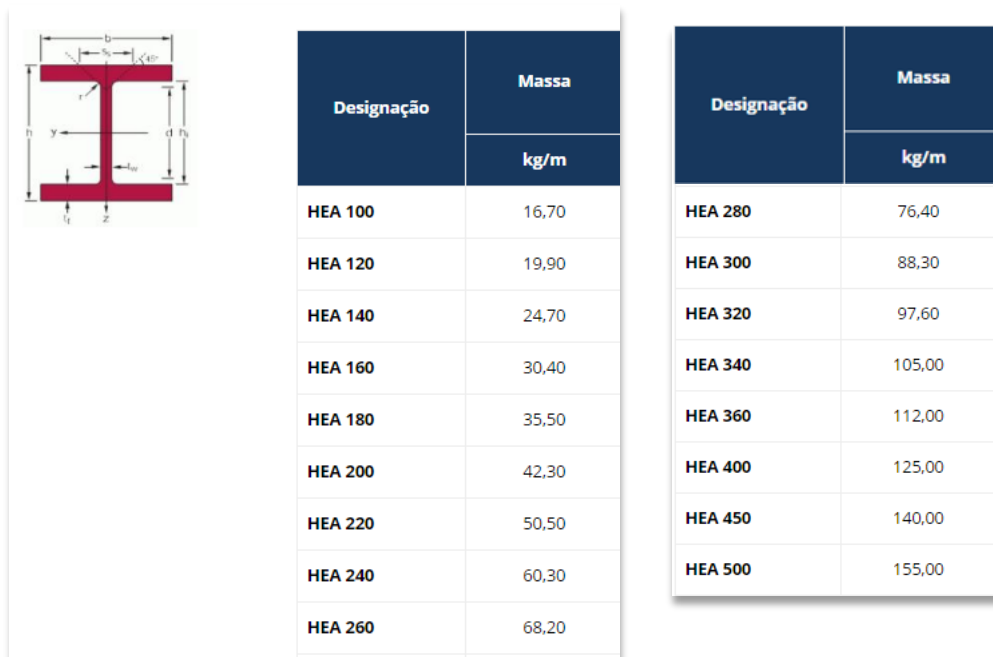


Figura 6.66 – Massa em Kg/m de perfis em HEA [24]

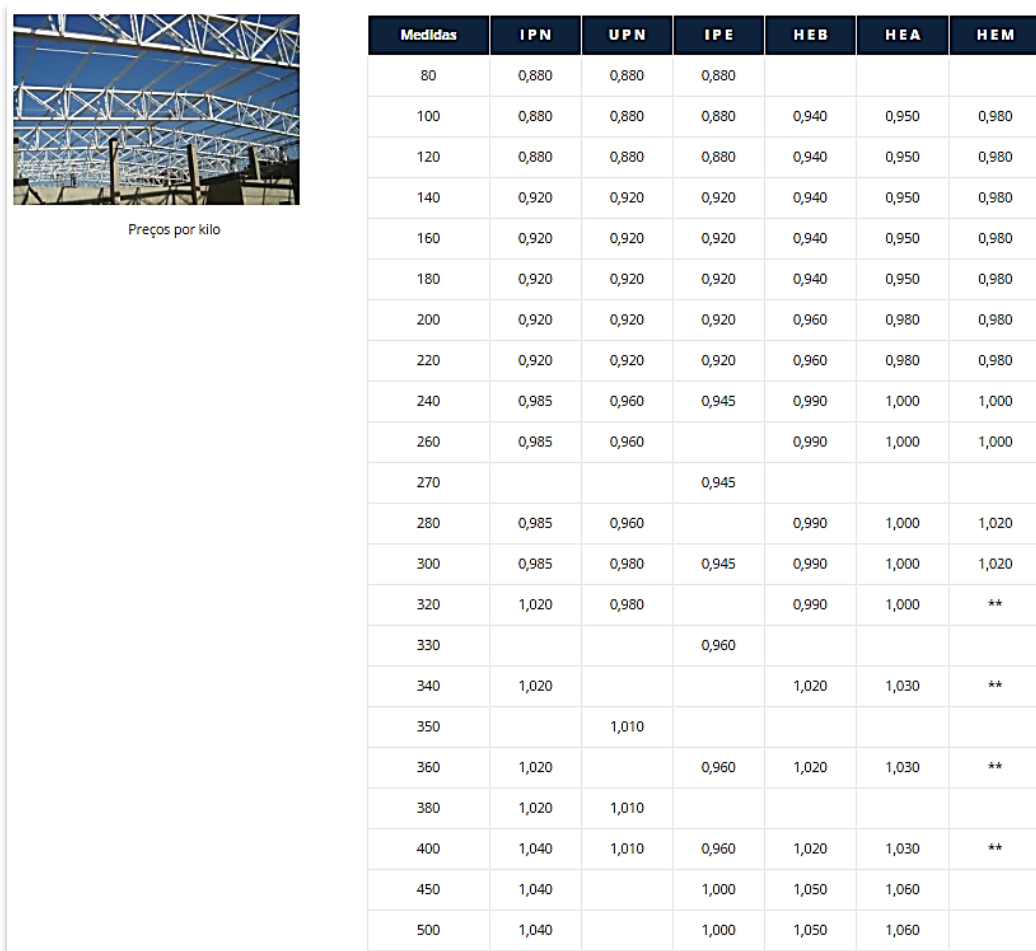


Figura 6.67 - Custo em €/Kg de perfis metálicos [24]

Na Figura 6.68 estão demonstrados os esforços de cálculo e resistentes do pilar 14 (Figura 6.65).

Na Figura 6.69 está indicado o resultado do cálculo da resistência do perfil 14 em HEA 360 ao fenómeno de encurvadura em torno do eixo yy e eixo zz. Como se pode verificar o comprimento de encurvadura em torno do eixo yy é de 6.00 metros, pois o pilar para esta direção não se encontra travado, no entanto para a direção zz o pilar encontra-se travado na zona do esquadro (Figura 6.63). Desta forma para direção zz existe um comprimento de encurvadura de 5.10 metros e 0.90 metros. De acordo com o cálculo da Figura 6.69 o comprimento de encurvadura mais condicionante é o de 0.90 metros.

No cálculo da encurvadura lateral considerou-se que o travamento ao nível do esquadro travasse tanto o banzo superior como o inferior do pilar.

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Seção
N,Ed	129.33	kN	força axial N,Ed	
My,Ed	-573.33	kN*m	momento fletor My,Ed	
My,Ed,max	-573.33	kN*m	Momento máximo	
Mz,Ed	-0.00	kN*m	momento fletor Mz,Ed	
Vy,Ed	0.00	kN	força de cisalhamento Vy,Ed	
Vz,Ed	-95.56	kN	força de cisalhamento Vz,Ed	
Mz,Ed,max	-0.00	kN*m	Momento máximo	
Forças do projeto:				
Nc,Rd	3925.84	kN	Resistência de compressão do projeto	(6.2.4)
Nb,Rd	3549.22	kN	Resistência de flambagem de projeto do membro de comp.	(6.3.1.1)
Mb,Rd	574.37	kN*m	Momento de resistência de flambagem do projeto	(6.3.2.1)
Em torno do eixo y da seção transversal				
My,pl,Rd	574.37	kN*m	Momento de resistência plástica do projeto	(6.2.5.(2))
My,el,Rd	519.98	kN*m	Momento de resistência elástica do projeto	(6.2.5.(2))
My,c,Rd	574.37	kN*m	Resistência do momento do projeto	(6.2.5.(2))
MN,y,Rd	574.37	kN*m	Momento de resistência plástica do projeto reduzido	(6.2.9.1)
Vy,c,Rd	1852.19	kN	Resistência plástica de cálculo ao cisalhamento	(6.2.6.(2))
Em torno do eixo z da seção transversal				
Mz,pl,Rd	220.63	kN*m	Momento de resistência plástica do projeto	(6.2.5.(2))
Mz,el,Rd	144.59	kN*m	Momento de resistência elástica do projeto	(6.2.5.(2))
Mz,c,Rd	220.63	kN*m	Resistência de momento de projeto de uma parte de seção co	(6.2.5.(2))
MN,z,Rd	220.63	kN*m	Momento de resistência plástica do projeto reduzido	(6.2.9.1)
Vz,c,Rd	777.31	kN	Resistência plástica de cálculo ao cisalhamento	(6.2.6.(2))

Figura 6.68 – Esforços de cálculo e esforços resistentes do pilar em HEA 360

Símbolo	Valores	Unidade	Descrição do símbolo	Seção
KL	1		Tipo de seção	(5.5.2)
Parâmetros de análise da flambagem:				
Em torno do eixo y da seção transversal				
Curva.y	b		Curva de flambagem	(Tabela 6.2)
Lcr.y	6.00	m	Comprimento de flambagem efetivo	(6.3.1.2.(1))
Lamy	39.41		Proporção de esbeltez	(6.3.1.2.(1))
Lam.y	0.45		Proporção de esbeltez não dimensional da flambagem	(6.3.1.2.(1))
alfa.y	0.34		fator de imperfeição	(6.3.1.2.(2))
fi.y	0.65		Coefficiente para cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xy	0.90		Fator de redução da flambagem	(6.3.1.2.(1))
Ny.b,Rd	3549.22	kN	Resistência de flambagem de projeto do membro de comp.	(6.3.1.1.(3))
Em torno do eixo z da seção transversal				
Curva.z	c		Curva de flambagem	(Tabela 6.2)
Lcr.z	0.90	m	Comprimento de flambagem efetivo	(6.3.1.2.(1))
Lamz	12.11		Proporção de esbeltez	(6.3.1.2.(1))
Lam.z	0.14		Proporção de esbeltez não dimensional da flambagem	(6.3.1.2.(1))
alfa.z	0.49		fator de imperfeição	(6.3.1.2.(2))
fi.z	0.49		Coefficiente para cálculo de X	(6.3.1.2.(1))
Xz	1.00		Fator de redução da flambagem	(6.3.1.2.(1))
Nz.b,Rd	3925.84	kN	Resistência de flambagem de projeto do membro de comp.	(6.3.1.1.(3))

Figura 6.69 – Verificação do cálculo da resistência à encurvadura do perfil HEA 360

A verificação da resistência da seção aos esforços é apresentada na Figura 6.70.

Formulas de verificação:				
Verificação de resistência de seção:				
UFS[Nc]	0.03		$N_{Ed}/N_{c,Rd}$	(6.2.4.(1))
UFS[NcMyMz]	1.00		$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^2 + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^2$	(6.2.9.1.(6))
UFS[Vy]	0.00		$V_{y,Ed}/V_{y,c,Rd}$	(6.2.6.(1))
UFS[Vz]	0.12		$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd}$	(6.2.6.(1))
Verificação de estabilidade global de membro:				
UFB[Lambda]	0.19		$\max(\lambda_y/\lambda_{y,max}; \lambda_z/\lambda_{z,max})$	estável
UFB[My]	1.00		$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd}$	(6.3.2.1.(1))
UFB[NyMyMz]	0.83		$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yz}$	(6.3.3.(4))
UFB[NzMyMz]	0.44		$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/\gamma_{M1}) + k_{zz}$	(6.3.3.(4))
Relação:				
RAT	1.00		Taxa de eficiência	Seção OK

Figura 6.70 – Verificação da resistência da seção HEA 360

Os pilares laterais serão em perfis HEA 360 (S275), no entanto será necessário verificar se o valor de α_{cr} se mantém inferior a 10. Assim sendo, recorreu-se de novo ao modelo 2D. De acordo com a Figura 6.71 verifica-se que o valor de α_{cr} se mantém superior a 10 e desta forma todo o cálculo realizado anteriormente em análise de primeira ordem em análise elástica é válido.

Caso/Modo	Coef. crít.	Precisão
19/ 1	1,13343e+001	,93124e-013
19/ 2	3,10053e+001	,99572e-012
19/ 3	6,96963e+001	,99874e-011
19/ 4	1,03182e+002	,58215e-013
19/ 5	1,69802e+002	,12509e-013
19/ 6	4,20716e+002	,63792e-011
19/ 7	4,50746e+002	,52863e-010
19/ 8	9,85200e+002	,88090e-009
19/ 9	1,04414e+003	,77353e-009
19/ 10	5,18896e+003	,09577e-008

Figura 6.71 – Verificação do α_{cr}

No dimensionamento dos pilares de topo (Figura 6.72), no modelo 2D, foram considerados perfis HEA 180. Porém esse modelo 2D não contabilizava as ações na direção perpendicular ao pórtico. No modelo 3D já é possível considerar essas mesmas ações no cálculo, e aproximar mais o modelo da realidade.

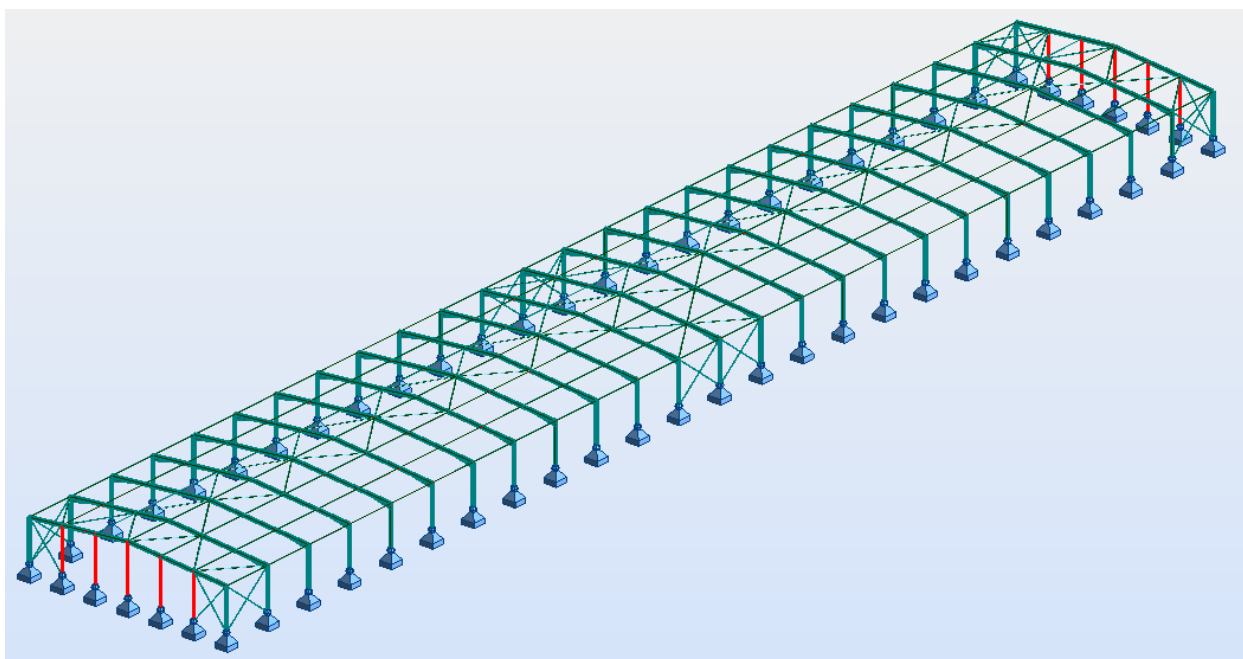


Figura 6.72 – Pilares de topo

Na verificação do dimensionamento dos pilares de topo da estrutura (Figura 6.73) é de realçar, que as combinações mais gravosas foram as que se referem às ações do vento enquanto a combinação mais gravosa no dimensionamento dos pilares laterais foram as referentes às ações descendentes.

Na verificação da segurança dos pilares de topo, estes foram considerados tendo como comprimento de encurvadura igual ao seu comprimento total, ou seja, não se encontram travado e decidiu-se aumentar a seção transversal para um HEA 200, isto porque a travessa será em perfil IPE 450 e o banzo da travessa assentará no perfil HEA 200 do pilar intermédio.

O pilar de topo mais condicionante é o 113 (Figura 6.73), com um comprimento de 6.44 metros.

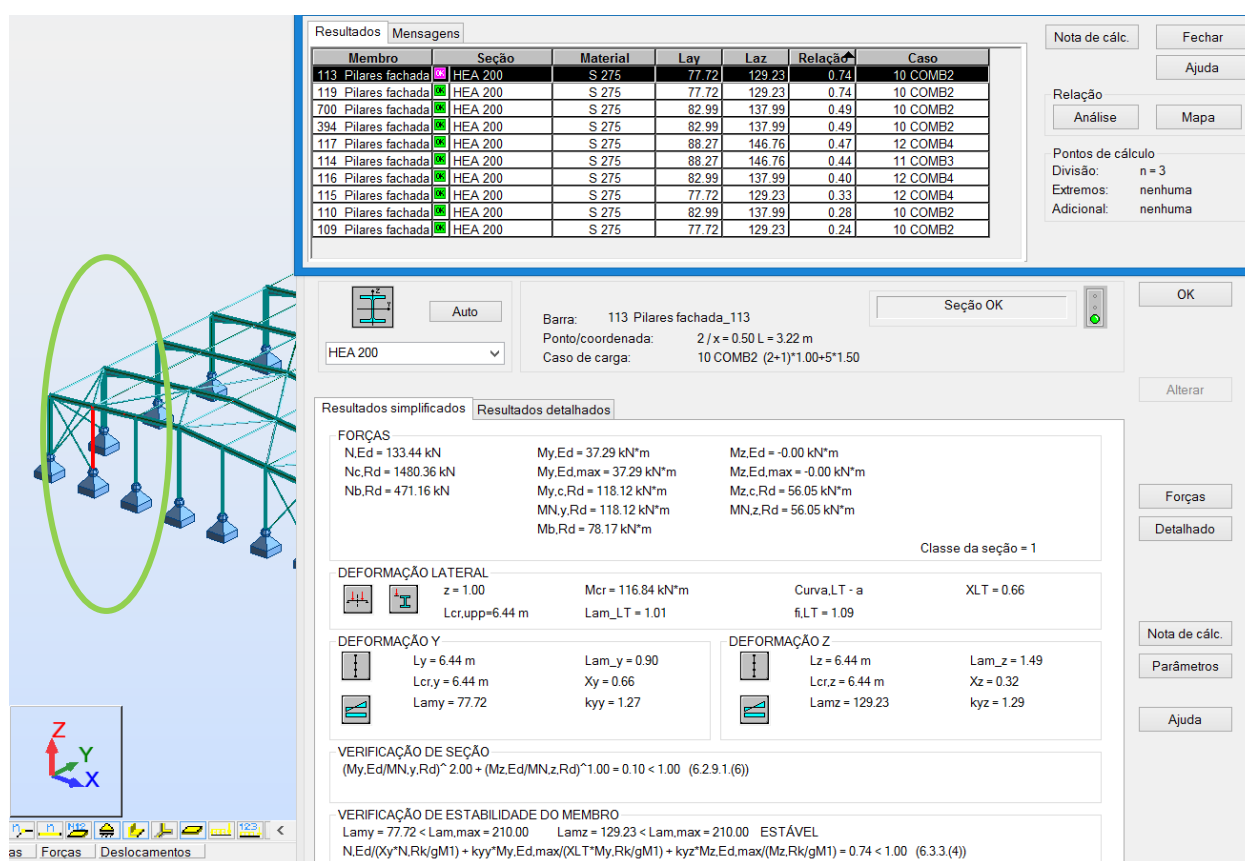


Figura 6.73 – Verificação da segurança dos pilares de topo da estrutura em perfil HEA 200

Na Figura 6.74 estão demonstrados os esforços de cálculo e resistentes do pilar 113 (Figura 6.73), bem como as respetivas verificações de segurança em relação aos esforços e aos fenómenos de encurvadura e flexão composta.

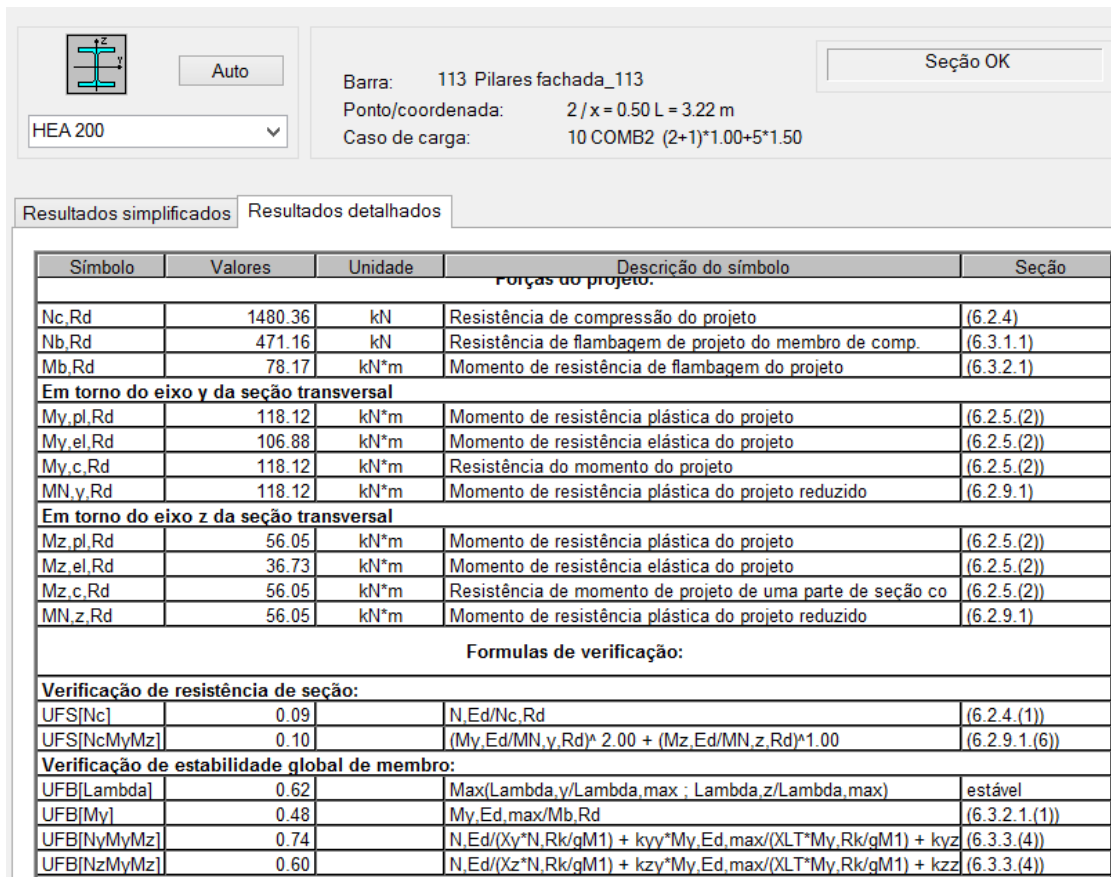


Figura 6.74 - Esforços de cálculo e esforços resistentes e respetiva verificação do pilar em perfil HEA 200

Na Figura 6.75 estão representadas as propriedades dos perfis utilizados para os pilares de fachada (HEA 360) e de topo (HEA 200) respetivamente.

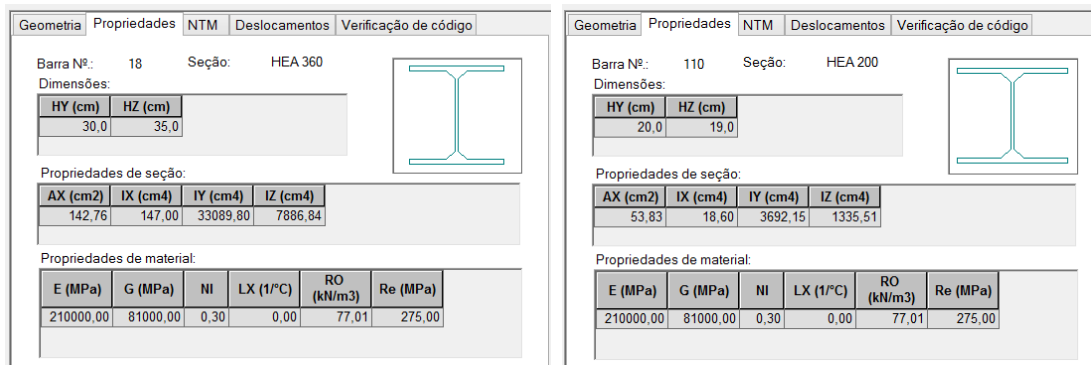


Figura 6.75 – Propriedades dos perfis HEA 360 e HEA 200

6.4.3 Travessas

A estrutura é constituída por 50 travessas de comprimento igual a 15.06 metros reforçadas com um esquadro metálico de comprimento igual em 15% do seu comprimento e travadas a cada 1/3 do vão com perfis tubulares. De acordo com o dimensionamento 2D do capítulo 6.3.5, as travessas foram dimensionadas para perfis IPE 450 (Figura 6.44) e o esquadro verificava a segurança.

Com o pórtico modelado tridimensionalmente pode-se verificar se as travessas verificam a segurança.

Primeiramente verificou-se a segurança das travessas do lado esquerdo da estrutura (Figura 6.76) e de seguida as travessas do lado direito da estrutura aos esforços de compressão, tração e transverso e ainda aos fenómenos de encurvadura, encurvadura lateral e à flexão composta com compressão. Além disso, optou-se por utilizar o mesmo método que foi utilizado para o cálculo da travessa do pórtico 2D relativamente à localização do esquadro metálico (Figura 6.43), ou seja, travando a travessa a 2.28 metros sendo esta a distância correspondente a 15% do comprimento total da travessa (esquadro metálico).

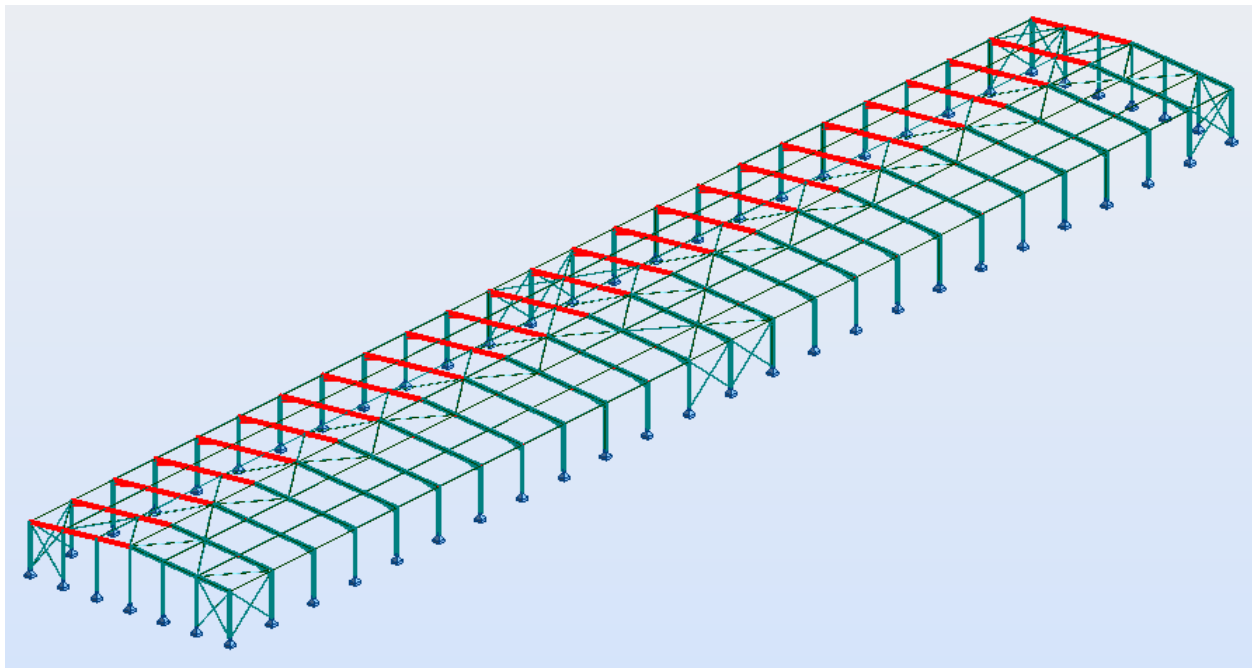


Figura 6.76 – Travessas do lado esquerdo da estrutura

Na Figura 6.77 está representado o membro 7 correspondente a uma das travessas do lado esquerdo da estrutura e encontra-se definido os comprimentos de encurvadura e encurvadura lateral para todas as travessas da estrutura do lado esquerdo que se encontram travadas por esquadros metálicos.

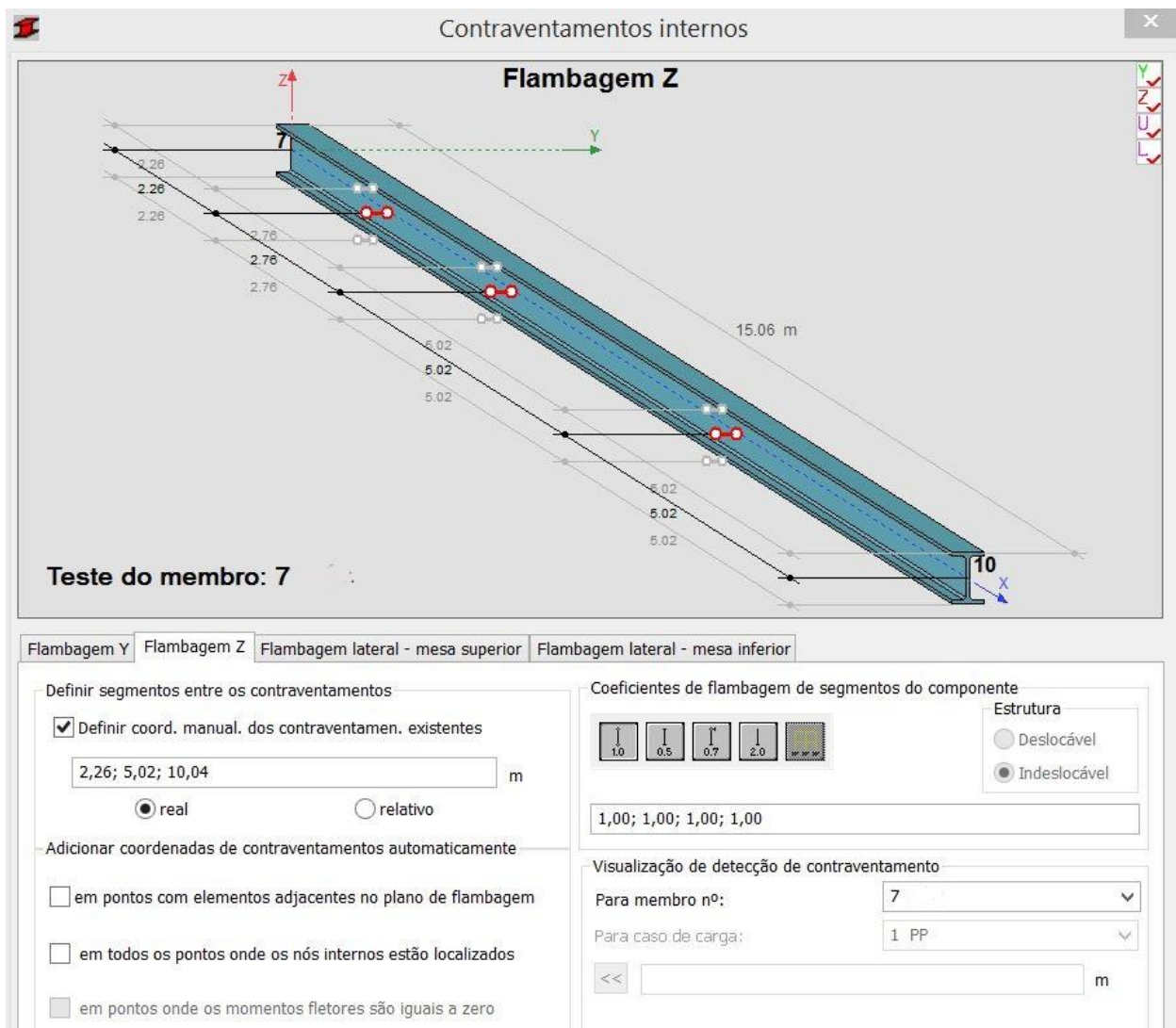


Figura 6.77 – Comprimento dos travamentos das travessas do lado esquerdo da estrutura

Algumas das travessas do lado esquerdo da estrutura apresentam uma taxa de eficiência de 1.03 excedendo em 3% do previsto (Figura 6.78).

Na Figura 6.79 está representado o cálculo da verificação da segurança da travessa número 15 onde é possível verificar que o cálculo da verificação à encurvadura lateral não é verificado por $(296.00\text{kN.m} / 290.80\text{kN.m} = 1.018)$ 1.8% e o cálculo da verificação da flexão composta com compressão não é verificado por 3%.

No entanto 3% é um valor que não tem expressão tendo em conta que as ações variáveis são majoradas em 50%, o valor excedido de 3% não terá grande influência na segurança da estrutura.

Me	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso
15	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.03	9 COMB1
87	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.03	9 COMB1
23	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
79	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
71	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
31	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
47	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
55	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
39	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
63	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.02	9 COMB1
51	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.68	1.00	9 COMB1
19	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.99	9 COMB1
83	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.99	9 COMB1
27	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
75	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
35	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
67	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
43	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
59	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
95	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
7	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.98	9 COMB1
11	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.95	9 COMB1
91	✓ IPE 450	S 275	75.97	121.68	0.95	9 COMB1

Figura 6.78 - Verificação da segurança das travessas do lado esquerdo da estrutura em perfis em IPE 450

RESULTADOS - Código - EN 1993-1:2005/AC:2009

Barra: 15
Ponto/coordenada: 3 / x = 1.00 L = 15.06 m
Caso de carga: 9 COMB1 (2+1)*1.35+3*1.50+4*0.75

Seção incorreta

Resultados simplificados | Resultados detalhados

FORÇAS

N,Ed = 63.39 kN	My,Ed = 296.00 kN*m	Mz,Ed = -0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.36 kN
Nc,Rd = 2717.57 kN	My,pl,Rd = 468.03 kN*m	Mz,pl,Rd = 76.01 kN*m	Vy,T,Rd = 1003.42 kN
Nb,Rd = 1035.48 kN	My,c,Rd = 468.03 kN*m	Mz,c,Rd = 76.01 kN*m	Vz,Ed = -4.94 kN
	MN,y,Rd = 468.03 kN*m	MN,z,Rd = 76.01 kN*m	Vz,T,Rd = 807.15 kN
	Mb,Rd = 290.80 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
			Classe da seção = 1

DEFORMAÇÃO LATERAL

z = 1.00	Mcr = 505.81 kN*m	Curva.LT - b	XLT = 0.62
Lcr,upp=5.02 m	Lam_LT = 0.96	fi,LT = 1.09	

DEFORMAÇÃO Y

Ly = 15.06 m	Lam_y = 0.88		
Lcr,y = 15.06 m	Xy = 0.75		
Lamy = 75.97	kyy = 0.98		

DEFORMAÇÃO Z

Lz = 15.06 m	Lam_z = 1.40		
Lcr,z = 5.02 m	Xz = 0.38		
Lamz = 121.68	kyz = 1.27		

VERIFICAÇÃO DE SEÇÃO

$(M_y,Ed/MN_y,Rd)^{2.00} + (M_z,Ed/MN_z,Rd)^{1.00} = 0.40 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_z,Ed/V_z,T,Rd = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DO MEMBRO

Lamy = 75.97 < Lam,max = 210.00 Lamz = 121.68 < Lam,max = 210.00 ESTÁVEL

$N,Ed/(X_y \cdot N_{Rk}/\gamma_{M1}) + k_{yy} \cdot M_y,Ed/(XLT \cdot M_y,Rk/\gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot M_z,Ed/(M_z,Rk/\gamma_{M1}) = 1.03 > 1.00$ (6.3.3.(4))

Figura 6.79 - Verificação da segurança da travessa 15 em IPE 450

A Figura 6.80 representa as travessas do lado direito da estrutura.

Na Figura 6.81 está representado o membro 8 correspondente a uma das travessas do lado direito da estrutura e encontra-se definido os comprimentos de encurvadura e encurvadura lateral para todas as travessas da estrutura do lado esquerdo que se encontram travadas por esquadros metálicos.

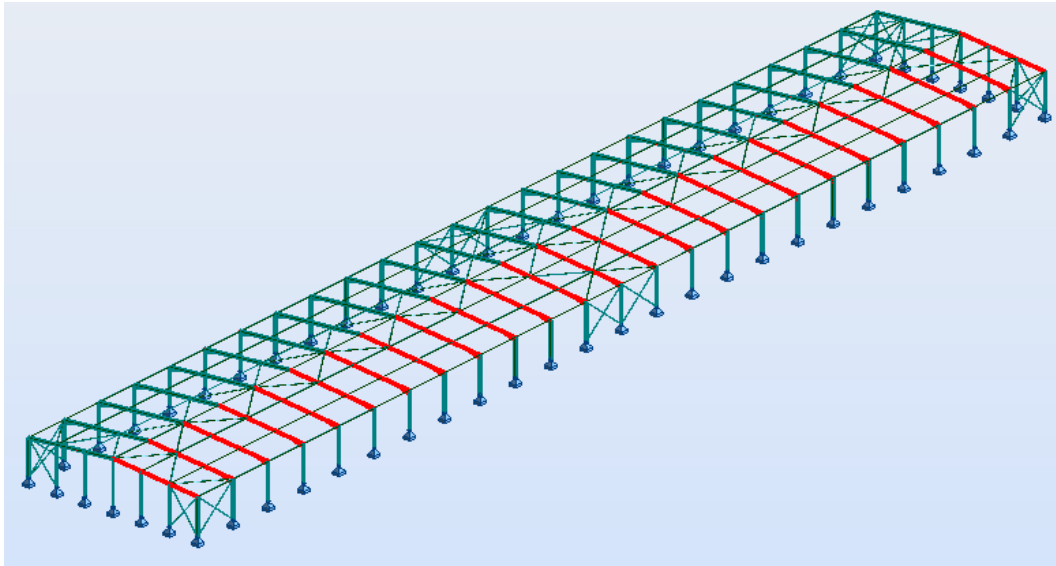


Figura 6.80 - Travessas do lado direito da estrutura

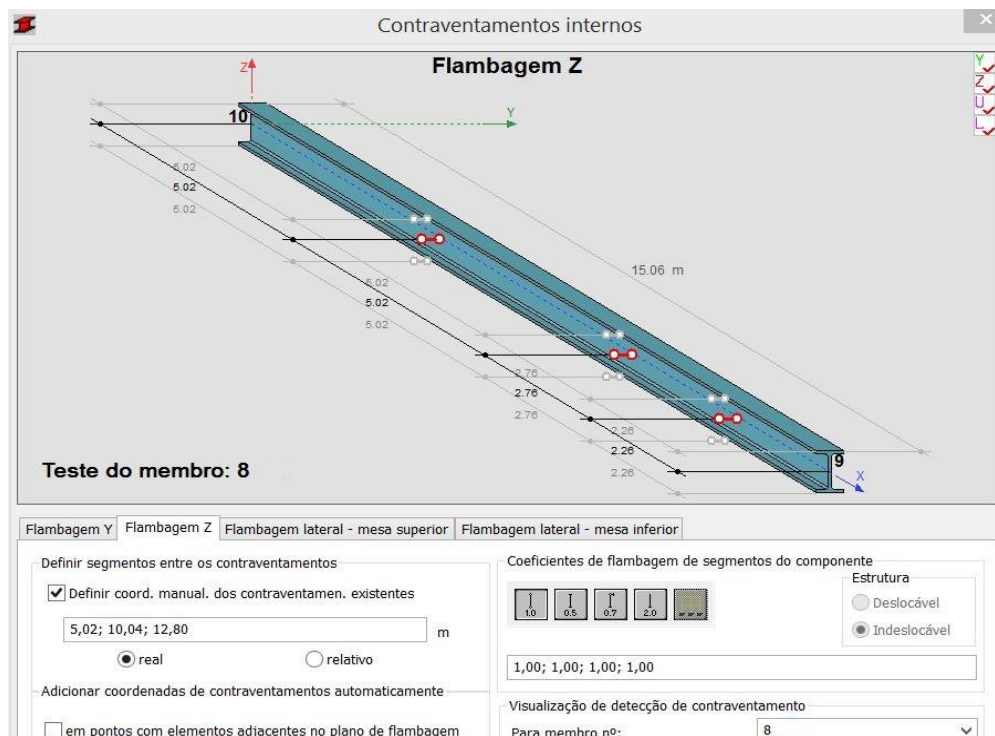


Figura 6.81 - Comprimento dos travamentos das travessas do lado direito da estrutura


Tal como aconteceu em algumas das travessas do lado esquerdo da estrutura, o mesmo acontece nas travessas do lado direito. Algumas travessas apresentaram uma taxa de eficiência de 1.03 excedendo em 3% do previsto (Figura 6.82 e Figura 6.78).

Resultados		Mensagens					
Me	Seção	Material	Lay	Laz	Relação	Caso	
16	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.03	9 COMB1	
88	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.03	9 COMB1	
80	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
24	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
72	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
32	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
56	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
48	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
64	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
40	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.02	9 COMB1	
52	✗ IPE 450	S 275	75.97	121.75	1.00	9 COMB1	
20	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.99	9 COMB1	
84	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.99	9 COMB1	
76	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
28	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
68	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
36	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
96	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
8	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
60	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
44	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.98	9 COMB1	
92	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.95	9 COMB1	
12	☑ IPE 450	S 275	75.97	121.75	0.95	9 COMB1	

Figura 6.82 - Verificação da segurança das travessas do lado direito da estrutura em perfis em IPE 450

Na Figura 6.83 está representado o cálculo da verificação da segurança da travessa número 16 onde é possível verificar que o cálculo da verificação à encurvadura lateral não é verificado por $(296.00\text{kN.m} / 290.70\text{kN.m} = 1.018)$ 1.8% e o cálculo da segurança por flexão composta com compressão não é verificado por 3%.

No entanto 3% é um valor que não tem expressão tendo em conta que as ações variáveis são majoradas em 50%, o valor excedido de 3% não terá grande influência na segurança da estrutura.



Auto

IPE 450

Barra: 16 號in

Ponto/coordenada: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m

Caso de carga: 9 COMB1 (2+1)*1.35+3*1.50+4*0.75

Seção incorreta



Resultados simplificados

Resultados detalhados




FORÇAS

N _{Ed} = 63.39 kN	M _{y,Ed} = 296.00 kN*m	M _{z,Ed} = -0.05 kN*m	V _{y,Ed} = -0.36 kN
N _{c,Rd} = 2717.57 kN	M _{y,pl,Rd} = 468.03 kN*m	M _{z,pl,Rd} = 76.01 kN*m	V _{y,T,Rd} = 1003.41 kN
N _{b,Rd} = 1034.55 kN	M _{y,c,Rd} = 468.03 kN*m	M _{z,c,Rd} = 76.01 kN*m	V _{z,Ed} = 4.93 kN
	M _{N,y,Rd} = 468.03 kN*m	M _{N,z,Rd} = 76.01 kN*m	V _{z,T,Rd} = 807.15 kN
	M _{b,Rd} = 290.70 kN*m		T _{t,Ed} = 0.00 kN*m
			Classe da seção = 1




DEFORMAÇÃO LATERAL

	z = 1.00	M _{cr} = 505.45 kN*m	Curva,LT - b
	L _{cr,upp} = 5.02 m	L _{am,LT} = 0.96	XLT = 0.62
		f _{i,LT} = 1.09	

DEFORMAÇÃO Y

	L _y = 15.06 m	L _{am,y} = 0.88
	L _{cr,y} = 15.06 m	X _y = 0.75
	L _{am,y} = 75.97	k _{yy} = 0.98

DEFORMAÇÃO Z

	L _z = 15.06 m	L _{am,z} = 1.40
	L _{cr,z} = 5.02 m	X _z = 0.38
	L _{am,z} = 121.75	k _{yz} = 1.27

VERIFICAÇÃO DE SEÇÃO

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.40 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE DO MEMBRO

L_{am,y} = 75.97 < L_{am,max} = 210.00 L_{am,z} = 121.75 < L_{am,max} = 210.00 ESTÁVEL

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 1.03 > 1.00$ (6.3.3.(4))

Figura 6.83 - Verificação da segurança da travessa 16 em IPE 450

As travessas das fachadas principais estão destacadas na Figura 6.84 e o perfil utilizado foi o IPE 450.

Figura 6.84 - Travessas das fachadas principais

152

Na verificação da segurança das travessas das fachadas principais, foi considerado que o comprimento de encurvadura é igual ao comprimento entre pilares, sendo este de 5.02 metros.

Na Figura 6.85 está representada a verificação da segurança das travessas das fachadas principais.

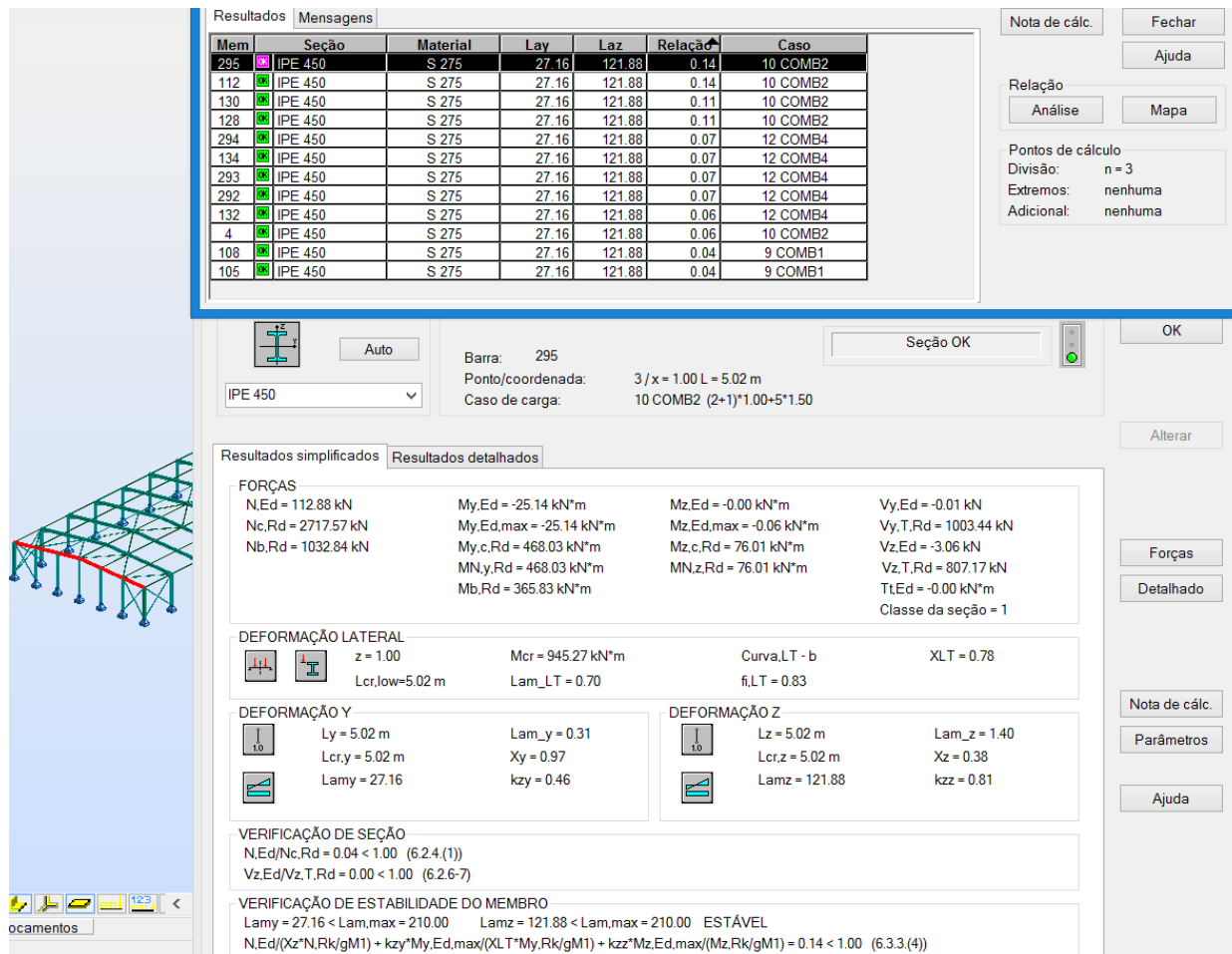


Figura 6.85 - Verificação da segurança da travessa 295 da fachada principal em perfil transversal IPE 450

6.5 LIGAÇÕES

Uma das vantagens das estruturas metálicas é o facto de estas poderem ser montadas em obra, e para isso é necessário realizar certas ligações na estrutura. As ligações mais comuns em estruturas metálicas são as ligações viga – viga, viga-pilar e pilar-fundação.

Recorreu-se de um modo geral a ligações aparafusadas de modo a que a estrutura seja de fácil montagem em obra, havendo apenas a necessidade de algumas soldaduras em oficina.

O programa de cálculo Robot Structural Analysis permite fazer o dimensionamento de alguns tipos de ligações e a verificação da segurança das mesmas. Neste projeto, as ligações foram estudadas muito superficialmente, apresentando de seguida alguns exemplos de ligações mais comuns em estruturas metálicas.

6.5.1 Ligação entre travessas

As ligações entre travessas foram realizadas de duas maneiras, sendo que a primeira refere-se a um pórtico comum do tipo 1 (corrente) e a segunda a um pórtico do tipo 2 (fachada principal). (Figura 6.86) A ligação entre travessas do tipo 1 terá de suportar esforços mais elevados que a do tipo 2, por este motivo a ligação entre travessas do tipo 1 terá um esquadro metálico, enquanto a ligação entre travessas do pórtico tipo 2 não terá este reforço metálico.

A localização das ligações entre travessas estão expostas na Figura 6.86 e as representações e parâmetros estão demonstrados nas Figura 6.87, Figura 6.88, Tabela 6.11 e Tabela 6.12.

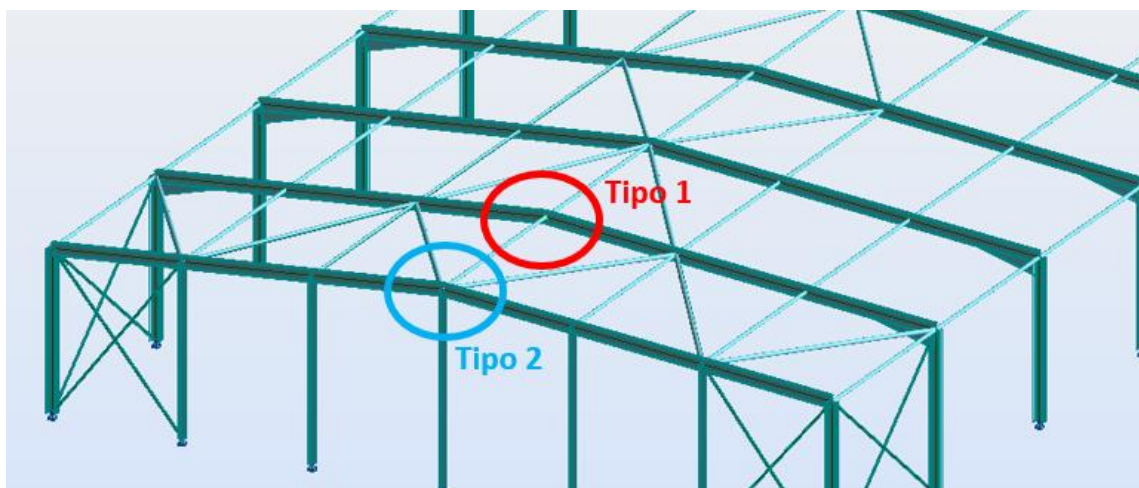


Figura 6.86 – Localização das ligações entre travessas dos pórticos do tipo 1 e tipo 2

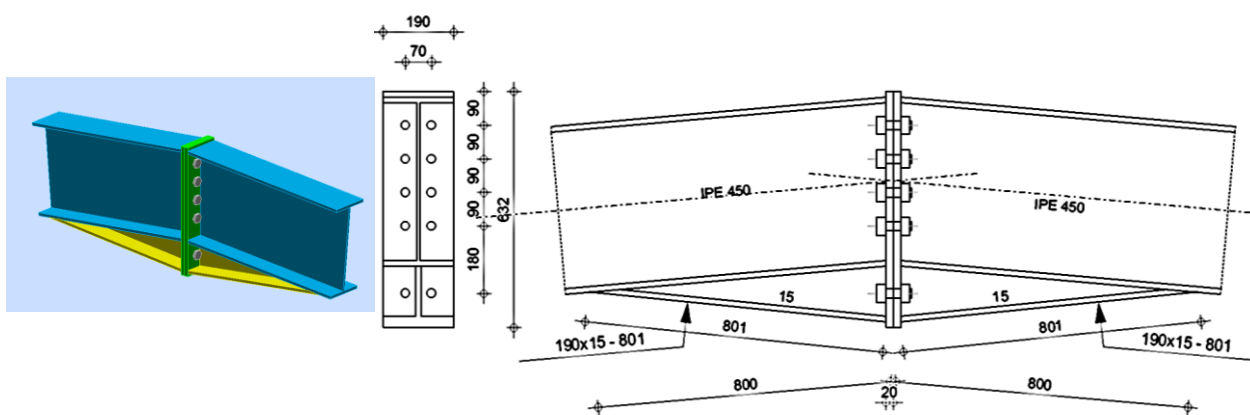


Figura 6.87 – Representação da ligação entre travessas para o pórtico tipo 1

Tabela 6.11 – Parâmetros da ligação entre travessas para o pórtico tipo 1

Material	Diâmetro parafuso	Classe	Razão
S275	M24	9.8	0.61

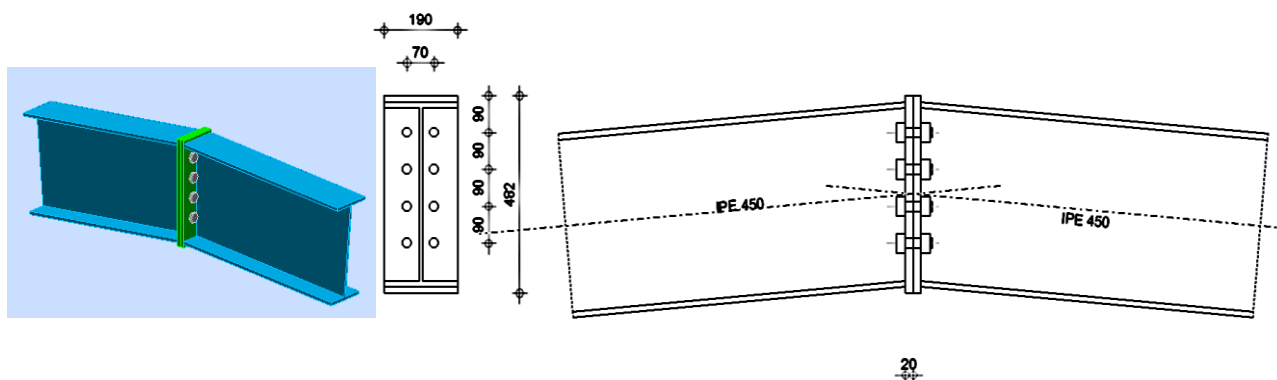


Figura 6.88 – Representação da ligação entre travessas para o pórtico tipo 2

Tabela 6.12 – Parâmetros da ligação entre travessas para o pórtico tipo 2

Material	Diâmetro parafuso	Classe	Razão
S275	M24	9.8	0.06

Tabela 6.13 - Parâmetros da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 1

Material	Diâmetro parafuso	Classe	Razão
S275	M24	9.8	0.91

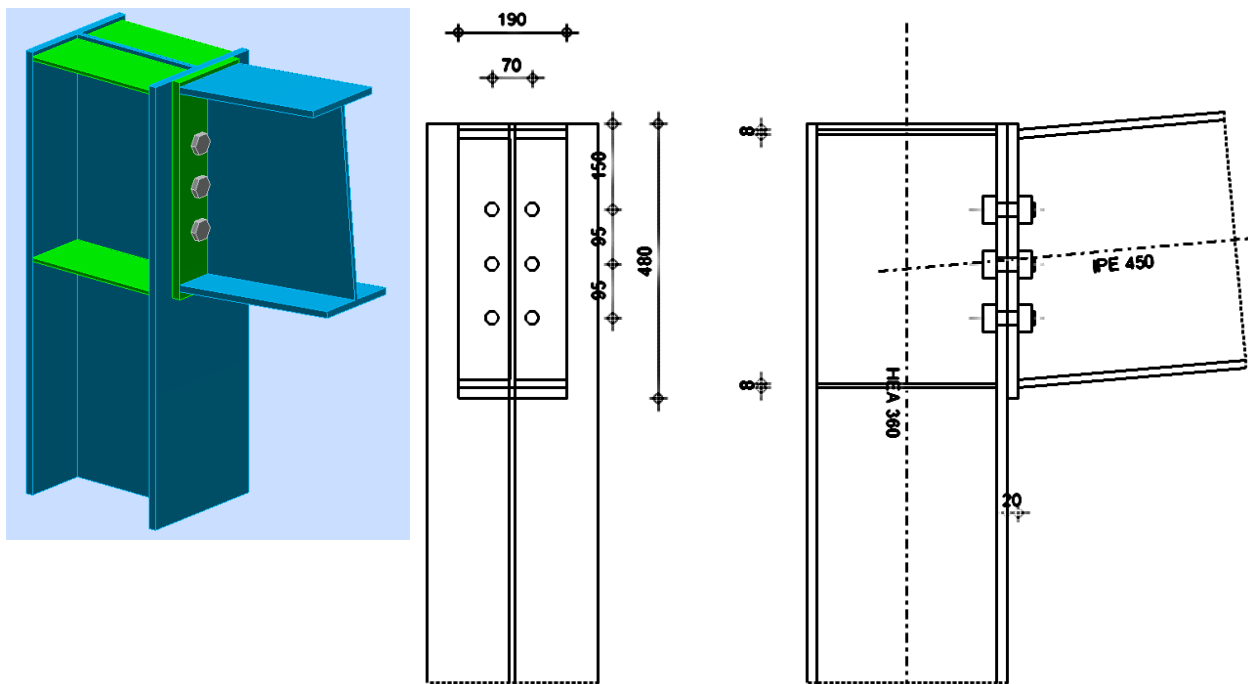


Figura 6.91 - Representação da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 2

Tabela 6.14 - Parâmetros da ligação entre o pilar e a travessa para o pórtico tipo 2

Material	Diâmetro parafuso	Classe	Relação
S275	M24	9.8	0.19

6.5.3 Ligação entre Pilar e Fundação

As ligações entre pilares e fundações foram realizadas tendo em conta que esta fosse articulada, sendo por isso formada por uma chapa soldada à extremidade inferior do pilar e pela colocação de chumbadouros posicionados o mais próximo possível do seu eixo de rotação.

Calculou-se este tipo de ligação para o pilar lateral e para o de fachada da estrutura, localizados na Figura 6.89 e as representações e parâmetros estão demonstrados nas Figura 6.90, Figura 6.91, Tabela 6.13 e Tabela 6.14.

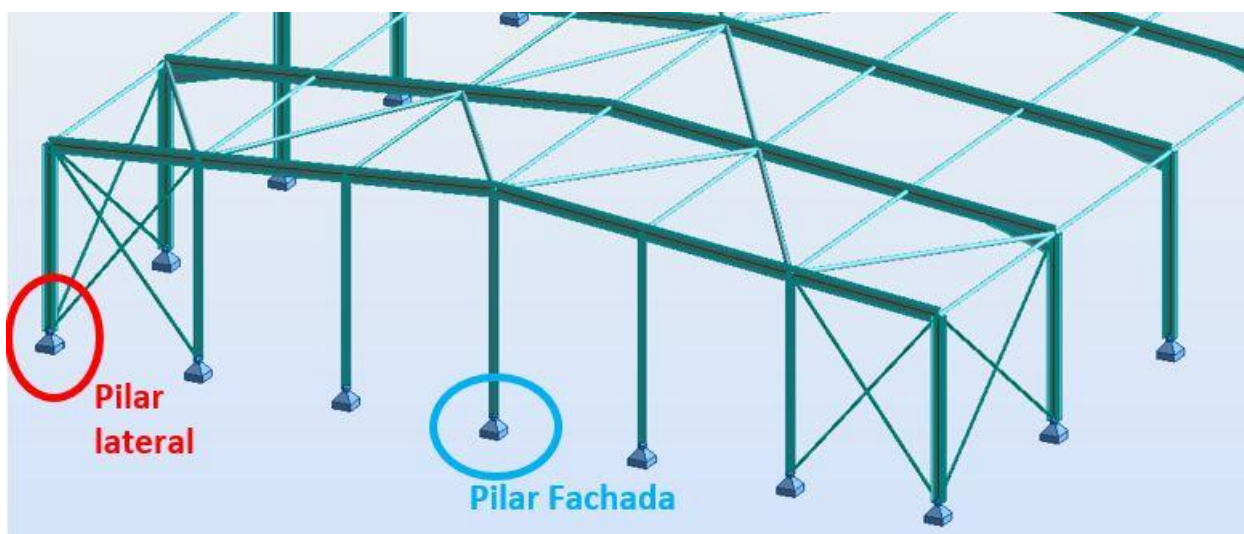


Figura 6.92 - Localização das ligações entre pilares e fundações para pilares laterais e de fachada

Tabela 6.15 - Parâmetros da ligação entre o pilar e fundação para o pilar lateral

Material	Diâmetro parafuso	Classe	Relação
S275	M24	9.8	0.97

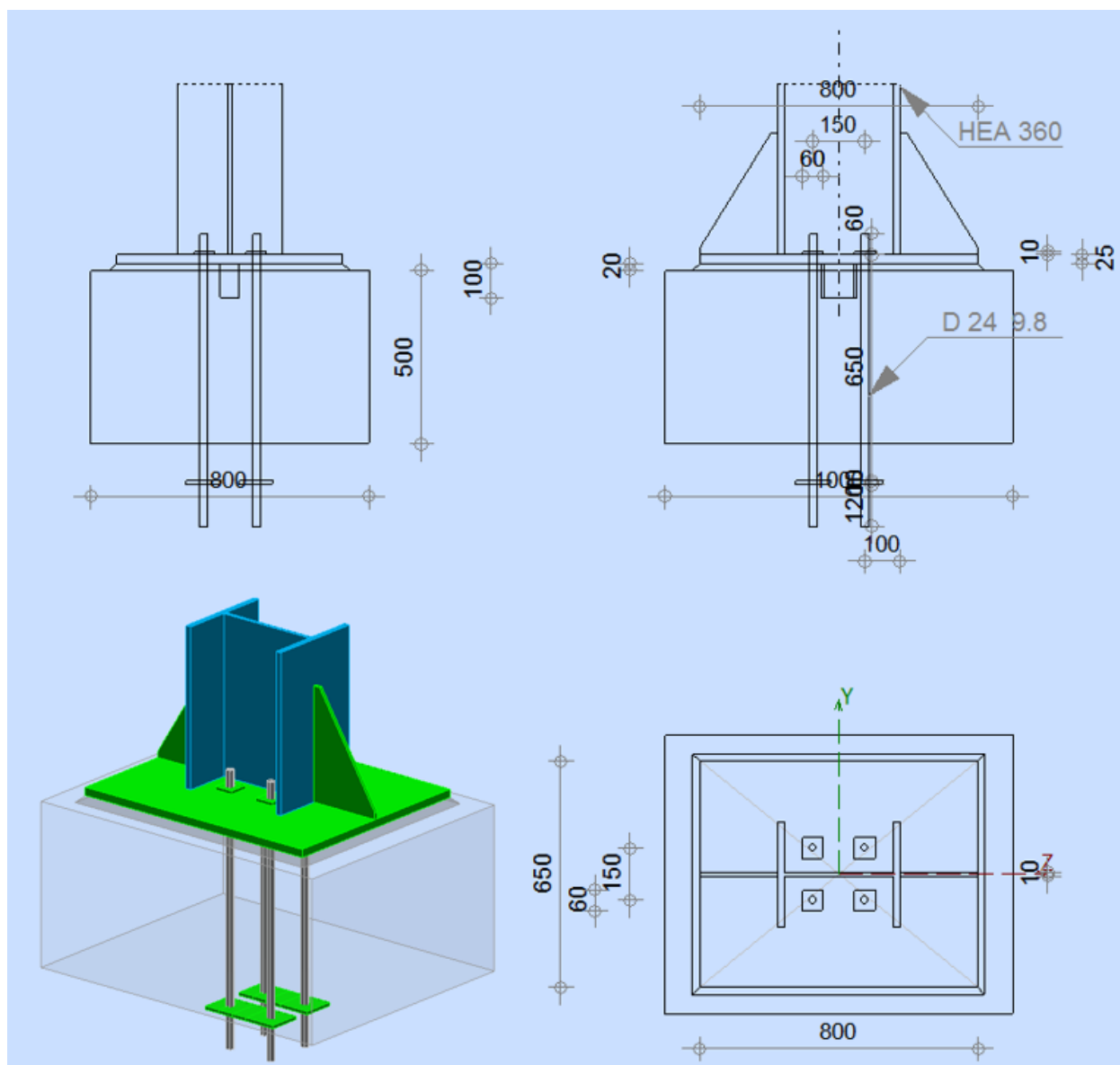


Figura 6.93 - Representação da ligação entre o pilar e fundação para o pilar lateral

Tabela 6.16 - Parâmetros da ligação entre o pilar e fundação para o pilar de fachada

Material	Diâmetro parafuso	Classe	Relação
S275	M24	9.8	0.07

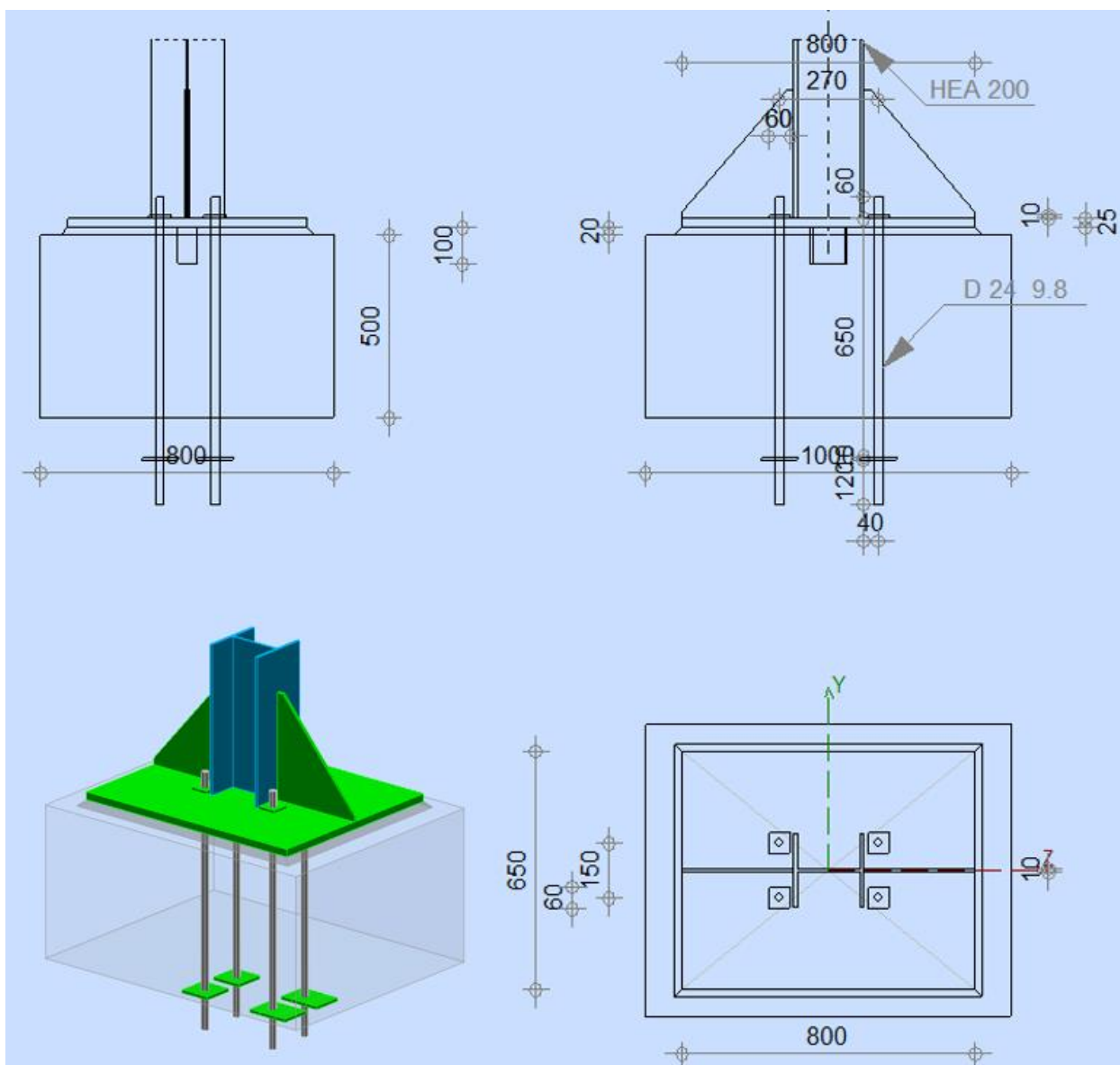


Figura 6.94 - Representação da ligação entre o pilar e fundação para o pilar de fachada

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÃO

A construção metálica é um mercado que se encontra em grande expansão nos tempos atuais e muito provavelmente nos futuros, isto porque as estruturas em aço têm-nos oferecido soluções com rápida execução em obra e soluções mais sustentáveis comparativamente às estruturas em betão armado.

Posto isto, há que assegurar o controlo da segurança face aos trabalhos a executar nomeadamente à aquisição, distribuição e controlo de equipamento de proteção individual e coletiva; arrumação, manutenção e ordem no estaleiro; garantia de acesso e circulação (viaturas ou trabalhadores) definidas nas áreas de trabalho; cuidada e correta movimentação dos materiais no estaleiro, nomeadamente na movimentação de guas.

Este projeto permitiu através de um caso estudo real examinar o comportamento de um pavilhão metálico face às ações e avaliar as considerações introduzidas pelo Eurocódigo 3 (NP EN 1993-1-1). Todo o cálculo foi sustentado pelo programa de cálculo automático Robot Structural Analysis da Autodesk o que permitiu ter-se um contacto mais direto com programas de cálculo automático. Desta forma, os objetivos para este projeto foram alcançados uma vez que foram introduzidos conhecimentos assimilados nas unidades curriculares, a aplicação dos Eurocódigos em vigor, aprofundamento do conhecimento em estruturas metálicas e a obtenção de conhecimentos de modelação numérica em estruturas metálicas.

Numa primeira fase estudaram-se vários tipos de conceção estrutural de pavilhões metálicos industriais tanto a nível de tipologia como a nível de elementos. Deu-se bastante relevância ao dimensionamento de madres e também se definiu quais as suas funções tendo em conta o tamanho da estrutura e as ações suportadas, concluindo-se que para estruturas de grandes dimensões, de grandes vãos (superior a 20 metros) e que as ações do vento sejam elevadas é necessário ter-se em conta que as madres não devem ficar com a função acrescida de contraventamento das travessas dos pórticos, com a possibilidade de estas sofrerem fenómenos de encurvadura. Além disso, tendo em conta que o espaçamento entre pórticos é elevado é de boa prática a utilização de tirantes em que estes conferem travamento às madres no seu eixo de menor inércia, desempenhando assim a função de travamento e auxílio no alinhamento durante a montagem da estrutura.

CAPÍTULO 7

Numa segunda fase estudou-se as ações que uma estrutura metálica está sujeita durante o seu tempo de vida tendo em conta os Eurocódigos em vigor.

Numa terceira fase abordou-se os métodos e análises previstos pelo EC3.

O pavilhão metálico a dimensionar tinha as seguintes características:

Comprimento do edifício: 180 metros

Largura: 30 metros

Angulo da cobertura: 5º

Localização: Lisboa, Concelho de Cadaval, localidade Murteira

Aço estrutural: S275

Altitude: 100 metros

Afastamento entre pórticos: 7.5 metros

Número de pórticos: 25 pórticos

Resultados estruturais após o dimensionamento da estrutura:

Perfis utilizados nos pilares laterais: HEA 360

Perfis utilizados nos pilares de topo (fachadas principais): HEA 200

Perfis utilizados nas travessas: IPE 450

Perfis de travamento na cobertura: Tubulares CHS 168.3x3.6 mm e CHS 139.7x3.6 mm

Perfis de travamento laterais: UNP 80

Perfis das Madres: IPE 180

Tirantes: Tubulares de 8 mm

O parâmetro α_{cr} foi calculado tendo em conta o sistema de contraventamento cruzado da estrutura. Este cálculo foi possível porque o sistema de contraventamento foi definido desde o início. Com o auxílio do programa de cálculo ROBOT foi possível criar um apoio elástico (mola) com um coeficiente elástico de valor equivalente ao do contraventamento da estrutura. No entanto mesmo sem a utilização deste apoio elástico o valor de α_{cr} foi superior a 10.

Na Figura 7.2 está demonstrado quais os α_{cr} 's obtidos para o mesmo pórtico com a utilização do apoio elástico quer para a primeira abordagem do cálculo, em que foi utilizado perfis HEA 450 para os pilares e

perfis IPE 450 para as travessas quer para a segunda abordagem mais otimizada, em que foram utilizados perfis HEA 360 para os pilares e IPE 450 para as travessas.

Na Figura 7.1 está demonstrado quais os α_{cr} 's obtidos para o mesmo pórtico sem a utilização do apoio elástico quer para a primeira abordagem do cálculo, em que foi utilizado perfis HEA 450 para os pilares e perfis IPE 450 para as travessas quer para a segunda abordagem mais otimizada, em que foram utilizados perfis HEA 360 para os pilares e IPE 450 para as travessas.

Caso/Modo	Coef. crit.	Precisão
19/ 1	1,25767e+001	,60167e-012
19/ 2	3,56441e+001	,94631e-010
19/ 3	9,76780e+001	,32161e-008
19/ 4	1,69424e+002	,59271e-007
19/ 5	2,26016e+002	,65178e-006
19/ 6	6,91963e+002	,31006e-004
19/ 7	7,42751e+002	,23640e-004
19/ 8	1,58281e+003	,42776e-003
19/ 9	1,61915e+003	,51819e-003
19/ 10	5,35070e+003	,61920e-003

A

Caso/Modo	Coef. crit.	Precisão
19/ 1	1,13343e+001	,93124e-013
19/ 2	3,10053e+001	,99572e-012
19/ 3	6,96963e+001	,99874e-011
19/ 4	1,03182e+002	,58215e-013
19/ 5	1,69802e+002	,12509e-013
19/ 6	4,20716e+002	,63792e-011
19/ 7	4,50746e+002	,52863e-010
19/ 8	9,85200e+002	,88090e-009
19/ 9	1,04414e+003	,77353e-009
19/ 10	5,18896e+003	,09577e-008

B

Figura 7.2 – Valores de α_{cr} com a utilização do apoio elástico

A – Cálculo preliminar

B – Cálculo otimizado

Caso/Modo	Coef. crit.	Precisão
19/ 1	1,22296e+001	,48025e-011
19/ 2	3,46316e+001	,50174e-009
19/ 3	9,04719e+001	,58851e-007
19/ 4	1,42934e+002	,26550e-006
19/ 5	1,99013e+002	,99226e-006
19/ 6	6,09084e+002	,84300e-004
19/ 7	6,58177e+002	,65305e-004
19/ 8	1,29739e+003	,96715e-003
19/ 9	1,33286e+003	,17161e-003
19/ 10	5,24039e+003	,98730e-003

A

Caso/Modo	Coef. crit.	Precisão
19/ 1	1,12351e+001	,24937e-012
19/ 2	3,10205e+001	,41382e-013
19/ 3	6,97071e+001	,84095e-011
19/ 4	1,03227e+002	,23012e-011
19/ 5	1,69886e+002	,79005e-011
19/ 6	4,20783e+002	,89458e-011
19/ 7	4,50807e+002	,41077e-010
19/ 8	9,85585e+002	,32222e-009
19/ 9	1,04457e+003	,78611e-010
19/ 10	5,19025e+003	,04409e-007

B

Figura 7.1 – Valores de α_{cr} sem a utilização do apoio elástico

A – Cálculo preliminar

B – Cálculo otimizado

Pode-se concluir que o valor de α_{cr} nos vários modelos foi sempre superior a 10, desta forma a estrutura é considerada de nós fixos podendo-se realizar uma análise linear de 1ª ordem. Além disso é possível concluir que o valor de α_{cr} é tanto maior quanto maior a resistência lateral do pórtico, ou seja, o valor

mais baixo que se obteve foi de 11,2 e este valor foi referente ao modelo que apresentava pilares com uma seção mais reduzida e sem a contabilização do apoio elástico. O valor de α_{cr} maior que se obteve foi de 12,5 e este valor foi referente ao modelo que apresentava pilares com uma seção maior e com a contabilização do apoio elástico.

Neste projeto também se abordou o cálculo do esquadro metálico sem recorrer a um programa informático, pois concluiu-se que o Robot abordava o cálculo nessa seção de uma forma diferente. Desta forma recorreu-se a bibliografia externa [12] para a verificação da segurança nesta localização.

Chegou-se à conclusão que os pórticos de fachada principal apresentam um valor de α_{cr} muito superior em comparação com os pórticos correntes, isto deve-se ao fato de na fachada desta estrutura existirem pilares a cada 5,00 metros conferindo uma maior resistência lateral aos pórticos de fachada principal. Relativamente aos pórticos de fachada principal pode-se também concluir que uma análise 2D não é um bom parâmetro caracterizador destes pórticos, pois estes estão suscetíveis a esforços perpendiculares (ação do vento) e nos modelos 2D não é possível caracterizar essas ações. Conclui-se que a melhor forma de analisar um pórtico de fachada principal é recorrendo a um modelo 3D onde é possível caracterizar todas as ações.

Relativamente às seções utilizadas nos pilares foi possível verificar que com a não utilização de contraventamentos ter-se-ia de utilizar perfis de seção maior, comparativamente com a utilização de contraventamentos. Durante o cálculo 2D verificou-se a segurança da seção para um perfil HEA 400, mas sem qualquer travamento. Mas quando se analisou a estrutura no modo 3D, verificou-se que se poderia reduzir a seção de um perfil HEA 400 para um perfil HEA 360. No entanto, conclui-se que a seção do pilar não resistia. Desta forma optou-se pela utilização de um contraventamento ao nível do esquadro diminuindo assim o comprimento de encurvadura deste, obtendo-se uma relação ótima de aproximadamente 100%. Também se pode concluir que com a diminuição da seção de todos os pilares laterais (50 pilares) para HEA 360 o peso de aço em Kg diminuiu consideravelmente.

Na Tabela 7.1 estão apresentadas as várias soluções adotadas durante a verificação dos pilares laterais. Pode-se afirmar que a utilização de perfis HEA 360 ficará mais leve e economicamente viável em 10% relativamente à utilização de perfis HEA 400.

Tabela 7.1 - Estimativa do peso e custo das soluções adotadas para os pilares laterais da estrutura

50 Pilares	HEA 500	HEA 400	HEA 360
Peso (Kg)	46500	37500	33600
Custo (€)	49290	38625	34608

Em todos os pórticos optou-se por utilizar travessas em perfis IPE 450, isto porque além de estas terem uma relação ótima de aproximadamente 100 % travadas por perfis tubulares metálicos a cada 5,02 metros, optou-se que as travessas de fachada fossem também constituídas por perfis IPE 450. Caso se optasse por uma seção inferior nas travessas de fachada principal os pilares de fachada principal teriam de ter um aumento de comprimento para que a cobertura ficasse toda ao mesmo nível. Por isso, iriam existir pilares em perfis HEA 360 com pequenas diferenças no seu comprimento o que em obra é sempre preferível que as dimensões sejam as mais homogêneas possíveis para que não existam erros durante a montagem.

As ligações aparafusadas foram estudadas muito superficialmente. No entanto realizou-se o dimensionamento e conceção dos vários tipos de ligação mais correntes.

A quantidade e o peso em quilogramas dos diversos perfis metálicos utilizados na estrutura estão detalhados na Figura 7.3.

Tipo	Número	Comprimento (m)	Peso unitário (kg/m)	Peso da barra (kg)	Peso total (kg)	Área de pintura (m ²)
S 275						
CHS 139.7x3.6	168	7,50	12,08	90,61	15223	552,71
CHS 139.7x3.6	48	9,03	12,08	109,09	5237	190,13
CHS 168.3x3.6	16	9,03	14,62	132,02	2112	76,35
HEA 200	4	6,44	42,27	272,24	1089	29,27
HEA 200	4	6,88	42,27	290,84	1163	31,27
HEA 200	2	7,31	42,27	309,01	618	16,61
HEA 360	50	6,00	112,11	672,63	33632	550,10
IPE 450	12	5,02	77,60	389,56	4675	96,69
IPE 450	46	15,06	77,60	1168,69	53760	1111,98
UPN 80	4	7,81	8,60	67,18	269	9,62
UPN 80	4	8,15	8,60	70,11	280	10,04
UPN 80	16	9,61	8,60	82,67	1323	47,34
Total por seções						
CHS 139.7x3.6	216	1693,44	12,08	20459,10	20459	742,84
CHS 168.3x3.6	16	144,48	14,62	2112,32	2112	76,35
HEA 200	10	67,90	42,27	2870,32	2870	77,14
HEA 360	50	300,00	112,11	33631,65	33632	550,10
IPE 450	58	753,00	77,60	58434,56	58435	1208,68
UPN 80	24	217,60	8,60	1871,83	1872	67,00
Esquadro					4033	90,10
Total:					123413	2812,21

Figura 7.3 – Quantidades e Pesos em Kg dos diversos perfis metálicos utilizados na estrutura

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Uma vez estudados os fenómenos de instabilidade de estruturas metálicas e quais os cálculos preconizados pelo EC3 para a verificação da estabilidade dos elementos, como desenvolvimento futuro seria interessante executar:

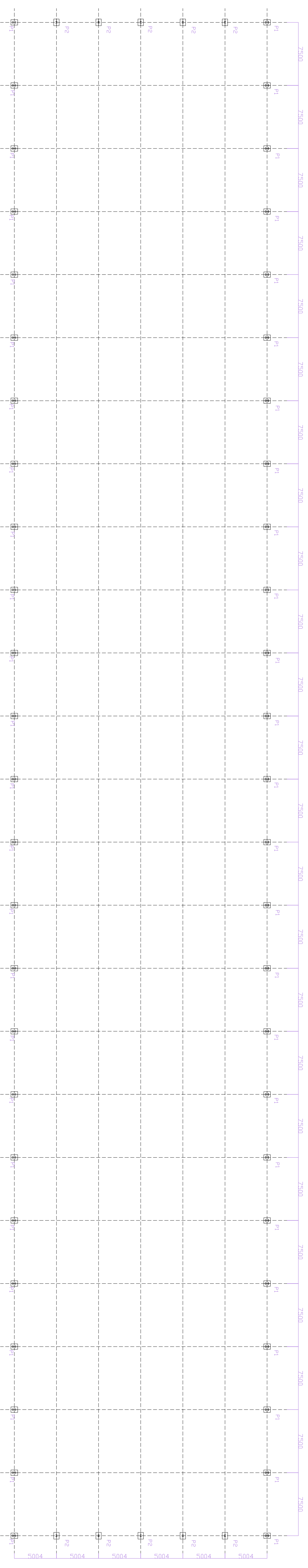
- Uma análise mais detalha a ações de carácter sísmico, fogo e de diferenças de temperatura.
- Alteração da análise e dimensionamento de *portal frames* para pórticos treliçados para as mesmas características iniciais e verificar se eventualmente era mais economicamente viável.
- Caracterização de todas as ligações da estrutura e análise detalhada das mesmas.
- Introdução do cálculo de enformados a frio na estrutura, nomeadamente alteração das atuais madres em perfis laminados a quente para perfis enformados a frio.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] L. C. M. Oliveira, Projecto de Pavilhões e Estruturas Industriais - Desenvolvimento de uma Aplicação Informática, Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [2] C. d. R. Oliveira, Estudo do comportamento de uma ligação viga-pilar, Viseu: Instituto Politécnico de Viseu, Novembro de 2011.
- [3] E.-1. CEN, Eurocódigo 0; Bases para projetos de estruturas, Comité europeu de normalização Bruxelas, 2002.
- [4] E.-1.-1.-1. CEN, Eurocódigo 1 - acções em estruturas parte 1-1: Acções gerais pesos volúmicos, Comité Europeu de Normalização: Bruxelas, 2009.
- [5] E. 1.-1.-3. CEN, Eurocódigo 1 - ações em estruturas parte 1-3: Ações gerais Ações da neve, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2009.
- [6] E.-1.-4. CEN, Eurocódigo1-acções em estruturas parte1-4: Acções gerais Acções do Vento, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [7] E.-1. CEN, Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [8] E. 1.-1.-1. CEN, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [9] L. Suruceanu, Métodos de análise em estruturas metálicas, Universidade do Algarve: UALg ISE, 2015.

- [10] P. M. N. d. Almeida, Dimensionamento de estruturas metálicas segundo o eurocódigo 3. Análise comparativa entre diversas concepções estruturais para edifícios industriais, Dissertação: Universidade Fernando Pessoa, 2012.
- [11] R. A. D. Simões, Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas, Coimbra: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
- [12] CZT, "Single-Storey Steel Buildings Part 4: Detailed Design of Portal Frames," *Steel Buildings in Europe*, 2009.
- [13] H. d. A. Domingos, "Risco Sísmico de Pavilhões Industriais em Estrutura Metálica," Feup, 2014.
- [14] SteelConstruction.info, *STEEL BUILDINGS IN EUROPE*.
- [15] E. 1.-1.-8. CEN, Eurocódigo 3 - Projecto de estruturas de aço Parte 1-8: Projeto de ligações, Bruxelas: Comité Europeu de Normalização, 2010.
- [16] J. o. C. S. Research, "Optimal design of long-span steel portal frames using fabricated beams," vol. 104, 2014.
- [17] T. N. Engenharia, "Takao Nakamoto Engenharia&Consultoria," 2 Junho 2016. [Online]. Available: <http://takaonakamoto.blogspot.pt/>.
- [18] S. Graham Raven, "Scheme development: Overview of structural systems for single-storey buildings," 2006.
- [19] Point dos Toldos, "Point dos Toldos," [Online].
- [20] B&H Buildings, "B&H Buildings," [Online].
- [21] A. B. P. Le Chaffotec, "Scheme development: Purlin structure design," 2015.
- [22] Alaço, [Online]. Available: <http://www.alaco.pt/>.
- [23] G. Raven, "Scheme development: Overview of structural systems for single-storey buildings".
- [24] Orçamentos.eu, "Orçamentos na construção civil," [Online]. Available: <http://orcamentos.eu/>.

ANEXO



Instituto Superior de Engenharia do Porto

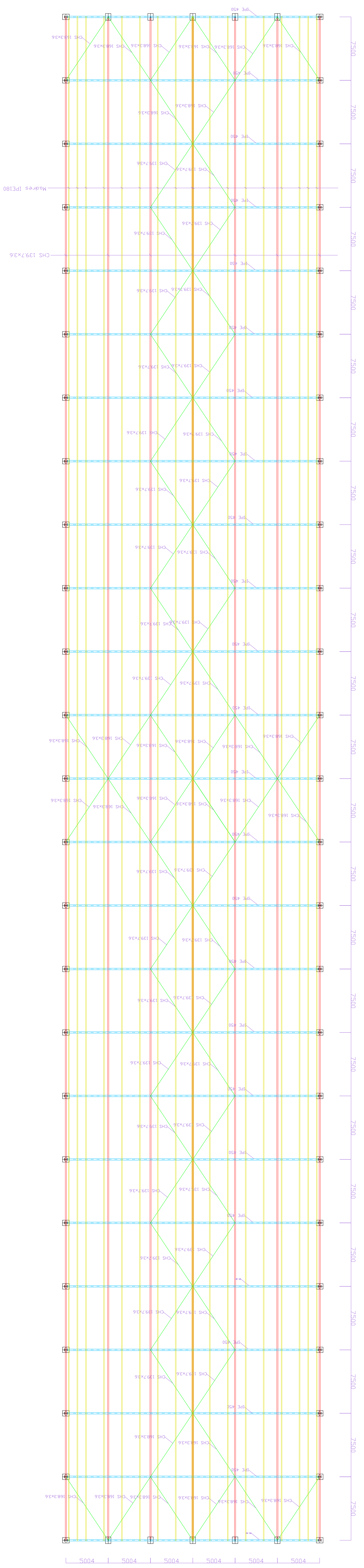
Juliana da Conceição Maia Pinheiro

Peças Desenhadas

TÉCNICO	
ESCALA	PROJECIONAMENTO
1/250	DESIGNADO
DATA	N.º
OUT/2016	P - 01

Plantas de Chumbadores

Obs.



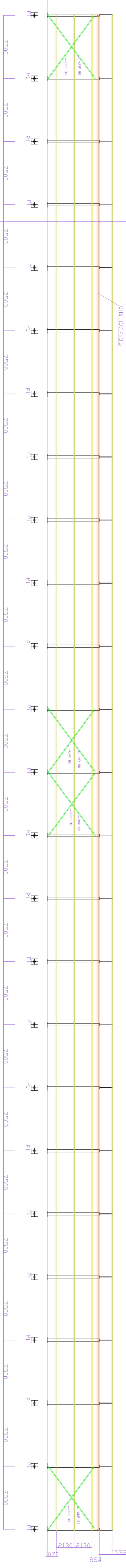
Instituto Superior de Engenharia do Porto

Juliana da Conceição Maia Pinheiro

Peças Desenhadas

ESCALA	PROJETO	TECNICO
1/250	DATA	P - 02
OBS.	OUT/2016	NLM

Planta da Cobertura



Moldes IPE 180



Instituto Superior de Engenharia do Porto

Juliana da Conceição Maia Pinheiro

Peças Desenhadas

TECNICO

PROFESSOR

Alçado Lateral

PROFESSOR

DATA P - 03

1/250

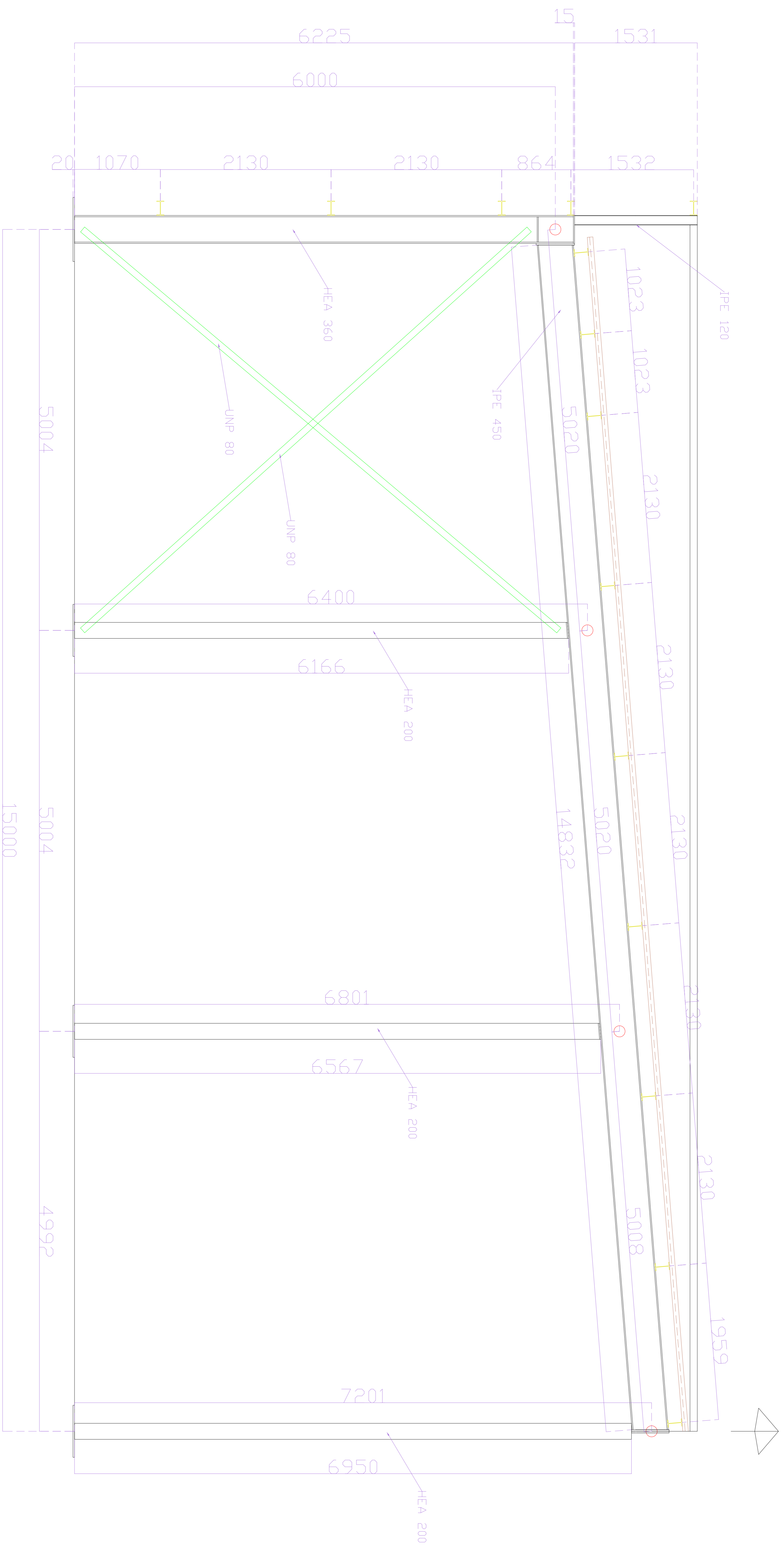
OUT/2016


Obs.

NIM



Juliana da Conceição Maia Pinheiro		TÉCNICA	
Peças Desenhadas		ESCALA	PROJEÇÃO
Pórtico Tipo 1		1/25	ACORDADA
OUC/2016		DATA	NUM.
P - 04			



 ISEP Instituto Superior de Engenharia do Porto		Peças Desenhadas		TECNICO	
		Juliana da Conceição Maia Pinheiro		ESCOLA PROJETADO DATA 1/25 DATA OUT/2016 P - 05 N.º	
Peças Desenhadas Pórtico Tipo 2		ESCOLA PROJETADO DATA 1/25 DATA OUT/2016 P - 05 N.º		ESCOLA PROJETADO DATA 1/25 DATA OUT/2016 P - 05 N.º	