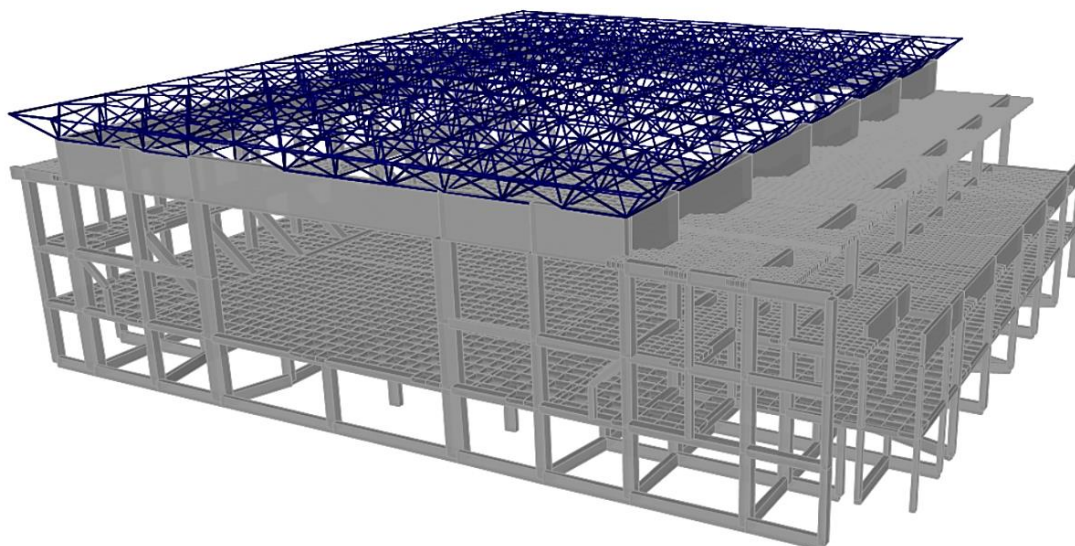




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



PROJETO DE ESTRUTURAS E FUNDAÇÕES DE UM PAVILHÃO MULTIUSOS

RAFAEL BAPTISTA VASQUES

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
Área de Especialização de Estruturas

Orientador (es):

Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião
Licenciado Paulo Gil de Figueiredo Tavares Pedro

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho
Doutora Ana Rita Faria Conceição de Sousa Gião

Novembro de 2018

DEDICATÓRIA

À minha avó M.^a Amélia

AGRADECIMENTOS

Este trabalho final de mestrado não seria possível sem a contribuição e o apoio de várias pessoas, presto um pequeno agradecimento ao seu grande contributo não só para a realização deste projeto, mas também durante todo o meu percurso académico.

Em primeiro lugar, um agradecimento especial à minha família por todo o esforço que fizeram e condições que me deram, ao longo destes anos, para que eu pudesse ter a melhor educação possível, bem como o apoio incondicional que me deram durante todo este percurso.

Aos meus orientadores, por todo o conhecimento e valores transmitidos que serão certamente aplicados na minha vida profissional, bem como a sua enorme disponibilidade em orientar-me perante as dificuldades com que me deparei ao longo do projeto.

Ao Centro Recreativo e Cultural da Quinta dos Lombos pelo fornecimento do projeto de arquitetura, sem o qual este trabalho não teria sido possível.

Por último, um agradecimento a todos os meus colegas e amigos, em especial, ao meu irmão de armas, Sérgio Gomes, que me acompanharam durante esta jornada e tornaram mais fáceis as longas horas de trabalho durante o curso.

RESUMO

O presente documento refere-se a um trabalho final de mestrado cujo objetivo é a realização do projeto de estruturas e fundações de um edifício em estrutura de betão armado e metálica que desempenha a função de um pavilhão multiusos, localizado na Quinta dos Lombos em Carcavelos.

Este projeto engloba várias fases, começando pela conceção estrutural, realizado tendo por base os elementos de arquitetura fornecidos, o dimensionamento e a pormenorização dos vários elementos estruturais. Para tal, são aplicadas as diretrizes dispostas nas normas europeias constituídas pelos Eurocódigos.

A modelação deste edifício foi realizada recorrendo a um programa de cálculo automático de elementos finitos. Desenvolveu-se uma análise sísmica detalhada, sendo que a ação dos sismos sobre a estrutura é de uma relevância notável. Os critérios gerais de dimensionamento dos elementos estruturais, que compreendem as hipóteses de cálculo admitidas para a verificação dos estados limite, são apresentados nos cálculos justificativos.

O edifício apresenta determinadas particularidades, tais como uma estrutura metálica espacial e uma estrutura de betão armado, permitindo assim uma análise de estruturas constituídas por materiais diferentes e conseqüentemente ações condicionantes distintas, como a ação sísmica, vento e temperatura.

Tratando-se de um pavilhão multiusos, a estrutura está sujeita a sobrecargas devido a uma grande concentração de pessoas, permitindo assim ao projetista um contato com elevados valores de cargas que não são frequentes numa estrutura de um edifício habitacional regular. Dada a utilização do edifício e a sua disposição arquitetónica, recorreu-se a juntas estruturais para separar os blocos de apoio do bloco correspondente ao campo de jogos. Este último foi objeto de estudo do presente trabalho final de mestrado, correspondendo à zona das bancadas e a área dos balneários. Na zona central face às exigências de pé direito do campo de jogos, a ligação aos blocos laterais é feita através de dois pórticos laterais que servem de apoio à cobertura metálica. A modelação da ligação da estrutura metálica de cobertura à estrutura de betão mostra alguma complexidade, nomeadamente ao nível da ligação à estrutura de betão armado, feita sobre uma viga invertida com uma altura notável.

Palavras-chave: projeto de estruturas; betão armado; estrutura metálica; eurocódigos; análise sísmica.

ABSTRACT

This document refers to a structure and foundations design of a building corresponding to a sports hall in reinforced concrete and metallic structure, located in Quinta dos Lombos, Carcavelos.

This project includes several phases, starting with the structural solution conception, based on the provided architectural project, the design and the subsequent detailing of all structural elements. Therefore, the guidelines set out in the European standards established by the Eurocodes were applied.

For the modeling of this building it was adopted a structural design software based on the finite element method. It was performed a detailed seismic analysis due to the relevance of the earthquakes effect on reinforced concrete structures. The general criteria used in the structural design, as well as the calculation hypotheses considered in the design for the limit states, are presented in this document.

The building has some singularities such as a metallic spatial structure connected to a reinforced concrete structure, contributing to the structural analysis of different materials and consequent most influential actions such as seismic action, wind and temperature.

This structure, being a sports hall, is subject to loads due to a large concentration of people in the premises, allowing the engineer to gain experience with load values that are unusual in a structure of a residential building. Considering the architectural design and the use of the building, expansion joints were applied, dividing the staff and gym blocks from the sports field block. This last one refers to the subject of this project, containing the stands and the locker rooms area. Due to the ceiling height requisitions in the sports field area, the connection between the side blocks is ensured by two side frames which support the metallic spatial structure. The modeling of the connection between the reinforced concrete structure and the metallic structure on the top of inverted high beams turn out to be difficult to represent.

Keywords: structural design; reinforced concrete; metal structure; eurocode; seismic analysis.

ÍNDICE

1.	Enquadramento Geral.....	1
1.1.	Considerações Gerais.....	1
1.2.	Objetivo.....	2
1.3.	Estrutura.....	2
2.	Descrição do Edifício.....	5
2.1.	Localização.....	5
2.2.	Caracterização do edifício relativamente às bases arquitetónicas.....	5
2.3.	Condicionamentos gerais do projeto.....	9
2.4.	Solução estrutural.....	9
2.5.	Geologia e fundações.....	11
3.	Bases de Projeto.....	13
3.1.	Materiais.....	13
3.1.1.	Betão.....	13
3.1.2.	Aço.....	14
3.2.	Ações.....	15
3.3.	Combinações de Ações.....	42
4.	Critérios Gerais de Dimensionamento.....	45
4.1.	Estados Limite Últimos.....	45
4.1.1.	Estrutura Metálica.....	45
4.1.2.	Estrutura em Betão Armado.....	56
4.1.2.1.	Regras de pormenorização.....	57
4.1.2.2.	Lajes.....	64
4.1.2.3.	Vigas.....	69
4.1.2.4.	Pilares.....	79
4.1.2.5.	Escadas.....	88
4.1.2.6.	Muros de contenção.....	89
4.1.2.7.	Fundações.....	91
4.2.	Estados Limite de Utilização.....	98
4.2.1.	Estrutura Metálica.....	98
4.2.2.	Estrutura em Betão Armado.....	100
5.	Pré-Dimensionamento.....	105
5.1.	Estrutura Metálica de Cobertura.....	105
5.2.	Estrutura em Betão Armado.....	105
6.	Modelação.....	109
7.	Análise Sísmica.....	115

7.1.	Princípios Básicos de Conceção.....	115
7.2.	Elementos Sísmicos Primários e Secundários.....	116
7.3.	Sistemas Estruturais	116
7.4.	Classes de Ductilidade	117
7.5.	Regularidade Estrutural.....	118
7.5.1.	Regularidade em Planta.....	119
7.5.2.	Regularidade em Altura	125
7.6.	Classificação do Sistema Estrutural	127
7.7.	Coeficiente de Comportamento.....	128
7.8.	Espectro de Cálculo.....	129
7.9.	Análise Modal por Espectro de Resposta.....	130
7.10.	Efeitos de Torção	132
7.11.	Efeitos de 2ª Ordem.....	135
8.	Dimensionamento.....	139
8.1.	Estados Limite Últimos.....	139
8.1.1.	Estrutura Metálica de Cobertura.....	139
8.1.2.	Estrutura em Betão Armado	143
8.1.2.1.	Lajes	143
8.1.2.2.	Vigas	146
8.1.2.3.	Pilares	150
8.1.2.4.	Escadas	156
8.1.2.5.	Muros de Contenção.....	161
8.1.2.6.	Fundações.....	163
8.2.	Estados Limite de Utilização.....	167
8.2.1.	Estrutura Metálica de Cobertura.....	167
8.2.2.	Estrutura em Betão Armado	167
9.	Conclusões	171
	Referências Bibliográficas	173
	Bibliografia	175

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Localização do edifício (Google Earth).....	5
Figura 2 - Planta de Implantação.....	6
Figura 3 - Planta da Cave.....	7
Figura 4 - Planta do Piso 0.....	7
Figura 5 – Planta do Piso 1.....	8
Figura 6 - Planta de Cobertura.....	9
Figura 7 - RCP de pavimento no piso 0.....	18
Figura 8 - RCP de pavimento no piso 1.....	19
Figura 9 - RCP de pavimento na cobertura inferior.....	19
Figura 10 - Pressão exercida em superfícies (CEN, 2010a).....	28
Figura 11 - Zonas em coberturas de quatro vertentes (CEN, 2010a).....	30
Figura 12 - Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas (CEN, 2010a).....	31
Figura 13 - Zonas em paredes verticais (CEN, 2010a).....	33
Figura 14 - Zonamento sísmico para Portugal Continental (CEN, 2010d).....	36
Figura 15 - Espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1.....	41
Figura 16 - Espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 2.....	41
Figura 17 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (CEN, 2010c).....	46
Figura 18 - Sistema de ligação de estruturas metálicas Mero (Barbour Product Search).....	54
Figura 19 - Elementos que constituem a ligação (Tien T. Lan, 1999).....	55
Figura 20 - Geometria da esfera metálica (Tien T. Lan, 1999).....	56
Figura 21 - Modelo para a verificação do punçoamento (CEN, 2010b).....	66
Figura 22 – Primeiro perímetro de controlo u_1 (CEN, 2010b).....	67
Figura 23 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas ligadas a pilares (CEN, 2010d).....	70
Figura 24 - Disposições complementares para a amarração de armaduras nos nós viga-pilar (CEN, 2010d).....	73
Figura 25 - Armaduras transversais em vigas sísmicas primárias (CEN, 2010d).....	76
Figura 26 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (CEN, 2010d).....	77
Figura 27 - Contribuição das armaduras e da viga e da laje para o momento resistente real da viga sísmica (Costa, 2011).....	79
Figura 28 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (CEN, 2010d).....	85
Figura 29 - Método simplificado da determinação da tensão transmitida ao solo por uma sapata.....	93
Figura 30 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas centradas.....	94
Figura 31 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas excêntricas sem vigas de fundação e com $e=M/Nb>a/4$	95
Figura 32 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas excêntricas sem vigas de fundação e com $e=M/Nb\leq a/4$	95
Figura 33 - Modelo de cálculo das sapatas dos muros de suporte.....	97
Figura 34 - Deslocamentos verticais a considerar (CEN, 2010c).....	99
Figura 35 - Grelha tridimensional do modelo de cálculo.....	109
Figura 36 - Modelação da estrutura metálica de cobertura.....	111
Figura 37 - Comparação entre momentos flectores da viga relativamente à discretização da laje.....	112
Figura 38 - Modelo tridimensional do pavilhão multiusos.....	114
Figura 39 – Identificação das unidades dinamicamente independentes do edifício no piso 1 e na cobertura inferior respetivamente.....	119
Figura 40 - Centro de massa e centro de rigidez do piso 1 de cada bloco do edifício.....	122

Figura 41 - Centro de massa e centro de rigidez da cobertura inferior de cada bloco do edifício	123
Figura 42 - Critérios de regularidade de edifícios com recuos (CEN, 2010d)	126
Figura 43 - Espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo 1	130
Figura 44 - Espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo 2	130
Figura 45 - Armadura longitudinal inferior da laje do piso 1 para a combinação fundamental de ações	144
Figura 46 – Verificação do esforço transversal na laje do piso 1	145
Figura 47 - Representação da viga V.1.9.1 em planta	146
Figura 48 - Esquema, em planta, do pilar 85 na laje do piso 1 (esquerda) e na laje da cobertura inferior (direita)	150
Figura 49 - Pormenorização da secção transversal do pilar 85	154
Figura 50 - Verificação da segurança dos pilares através do SAP2000	156
Figura 51 - Modelo de cálculo da escada nº1	157
Figura 52 - Modelo de cálculo da escada nº2	157
Figura 53 - Esquema de carregamento da escada nº1	158
Figura 54 - Esquema de carregamento da escada nº2	158
Figura 55 - Modelo de cálculo dos muros de suporte do edifício	162
Figura 56 - Deslocamentos verticais da laje do piso 1 para a combinação de ações quase-permanente	168

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades do betão	14
Tabela 2 - Propriedades do aço A400 NR SD.....	14
Tabela 3 – Propriedades do aço S275 JR	15
Tabela 4 – Propriedades dos parafusos C 8.8.....	15
Tabela 5 - Pesos Próprios dos Materiais	16
Tabela 6 - Restantes Cargas Permanentes na Cobertura Metálica	17
Tabela 7 - Restantes cargas permanentes da estrutura principal	17
Tabela 8 - Valor das sobrecargas de pavimento.....	21
Tabela 9 - Características do terreno de aterro.....	21
Tabela 10 - Variações uniformes de temperatura.....	23
Tabela 11 - Categorias de terreno e respetivos parâmetros.....	25
Tabela 12 - Cálculo da velocidade média do vento.....	26
Tabela 13 - Coeficiente de pressão exterior para coberturas de quatro vertentes de edifícios....	29
Tabela 14 - Dimensões das zonas carregadas para a direção $\theta=0^\circ$	29
Tabela 15 - Dimensões das zonas carregada para a direção $\theta=90^\circ$	29
Tabela 16 - Pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores na direção $\theta=0^\circ$	30
Tabela 17 - Pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores na direção $\theta=90^\circ$	31
Tabela 18 – Pressão exercida pelo vento em superfícies interiores em ambas as direções.....	32
Tabela 19 - Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular.....	32
Tabela 20 - Dimensões das zonas carregada para ambas as direções	34
Tabela 21 - Pressão exterior exercida na platibanda para a direção $\theta=0^\circ$	34
Tabela 22 - Pressão exterior exercida na platibanda para a direção $\theta=90^\circ$	34
Tabela 23 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas.....	37
Tabela 24 - Classes de importância para os edifícios.....	37
Tabela 25 - Coeficientes de importância γ_I	38
Tabela 26 - Valores do coeficiente de importância e da aceleração à superfície para os dois tipos de ação sísmica.....	38
Tabela 27 - Coeficiente de solo.....	39
Tabela 28 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico	40
Tabela 29 - Coeficientes de combinação para edifícios	44
Tabela 30 - Coeficientes parciais de segurança.....	44
Tabela 31 - Curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2010c).....	50
Tabela 32 - Fator de imperfeição α para cada curva de encurvadura.....	50
Tabela 33 - Valores de $N_{Rk}=f_y A_i$, $M_{i,Rk}=f_y W_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$	52
Tabela 34 - Fatores de interação k_{ij} em elementos não suscetíveis de sofrer deformações de torção segundo o Método 2 (CEN, 2010c).....	53
Tabela 35 - Coeficientes de momento uniforme equivalente C_{mi} (CEN, 2010c).....	54
Tabela 36 - Recobrimento das armaduras	59
Tabela 37 - Diâmetro mínimo de dobragem dos varões para cotovelos, ganchos e laços	60
Tabela 38 - Comprimento de amarração de referência	61
Tabela 39 - Comprimento de amarração de cálculo.....	62
Tabela 40 - Comprimentos de emenda de armaduras	64
Tabela 41 - Fatores de ductilidade em curvatura	71
Tabela 42 - Expoente para a verificação da flexão desviada.....	83
Tabela 43 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais	100
Tabela 44 - Espaçamento máximo de varões para controlo da fendilhação.....	101
Tabela 45 - Espessura das lajes	106
Tabela 46 - Espessura das lajes de escada.....	106
Tabela 47 - Consequências de regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	118
Tabela 48 - Esbelteza de cada bloco do edifício	121

Tabela 49 - Excentricidade estrutural de cada bloco para cada piso	122
Tabela 50 - Raio de torção segundo as duas direções de cada bloco para cada piso	124
Tabela 51 - Raio de giração de cada bloco para cada piso	124
Tabela 52 - Verificação das condições do raio de torção e raio de giração	125
Tabela 53 - Verificação das condições de edifícios com recuos para o bloco 1	127
Tabela 54 - Verificação das condições de edifícios com recuos para o bloco 2	127
Tabela 55 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura	128
Tabela 56 - Fatores de participação modal.....	131
Tabela 57 - Excentricidade accidental para cada piso	132
Tabela 58 - Força de corte basal para cada direção.....	134
Tabela 59 - Forças horizontais atuantes em cada piso para cada direção.....	134
Tabela 60 - Momentos torsores de eixo vertical atuantes em cada piso	135
Tabela 61 - Deslocamentos relativos entre pisos para a ação sísmica do tipo 1	136
Tabela 62 - Deslocamentos relativos entre pisos para a ação sísmica do tipo 2	136
Tabela 63 - Coeficientes de sensibilidade para a ação sísmica do tipo 1	137
Tabela 64 - Coeficientes de sensibilidade para a ação sísmica do tipo 2.....	137
Tabela 65 - Propriedades da secção transversal dos perfis metálicos	140
Tabela 66 - Classificação da secção transversal.....	140
Tabela 67 - Resistência ao esforço axial de tração.....	140
Tabela 68 - Resistência ao esforço axial de compressão.....	141
Tabela 69 - Resistência ao esforço transversal.....	141
Tabela 70 - Verificação da dispensa da verificação à encurvadura por compressão	141
Tabela 71 - Verificação da segurança à encurvadura por compressão uniforme	142
Tabela 72 - Resistência à Flexão.....	142
Tabela 73 - Resistência à Flexão Composta.....	142
Tabela 74 - Cálculo dos Coeficientes de momento uniforme equivalente	142
Tabela 75 - Verificação do elemento à flexão composta (Coluna-Viga)	143
Tabela 76 - Dimensionamento da esfera metálica.....	143
Tabela 77 - Armadura mínima e máxima para as lajes maciças	143
Tabela 78 - Valor de cálculo do esforço transversal resistente para as lajes maciças.....	145
Tabela 79 - Verificação da tensão máxima de punçoamento na área carregada	146
Tabela 80 - Verificação da tensão de punçoamento no primeiro perímetro de controlo u_1	146
Tabela 81 - Características da viga V.1.9.1.....	147
Tabela 82 - Armaduras mínimas e máximas para a secção transversal da viga V.1.9.1	147
Tabela 83 - Armadura longitudinal inferior da viga V.1.9.1.....	147
Tabela 84 - Armadura longitudinal superior da viga V.1.9.1.....	147
Tabela 85 - Valores dos momentos resistentes da viga V.1.9.1	148
Tabela 86 - Verificação da condição de ductilidade local relativamente à armadura de tração e compressão dispostas na viga V.1.9.1.....	148
Tabela 87 - Verificação da condição de ductilidade local relativamente à taxa de armadura de tração disposta na viga V.1.9.1	148
Tabela 88 - Esforço transversal presente na viga V.1.9.1	148
Tabela 89 - Armadura de esforço transversal para a viga V.1.9.1	149
Tabela 90 - Comparação entre a área de armadura obtida pelo cálculo analítico e a área de armadura obtida através do programa SAP2000.....	149
Tabela 91 - Espaçamento máximo de varões transversais na zona crítica, de acordo com o EC8, para a viga V.1.9.1	150
Tabela 92 - Propriedades da secção transversal do pilar 85.....	150
Tabela 93 - Equilíbrio do nó 2 do pilar 85 para a condição de pilar forte-viga fraca	151
Tabela 94 - Redistribuição de momentos do pilar 85.....	151
Tabela 95 - Cálculo da armadura longitudinal do pilar 85.....	152
Tabela 96 - Cálculo do momento resistente real do pilar 85.....	152
Tabela 97 - Verificação da condição de flexão desviada para o pilar 85	153
Tabela 98 - Cálculo das armaduras transversais para o pilar 85.....	154

Tabela 99 - Verificação das condições de ductilidade local para o pilar 85	155
Tabela 100 - Cargas aplicadas nas escadas nº1 e nº2 do edifício	159
Tabela 101 - Propriedades da secção transversal das escadas.....	160
Tabela 102 - Armadura longitudinal inferior para cada troço das escadas	160
Tabela 103 - Armadura longitudinal superior para cada troço das escadas	160
Tabela 104 - Armadura de distribuição inferior para cada troço das escadas	160
Tabela 105 - Armadura de distribuição superior para cada troço das escadas	161
Tabela 106 - Verificação do esforço transverso para cada troço de escadas.....	161
Tabela 107 - Cargas atuantes para cada muro de suporte	162
Tabela 108 - Armadura mínima e máxima da secção transversal dos muros	162
Tabela 109 - Armadura de momentos positivos para cada muro de suporte.....	163
Tabela 110 - Armadura de momentos negativos para cada muro de suporte.....	163
Tabela 111 - Verificação do esforço transverso em cada muro de suporte	163
Tabela 112 - Armadura horizontal dos muros de suporte	163
Tabela 113 - Pré-dimensionamento das sapatas de fundação	164
Tabela 114 – Cálculo das excentricidades	164
Tabela 115 - Verificação das fundações à rotura por corte ou punçoamento do solo.....	164
Tabela 116 - Cálculo do esforço axial na base da sapata centrada.....	165
Tabela 117 - Cálculo das armaduras da sapata centrada.....	165
Tabela 118 - Dimensionamento da sapata isolada excêntrica - Pt.I.....	165
Tabela 119 - Dimensionamento da sapata isolada excêntrica - Pt.II.....	165
Tabela 120 - Cálculo do esforço axial na base da sapata do pilar P63.....	165
Tabela 121 - Cálculo das armaduras da sapata do pilar P63	166
Tabela 122 - Cálculo do esforço axial na base da sapata do pilar P47.....	166
Tabela 123 - Cálculo das armaduras da sapata do pilar P47	166
Tabela 124 – Cálculo da força no tirante de armadura horizontal junto à base da sapata do muro de suporte nascente segundo a direção y.....	166
Tabela 125 – Cálculo da armadura da sapata do muro de suporte nascente segundo a direção y	167
Tabela 126 – Verificação dos deslocamentos verticais da estrutura metálica de cobertura.....	167
Tabela 127 - Momento de fendilhação do local da laje do piso 1 com a máxima flecha elástica	168
Tabela 128 - Verificação do estado limite de deformação para a laje do piso 1	169
Tabela 129 - Verificação do requisito de limitação de dano para cada bloco do edifício.....	170

SIMBOLOGIA

Letras maiúsculas do alfabeto latino

A	Área da secção transversal
A'	Área ativa da sapata
A _c	Área da secção de betão
A _{ct}	Área de betão tracionado
A _{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
A _{fr}	Área de superfície exterior paralela ao vento
A _{mín}	Área mínima da sapata
A _{pisso}	Área do piso em estudo
A _s	Área de armadura
A _s '	Área de armadura comprimida
A _{s,adot}	Área de armadura adotada
A _{s,c}	Área de armadura na zona comprimida
A _{s,calc}	Área de armadura calculada
A _{s,t}	Área de armadura na zona tracionada
A _{SL}	Área da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada
A _{sw}	Área de armadura transversal
A _{s,mín}	Área de armadura mínima
A _{s,máx}	Área de armadura máxima
A _v	Área resistente ao esforço transversal
C _{mi}	Coefficientes de momento uniforme equivalente
C _{rd,c}	Coefficiente que toma o valor recomendado de $0,18/\gamma_c$
D	Diâmetro do nó esférico
E	Módulo de elasticidade
E _{c,eff}	Valor do módulo de elasticidade efetivo do betão
E _{cm}	Valor do módulo de elasticidade secante do betão
E _s	Valor do módulo de elasticidade do aço
E _d	Valor de cálculo dos efeitos das ações específicas
E _{d,dst}	Valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes
E _{d,stb}	Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes
E _{Fd}	Valores de cálculo dos esforços nas sapatas
E _{F,G}	Efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação para a situação sísmica de cálculo
E _{F,E}	Efeito das ações resultantes da análise para a ação sísmica de cálculo
F	Força aplicada ou momento aplicado
F _i	Força horizontal atuante no piso i
F _b	Força de corte sísmica na base
F _{fr}	Forças de atrito na cobertura
F _{t,sd}	Força de tração na base da sapata
G	Módulo de torção
G _k	Valor característico de uma ação permanente
H	Altura da sapata
I	Inércia do elemento

I_I	Inércia da secção transversal para o estado não fendilhado
I_{II}	Inércia da secção transversal para o estado fendilhado
I_a	Impulso ativo
I_c	Momento de inércia da secção transversal
I_s	Raio de giração da massa do piso em planta
I_{sc}	Impulso do terreno devido à sobrecarga rodoviária
I_v	Intensidade da turbulência
I_{xi}	Inércia do elemento i segundo “ x ”
I_{yi}	Inércia do elemento i segundo “ y ”
K	Rigidez de torção ou de translação
K_θ	Rigidez de torção
K_a	Coefficiente de impulso ativo
K_i	Rigidez lateral na direção i
L	Comprimento do vão
L_i	Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica
L_{cr}	Comprimento de encurvadura
$L_{máx}$	Maior dimensão do edifício em planta
$L_{mín}$	Menor dimensão do edifício em planta
$M_{a,i}$	Momento torsor
M_{CR}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento fletor atuante
$M_{i,Ed}$	Momento fletor atuante na direção i
$M_{i,Rd}$	Momento fletor resistente na direção i
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente, reduzido pela interação com o esforço normal
$M_{pl,Rd}$	Momento plástico resistente da secção transversal
M_{QP}	Momento resultante da combinação quase permanente
$M_{Rb,i}$	Momento resistente da viga na seção i
$M_{Rc,i}$	Momento resistente do pilar na seção i
M_{xx}	Momento fletor em torno do eixo x
M_{yy}	Momento fletor em torno do eixo y
N_b	Esforço axial na base da sapata, ou seja, o esforço axial proveniente do pilar mais o esforço provocado pelo peso próprio da sapata
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido
N_{cr}	Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
$N_{pl,Rd}$	Esforço normal resistente plástico da secção bruta
N_{Rd}	Valor do esforço transversal resistente
N_{SPT}	Número de pancadas do ensaio de penetração dinâmico
$N_{t,Rd}$	Esforço normal resistente de tração
$P_{av.}$	Pavimento
P_i	Peso do elemento i
$PP_{lanço}$	Peso próprio do lanço das escadas
$PP_{lanço,proj}$	Peso próprio do lanço das escadas projetado
$PP_{p,ext}$	Peso próprio das paredes exteriores
$PP_{p,int}$	Peso próprio das paredes interiores

P_{Total}	Peso total do piso
P_{Tot}	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica
Q	Carga das paredes
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
R_d	Valor de cálculo da resistência correspondente
S	Coefficiente de solo
$S_d(T)$	Espectro de cálculo
$S_e(T)$	Espectro de resposta elástica
$S_{máx}$	Parâmetro de cálculo do coeficiente de solo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
T_0	Temperatura inicial do elemento estrutural
T_1	Período fundamental da estrutura
T_B	Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_C	Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante
T_D	Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamentos constantes
T_{in}	Temperatura do ambiente interior
T_k	Período de vibração do modo k
$T_{máx}$	Temperatura máxima
$T_{mín}$	Temperatura mínima
T_{NCR}	Período de retorno de referência da ação sísmica
T_{out}	Temperatura do ambiente exterior
$U_x[\%]$	Percentagem de massa mobilizada segundo uma translação em “x”
$U_y[\%]$	Percentagem de massa mobilizada segundo uma translação em “y”
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
V_{Ed}	Valor de esforço transversal atuante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente plástico
$V_{Rd,c}$	Valor do esforço transversal resistente sem armadura
$V_{Rd,max}$	Valor do esforço transversal resistente máximo
$V_{Rd,s}$	Valor de esforço transversal resistente
V_{tot}	Força de corte sísmica total no piso considerado
W_{el}	Módulo de flexão elástico da secção transversal
W_{pl}	Módulo de flexão plástico da secção transversal

Letras minúsculas do alfabeto latino

a_g	Valor da aceleração à superfície
a_{gR}	Valor da aceleração máxima de referência
a	Flecha Total
a'	Maior distância entre a face do pilar e a face da sapata
a_0	Flecha a curto prazo
a_∞	Flecha a longo prazo
a_c	Flecha elástica
a_I	Valor da flecha para o estado fendilhado
a_{II}	Valor da flecha para o estado não fendilhado
b	Medida segundo y da área da secção ativa da sapata

b_0	Largura do núcleo confinado de betão
b_c	Largura bruta da seção de betão
b_{eff}	Largura efetiva do banzo
b_i	Distância medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_t	Largura média da zona tracionada
b_w	Largura da alma da viga
b_y	Dimensão segundo o eixo y do pilar, correspondente à soma da dimensão do pilar nessa direção com 2d
b_z	Dimensão segundo o eixo z do pilar, correspondente à soma da dimensão do pilar nessa direção com 2d
c_{dir}	Coefficiente de direção
c_{fr}	Coefficiente de atrito
cl.	Cláusula
$c_{mín}$	Recobrimento mínimo
$c_{mín,b}$	Recobrimento mínimo para requisitos de aderência
$c_{mín,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
$c_{o(z)}$	Coefficiente de orografia
$c_{pe,1}$	Coefficientes de pressão locais
$c_{pe,10}$	Coefficientes de pressão globais
c_{pi}	Coefficientes de pressão interior
$c_{r(z)}$	Coefficiente de rugosidade
c_{season}	Coefficiente de sazão
c_u	Resistência ao corte não drenado do solo
d	Altura útil
d'	Recobrimento
d_{bl}	Diâmetro dos varões da armadura longitudinal
d_{bw}	Diâmetro dos varões da armadura transversal
d_e	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo
d_g	Dimensão máxima do agregado
d_i	Diâmetro dos parafusos
d_{min}	Distância mínima entre varões paralelos ou entre camadas de varões
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo
e_{0i}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i, perpendicular a direção de cálculo considerada
e_{ai}	Excentricidade acidental da massa do piso i
e_i	Excentricidade segundo um eixo i
f_{bd}	Tensão de rotura de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão aos 28 dias
f_{ck}	Valor da tensão de rotura à compressão no betão aos 28 dias
f_{ctd}	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$f_{ct,eff}$	Valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
f_{ub}	Valor da tensão última dos parafusos
f_{uk}	Valor da tensão última característica do aço

f_y	Tensão de cedência
f_{yb}	Valor da tensão de cedência dos parafusos
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência do aço
f_{ywd}	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço das armaduras
h	Altura entre pisos
h_0	Altura do núcleo confinado de betão
h_c	Maior dimensão da secção transversal do pilar
h_w	Altura de uma parede ou altura da secção transversal de uma viga
$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas
k	Coefficiente que tem em conta os diferentes sistemas de paredes estruturais
k_c	Coefficiente que tem em conta a distribuição das tensões na altura da secção
k_i	Coefficiente em função da relação entre a excentricidade da carga na sapata e a dimensão do pilar na direção i
k_{yy}	Fator de interação para a resistência de elementos à flexão composta da estrutura metálica
k_{yz}	Fator de interação para a resistência de elementos à flexão composta da estrutura metálica
k_{zy}	Fator de interação para a resistência de elementos à flexão composta da estrutura metálica
k_{zz}	Fator de interação para a resistência de elementos à flexão composta da estrutura metálica
k_I	Coefficiente de turbulência
k_r	Coefficiente de terreno
k_D	Coefficiente que depende da classe de ductilidade
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
l_0	Comprimento de sobreposição
$l_{0,min}$	Comprimento mínimo de sobreposição
$l_{bd,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
$l_{bd,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{bd,adotado}$	Comprimento de amarração adotado
l_{cl}	Comprimento livre
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração do piso em planta
m	Massa
$m_i; m_j$	Massa do elemento i e do elemento j
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
q_b	Pressão dinâmica de referência
q_d	Coefficiente de comportamento em deslocamento
q_p	Pressão dinâmica de pico
r_i	Raio de torção
s	Espaçamento das armaduras de esforço transverso
$s_{b,máx}$	Espaçamento longitudinal máximo das armaduras transversais, para varões inclinados
$s_{cl,máx}$	Espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar

$S_{l,m\acute{a}x}$	Espaçamento máximo entre estribos
$S_{m\acute{a}x}$	Espaçamento máximo das armaduras de esforço transverso
$S_{m\acute{a}x,slabs}$	Espaçamentos máximos dos varões nas lajes
$S_{t,m\acute{a}x}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
t_w	Espessura da secção transversal
u	Valor do deslocamento ou rotação
u_i	Valor do deslocamento segundo um eixo i
V_b	Valor de referência da velocidade do vento
$V_{b,0}$	Valor básico da velocidade de referência do vento
V_m	Velocidade média do vento
X_i	Coordenada “x” para o elemento i em relação ao referencial escolhido
$X_{CM,i}$	Coordenada segundo o eixo “x” do centro de massa do piso i .
$X_{CR,i}$	Coordenada segundo o eixo “x” do centro de rigidez do piso i .
$Y_{CM,i}$	Coordenada segundo o eixo “y” do centro de massa do piso i .
$Y_{CR,i}$	Coordenada segundo o eixo “y” do centro de rigidez do piso i .
X_u	Posição do eixo neutro
y_i	Coordenada “y” para o elemento i em relação ao referencial escolhido
w_e	Pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores
w_i	Pressão exercida pelo vento em superfícies interiores
w_k	Valor máximo de abertura de fendas
z	Braço do binário
z_0	Comprimento de rugosidade
$z_{0,II}$	Comprimento de rugosidade de um terreno de categoria II
z_e	Altura de referência para a pressão exterior
$z_i; z_j$	Altura das massas m_i e m_j acima do nível de fundação
$z_{m\acute{a}x}$	Altura máxima
$z_{m\acute{i}n}$	Altura mínima

Letras do alfabeto grego

α	Coeficiente de eficácia de confinamento
α	Fator de imperfeição em estruturas metálicas
α_1	Coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado
α_2	Coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo de betão
α_3	Coeficiente que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais
α_4	Coeficiente que tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo
α_5	Coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo
α_6	Coeficiente que toma o valor de $(\rho_l/25)^{0,5}$, no entanto, não é inferior a 1,0 nem superior a 1,5.
α_{ct}	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_{cw}	Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
α_n	Relação entre a área efetiva confinada e a área no interior das cintas

α_u	Valor pelo qual a ação sísmica de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
γ	Coefficiente de majoração
γ_1	Coefficiente de importância
γ_c	Peso volúmico do betão
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_{M0}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe
γ_{M1}	Coefficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_{Rd}	Coefficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências
γ_s	Peso volúmico do aço
γ_{solo}	Peso volúmico do solo
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Margem de segurança no cálculo do recobrimento
$\Delta c_{dur,st}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta c_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
Δc_{dev}	Margem de cálculo que tem em conta eventuais erros de execução no recobrimento
$\Delta M_{i,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta, segundo o eixo i
ΔT_u	Variação uniforme de temperatura
ϵ_{cu2}	Valor da extensão última do betão confinado à compressão
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
ζ	Coefficiente de distribuição
η	Coefficiente de correção de amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso
η_1	Coefficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem
η_2	Coefficiente relacionado com o diâmetro dos varões
θ	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
λ	Fator de correlação
$\bar{\lambda}$	Esbelteza normalizada
μ	Momento resistente reduzido
μ_\emptyset	Coefficiente de ductilidade em curvatura
ν	Coefficiente de redução da ação sísmica
ν_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ν_c	Coefficiente de Poisson betão
ν_d	Esforço normal reduzido
ν_s	Coefficiente de Poisson do aço
$\nu_{s,30}$	Velocidade média das ondas de corte no solo
ξ	Coefficiente de amortecimento estrutural
ρ	Taxa de armadura na zona tracionada
ρ'	Taxa de armadura na zona comprimida
$\rho_{m\acute{a}x}$	Taxa de armadura máxima na zona tracionada
$\rho_{m\acute{i}n}$	Taxa de armadura mínima na zona tracionada

ρ_w	Taxa de armadura de esforço transverso
$\rho_{w,mín}$	Taxa de armadura mínima de esforço transverso
σ_{adm}	Tensão admissível
σ_s	Tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da fendilhação
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração
σ_{solo}	Tensão que a sapata transmite ao terreno
σ_v	Desvio padrão da turbulência
ϕ	Diâmetro dos varões
$\Phi_{m,mín}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
$\varphi(\infty, t_0)$	Coefficiente de fluência
χ	Coefficiente de redução para o modo de encurvadura relevante
χ_{LT}	Coefficiente de redução para a encurvadura lateral
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coefficientes de combinação
ω	Percentagem mecânica de armadura
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas
Ω	Valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F considerado

Siglas

CEN	Comité Europeu de Normalização
CQC	Combinação quadrática completa
DCL	Classe de ductilidade baixa
DCM	Classe de ductilidade média
DCH	Classe de ductilidade alta
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC2	Eurocódigo 2
EC3	Eurocódigo 3
EC8	Eurocódigo 8
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Serviço (Utilização)
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NA	Anexo Nacional
RCP	Restante carga permanente
SC	Sobrecarga
SRSS	Raiz quadrada da soma dos quadrados

1. ENQUADRAMENTO GERAL

1.1. Considerações Gerais

O presente trabalho final de curso de mestrado em engenharia civil do Instituto Superior de Engenharia de Lisboa refere-se à execução de um projeto de estruturas e fundações de um edifício, com a função de pavilhão multiusos situado em Carcavelos, enquadrando-se assim na área de especialização de estruturas. O projeto irá ser desenvolvido com recurso ao programa de cálculo automático *SAP2000* e de acordo com as Normas Europeias, tendo como base o projeto de arquitetura fornecido.

Apesar de só no século XX ter surgido uma teoria que explicasse o fenómeno dos sismos de forma racional, a teoria da tectónica de placas, os sismos são alvos de estudo há muitos anos. Nas últimas décadas, várias áreas da ciência desenvolveram-se significativamente face ao avanço tecnológico que se tem sentido e a engenharia civil não é exceção. A necessidade de compreender melhor o comportamento de uma estrutura sujeita a vários tipos de ações é uma constante neste domínio. Desta forma, assume particular destaque a ação sísmica, de difícil caracterização, devido não só à impossibilidade de prever a sua ocorrência, mas também quanto à intensidade com que afeta as estruturas. O seu entendimento provém essencialmente do estudo de eventos sísmicos ocorridos anteriormente e da vasta investigação que se faz na área, pelo que tem uma grande margem de progressão.

Sendo assim, tenta-se intervir no comportamento estrutural, avaliando a sua capacidade resistente e danos das estruturas, conferindo um comportamento adequado à ação sísmica. Posto isto, nas últimas décadas, tem-se evoluído no sentido de prever o comportamento estrutural e respetivas consequências do efeito da ação sísmica.

Face ao carácter inevitável do efeito da ação sísmica nas edificações, é consensual que se deve projetar e construir os edifícios com vista a apresentar um comportamento adequado, de acordo com as normas em vigor. Tendo por base soluções técnicas e economicamente sustentáveis, as normas recentes estabelecem diretrizes que assentam em princípios como a limitação do dano e a não ocorrência de colapso da estrutura, de modo a salvaguardar a vida humana. O dimensionamento é feito de forma a garantir que as estruturas têm capacidade de deformação e evitar roturas frágeis, ou seja, tirando partido da ductilidade da estrutura. A aplicação deste pressuposto exige procedimentos de cálculo complexos, justificando a necessidade de retratar este assunto ao nível da realização de um trabalho final de mestrado.

As Normas Europeias, mais conhecidas por Eurocódigos, são constituídas por uma série de documentos que estabelecem requisitos e princípios a adotar no dimensionamento de edifícios

e outras obras de engenharia civil. No presente trabalho foram utilizados os seguintes Eurocódigos:

- Eurocódigo 0 – Bases para projeto de estruturas (CEN, 2009a);
- Eurocódigo 1 – Ações em estruturas (CEN, 2009b);
- Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão armado (CEN, 2010b);
- Eurocódigo 3 – Projeto de estruturas metálicas (CEN, 2010c);
- Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos (CEN, 2010d).

1.2. Objetivo

Este trabalho tem como objetivo principal o desenvolvimento de um projeto de estruturas e fundações de um edifício destinado a um Pavilhão Multiusos, localizado em Cascais, mais concretamente em Carcavelos, na Quinta dos Lombos. O edifício é constituído por uma superestrutura em betão armado onde assenta uma cobertura metálica. A finalidade do trabalho é dimensionar o edifício de acordo com as Normas Europeias e com recurso ao software de cálculo automático *SAP2000*, apresentando-se no final todas as peças desenhadas com todas as especificações necessárias para que o projeto possa ser executado em obra.

1.3. Estrutura

Com o intuito de complementar este enquadramento geral é apresentado um breve resumo da estrutura deste trabalho final de mestrado, ou seja, a ordem e o conteúdo apresentado nos capítulos que constituem o trabalho proposto. Este trabalho divide-se em duas partes distintas, as peças escritas e as peças desenhadas. A primeira divide-se em 8 capítulos mais anexos de cálculo, a segunda é constituída por desenhos de arquitetura e pelos desenhos do projeto de estruturas e fundações.

O primeiro capítulo da parte escrita procura fazer uma introdução geral ao tema, referindo os objetivos propostos e alguns dados essenciais ao bom entendimento do projeto a desenvolver. No segundo capítulo é feita uma breve caracterização do edifício e da estrutura do mesmo relativamente às bases arquitetónicas, que condiciona a escolha da solução estrutural proposta de modo a garantir a segurança do edifício quando sujeito às ações consideradas. Face ao edifício em questão, um pavilhão multiusos que apresenta uma disposição de espaços muito própria, a solução assenta essencialmente na disposição dos diferentes elementos estruturais. No terceiro capítulo são estabelecidas as bases de projeto, descrevendo os materiais constituintes da estrutura e as ações a que esta estará sujeita, bem como as combinações de ações dispostas no EC1.

Os critérios gerais de dimensionamento, descritos no quarto capítulo, apresentam todas as hipóteses de cálculo para a verificação da segurança que sustentam o dimensionamento de todos os elementos estruturais, sejam eles da estrutura em betão armado ou da estrutura metálica da cobertura. O dimensionamento segue as indicações dos Eurocódigos, de modo a que a estrutura verifique a segurança aos vários estados limite apresentados no EC0.

Com a definição da solução estrutural concluída, é feito um pré-dimensionamento dos elementos estruturais no quinto capítulo, recorrendo a regras semi-empíricas que assentam na verificação das condições exigidas.

No sexto capítulo é descrita a modelação computacional referindo-se todas as simplificações adotadas para a simulação da estrutura através de um modelo computacional que simule corretamente os fenómenos físicos relevantes no comportamento real da estrutura.

A análise sísmica descrita no sétimo capítulo compreende a análise modal, a verificação da regularidade estrutural do edifício, em planta e em altura, de acordo com os critérios de regularidade estipulados no EC8, a definição do coeficiente de comportamento, a caracterização dos espectros de resposta de cálculo, bem como o estudo dos efeitos de torção.

Finalmente são apresentados, no oitavo capítulo, os resultados relativamente ao dimensionamento da estrutura, de acordo com os critérios apresentados no quarto capítulo. Por último, no nono capítulo, são sintetizadas as conclusões retiradas da elaboração do trabalho.

Na secção das peças desenhadas apresenta-se primeiramente o projeto de arquitetura, que serve de base ao projeto de estruturas e fundações a ser executado. Estes desenhos incluem plantas, cortes e alçados do edifício, de modo a permitir a interpretação pretendida pela especialidade de arquitetura. Segue-se então as peças desenhadas do projeto de execução de estruturas e fundações que devem conter todos os elementos necessários à execução do projeto em obra, ou seja, plantas de identificação estrutural, pormenorização de vigas, pilares, paredes e lajes, pormenorização das fundações, das escadas e da estrutura metálica de cobertura.

2. DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

2.1. Localização

O presente trabalho refere-se ao projeto de execução de um pavilhão multiusos localizado na Rua da Feitoria em Carcavelos, concelho de Cascais, apresentado na Figura 1. É limitado a Norte pela linha ferroviária que faz a ligação Cascais-Cais do Sodré, a Nascente pela Fundição de Oeiras, a Poente por urbanizações com função habitacional e a Sul por terreno baldio. Encontra-se a cerca de 1,5 km do mar e a cerca de 2 km da autoestrada A5. O terreno tem cerca de 10.644,80 m² em categoria de espaço urbanizável de Média Densidade.

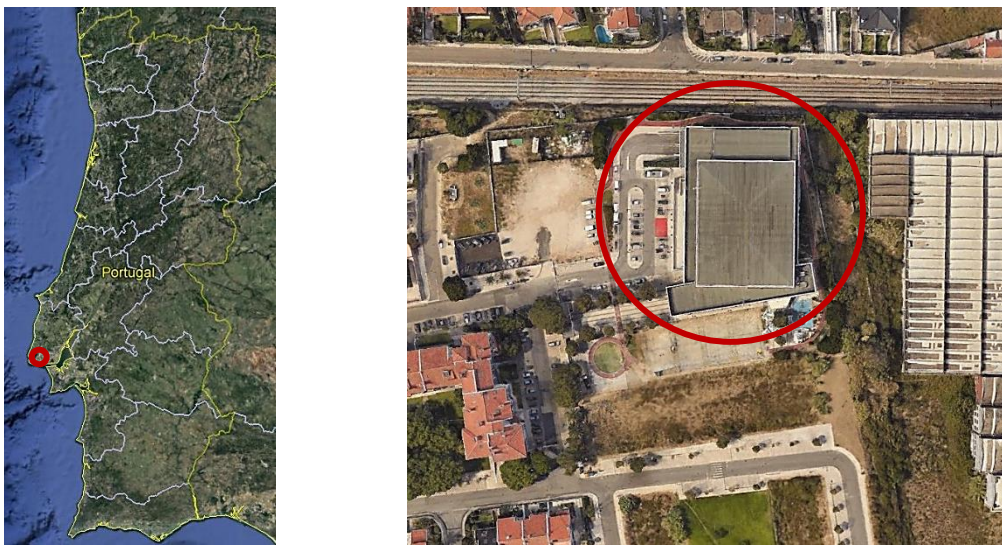


Figura 1 - Localização do edifício (Google Earth)

2.2. Caracterização do edifício relativamente às bases arquitetónicas

O edifício consiste num pavilhão multiusos capaz de acolher eventos desportivos e culturais, tendo nas suas instalações recursos para a prática de várias modalidades desportivas e uma lotação de 650 lugares nas bancadas. Observando a imagem da vista aérea do local onde foi implantado o pavilhão, é possível verificar que se teve em atenção os alinhamentos das infraestruturas na envolvente do terreno. O pavilhão é composto por dois corpos que se articulam entre si, um deles correspondente ao campo de jogos e as instalações de apoio e o outro onde se situa a entrada principal.

A planta de implantação fornecida pela arquitetura, Figura 2, exhibe os dois corpos mencionados, um com cerca de 56,31 x 49,46 m referente ao pavilhão e outro com 59,14 x 12,04 m pertencente à entrada principal, perfazendo uma área total de implantação de aproximadamente 3370 m². A cota de soleira do edifício em estudo é de 27,95 m (limpo) e a cêrcea é de 12,52 m.

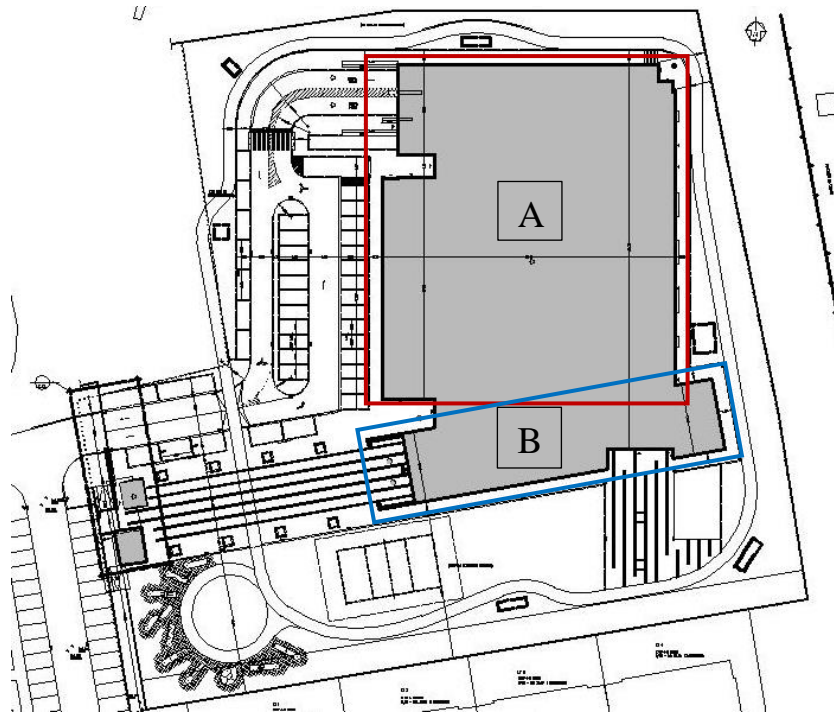


Figura 2 - Planta de Implantação

A execução de um projeto de estruturas tem uma primeira fase cujo objetivo é a conceção de uma solução estrutural coesa e que se adequa à função que o edifício irá desempenhar. Esta solução é condicionada pela arquitetura, posto isto, apresenta-se em seguida uma breve descrição arquitetónica do edifício.

A necessidade de criar estacionamento coberto motivou a conceção de uma cave, Figura 3, acessível através de uma rampa, escadas ou elevador, com uma área de 3395 m², apresentando uma cota de soleira que varia entre 25,13 e 24,11 m e um pé direito de 3,40 a 2,38 m. Neste espaço localizam-se 98 lugares de estacionamento para ligeiros, quatro saídas de emergência estrategicamente posicionadas e zonas técnicas para arrumos, instalações sanitárias e ventilação.

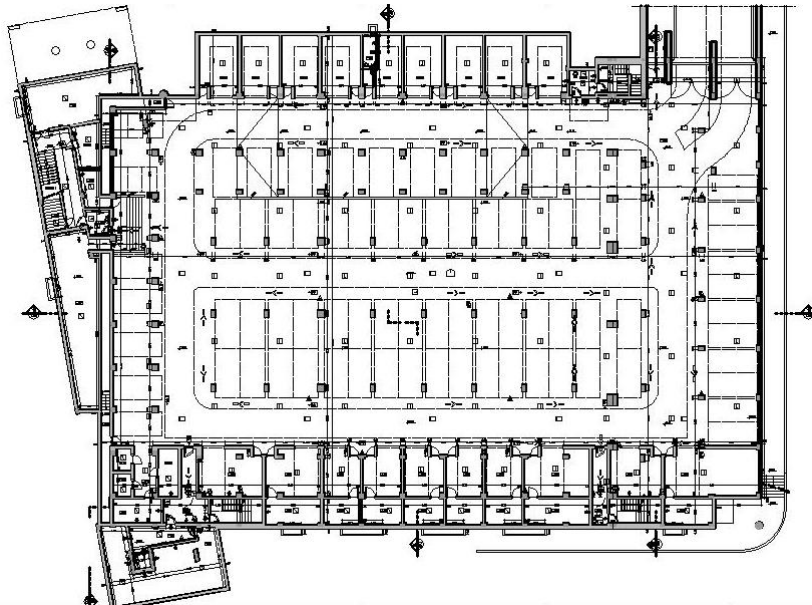


Figura 3 - Planta da Cave

Situado à cota de 27,95 m, o piso 0 tem uma área de aproximadamente 3432 m², um pé direito que varia entre 2,80 m e 3,00 m, exceto no campo de jogos e no ginásio que têm pé direito de 9,32 e 7,42 m, respectivamente. Este piso, exibido na Figura 4, alberga o campo de jogo, o ginásio, o átrio principal, a zona de restauração e todas as instalações de apoio ao funcionamento destes espaços, como balneários, lavanderia, gabinete médico, entre outros. O campo de jogos e o ginásio são unidos através de uma divisória amovível.

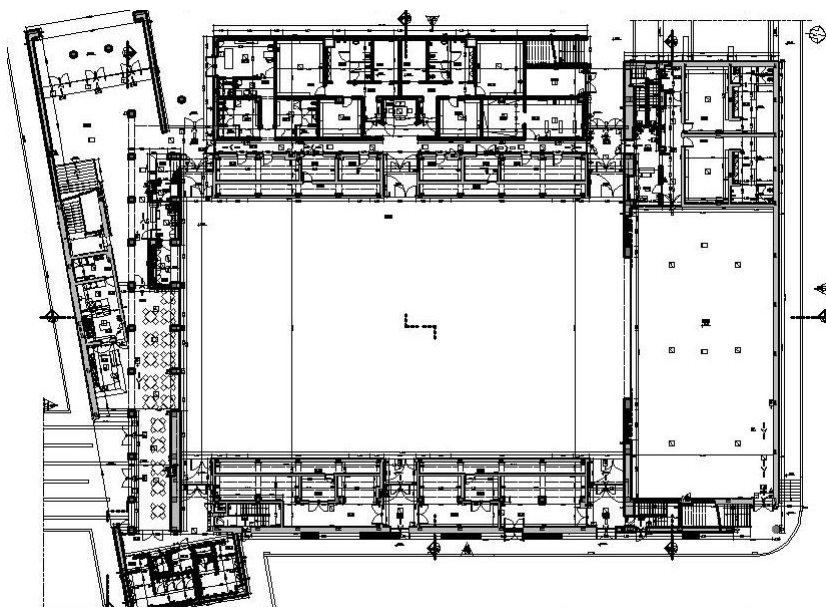


Figura 4 - Planta do Piso 0

Com um pé direito de 3,63 m, o piso 1 situa-se à cota 31,32 m e tem cerca de 1415 m². A redução significativa de área, relativamente ao piso 0, deve-se à ausência de piso na zona correspondente ao campo de jogos e ao ginásio, existe piso apenas nas zonas de acesso às bancadas e nas instalações do clube. O acesso é feito através de escadas ou elevador e permite o aceder às bancadas, a instalações sanitárias para o público e as instalações sociais do clube, como gabinetes, salas de reuniões e conferências, arrumos e o terraço. A Figura 5 representa o piso 1 do edifício em estudo.

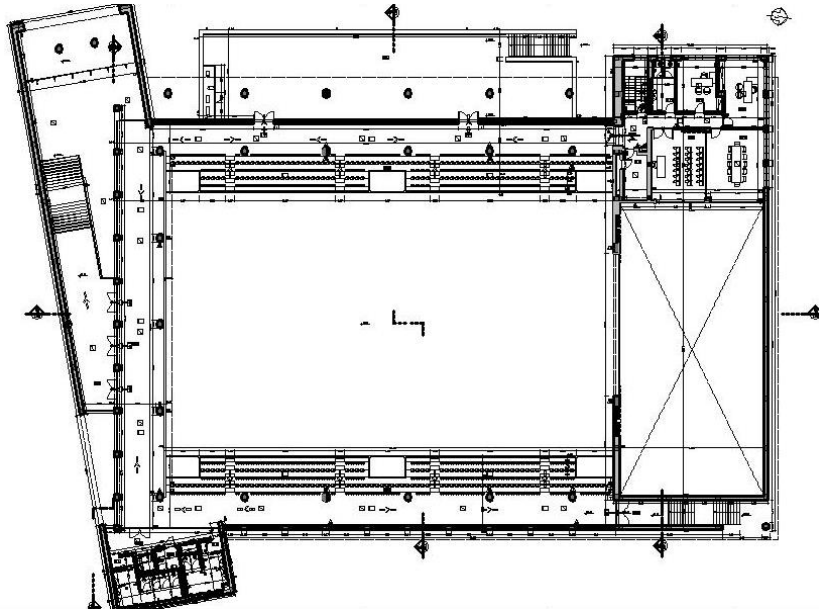


Figura 5 – Planta do Piso 1

A cobertura, Figura 6, é dividida em dois níveis: um nível que cobre o ginásio, as instalações de apoio e o átrio principal e um piso técnico à cota 35,29 m que dá acesso condicionado à cobertura para operações de manutenção; e o nível de cobertura mais elevado correspondente à zona do campo de jogos, sendo que a sua cumeeira se situa à cota de 40,47 m. O projeto de arquitetura preconiza uma cobertura do campo de jogo e do ginásio em estrutura triangulada metálica.

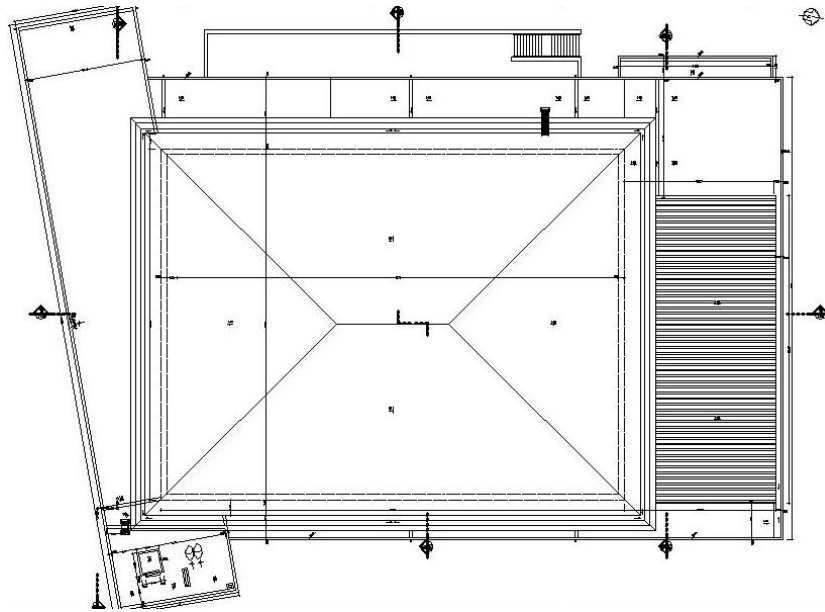


Figura 6 - Planta de Cobertura

2.3. Condicionamentos gerais do projeto

Ao conceber uma estrutura, o projetista tem sempre que ter em conta determinados fatores que condicionam a definição da mesma, posto isto, para este projeto foram consideradas as seguintes condicionantes:

- Compatibilização com o projeto de arquitetura e restantes especialidades;
- Funcionalidade do edifício;
- Região sísmica;
- Condições geotécnicas em que o pavilhão está implantado;
- Cumprir a legislação aplicável ao projeto, neste caso, os Eurocódigos estruturais.

2.4. Solução estrutural

A solução estrutural adotada tem que respeitar as condições referidas em 2.3, ter um bom desempenho estrutural, garantindo a segurança. O projeto de arquitetura é a base da criação do sistema estrutural, é através dele que se começam a implantar os elementos resistentes verticais, ou seja, pilares e paredes ou muros de contenção. Em geral, nos desenhos de arquitetura, é apresentada uma proposta de localização desses elementos, previamente discutida com o engenheiro de estruturas. No entanto, o processo até à solução final, correspondente ao cumprimento de todos os requisitos e compatibilidades com todos os condicionamentos arquitetónicos, é moroso e pode ser alvo de várias alterações.

Neste subcapítulo não se podia deixar de referir os princípios orientadores da conceção estrutural sísmica de edifícios, definidos pelo EC8, que devem ser seguidos por todos os engenheiros no projeto de estruturas em regiões de sismicidade elevada. Sendo assim, a conceção estrutural tem em vista:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções;
- Resistência e rigidez de torção;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Função adequada.

Face às especificidades de um pavilhão multiusos, o projeto de arquitetura fornecido dispunha de uma proposta de localização dos elementos verticais, tendo-se optado por respeitá-la, sempre que possível. Caso se verificasse a necessidade de alterar a proposta inicial, ter-se-ia que propor essa alteração, de forma a ser comportada pela arquitetura.

As dimensões do pavilhão condicionaram a solução estrutural na medida em que se optou por introduzir duas juntas de dilatação: uma a separar o ginásio, do campo de jogos e outra a separar o átrio principal, do campo. No presente trabalho final de mestrado, optou-se por dimensionar apenas o módulo do campo de jogos, uma estrutura porticada em betão armado, onde assenta uma cobertura metálica superior. Em seguida, é descrita a solução estrutural adotada para o edifício em estudo.

No que diz respeito ao módulo em estudo, a solução estrutural adotada até ao nível do campo de jogos, consiste em pilares implantados de forma a que o comprimento dos vãos fosse o mais uniforme possível, o vão máximo é de 7,60m, permitindo a criação de pórticos e assegurando, de certa forma, uma simetria e simplicidade estrutural. O alinhamento dos pilares teve em conta os 98 lugares de estacionamento, estando estrategicamente posicionados de forma a que os veículos possam circular livremente. Por se tratar de uma estrutura enterrada, as fachadas nascente e poente do edifício apresentam muros de contenção com 0,20m de espessura. A laje na zona do campo de jogos é fungiforme maciça (0,25m) e as vigas de bordo têm uma largura, em geral, igual à espessura das paredes ou à largura dos pilares.

O acesso da cave ao nível do campo de jogos, é feito através de escadas em betão armado, contíguas ao muro de suporte da fachada nascente do edifício. Da mesma forma, o acesso do piso 0 ao piso 1 é assegurado por escadas em betão armado contíguas ao muro de suporte

poente. Ao nível da laje fungiforme, erguem-se 4 muros com 0,15m de espessura e cerca de 1,65m de altura, pertencentes às bancadas do edifício.

Os blocos 1 e 2 apresentam duas estruturas porticadas, com dois pisos, em que as vigas têm uma largura correspondente à largura das paredes ou pilares adjacentes. As lajes dos pisos são vigadas, apresentando uma espessura de 0,25m para o piso 1 e 0,30m para o piso de cobertura. As bancadas são pré-fabricadas, do tipo “pregaia” e assentam em vigas com uma largura de 0,50m que assumem a forma de degraus compatíveis com as suas dimensões. A estrutura do pavilhão que serve de apoio lateral à cobertura é constituída por 2 pórticos com vigas invertidas com 2,30m de altura, o maior vão é de 15,20m e estabelecem a ligação entre os dois blocos do edifício.

A cobertura que assenta na estrutura porticada de betão armado apresenta uma estrutura metálica triangulada constituída por tubos circulares e nós de ligação esféricos. O revestimento é constituído por chapa metálica perfilada, formando uma cobertura de 4 águas em que as platibandas são revestidas por painéis sandwich.

2.5. Geologia e fundações

As fundações da estrutura são os elementos estruturais que têm como função transmitir as cargas da superestrutura ao terreno onde a edificação foi implantada. Para se decidir o tipo de fundação a adotar, é frequente recorrer-se a ensaios geotécnicos de forma a obter todas as características do terreno de fundação. No entanto, para este trabalho final de mestrado, não foi possível o acesso a esses documentos, apenas se obteve a informação de que o pavilhão se encontra sobre uma formação de Calcários de Entrecampos (de acordo com a Carta Geológica da Área Metropolitana de Lisboa). Este tipo de solo é constituído maioritariamente por calcários e calcarenitos bastante compactos e fossilíferos (Almeida, 1991).

Posto isto, a solução adotada foi do tipo fundação direta ou superficial constituída por sapatas. Os muros de contenção serão dotados de sapatas contínuas. No caso dos pilares serão adotadas sapatas isoladas e ligadas por vigas de fundação, de modo a melhorar o comportamento global do edifício, na medida em que diminuem assentamentos diferenciais entre pilares e absorvem os momentos fletores, na base dos pilares, resultantes das ações horizontais.

3. BASES DE PROJETO

3.1. Materiais

A estrutura do pavilhão multiusos é constituída por elementos de betão armado onde assenta uma cobertura metálica, estes materiais são correntes na construção portuguesa. Para o dimensionamento da estrutura é necessário ter em conta certas propriedades dos materiais que são condicionadas pela regulamentação em vigor.

Uma estrutura deve manter as exigências funcionais necessárias durante o seu período de vida útil, este projeto enquadra-se numa construção para um período de vida útil de 50 anos, de acordo com a cl. 2.3(1) e o quadro Q2.1 do EC0, e categoria 4 do tempo de vida útil do projeto, ou seja, estruturas de edifícios e outras estruturas correntes. A classe estrutural do edifício em estudo é S4 segundo a cl. NA-4.4.1.2(5) do EC2.

É conveniente referir que, num projeto de estruturas, as propriedades de resistência dos materiais são minoradas pelo método dos coeficientes parciais, de acordo com a cl. 2.4.2.4 do EC2, os coeficientes de minoração adotados são 1,5 e 1,15 para o betão e o aço, respetivamente.

3.1.1. Betão

O betão desta estrutura foi adotado com base nas especificações impostas pelos Eurocódigos, pela NP EN 206-1 e pela especificação do LNEC E464. A escolha da classe de resistência do betão está intrinsecamente ligada à classe de exposição do betão, de modo a que este cumpra os requisitos de durabilidade.

A classificação do betão relativamente à sua classe de exposição é feita em função das condições ambientais a que o betão está sujeito. No caso do edifício em estudo, com base no Quadro 4.1 do EC2, considerou-se que as fundações pertencem à classe XC2 por estarem sujeitos ao contacto com a água, enquanto os elementos estruturais no interior do edifício se enquadram na classe XC1 adequada a betão no interior de edifícios com humidade de ar ambiente baixa. No caso dos elementos de fachada foi considerada a classe de exposição XC3 correspondendo a um ambiente moderadamente húmido.

Posto isto, de acordo com o Quadro NA-E.1N do EC2 a classe de resistência do betão considerada para este projeto foi a C25/30 para elementos de fundação e elementos interiores e C30/37 para elementos de fachada, as suas propriedades apresentam-se na Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedades do betão

Propriedades		
Classe de Resistência	C25/30	C30/37
Classe de Exposição	XC1/XC2	XC3
f_{ck}	25,0 MPa	30,0 MPa
f_{cd}	16,7 MPa	20,0 MPa
f_{ctm}	2,6 MPa	2,9 MPa
$f_{ctk 0,05}$	1,8 MPa	2,0 MPa
$f_{ctk 0,95}$	3,3 MPa	3,8 MPa
E_{cm}	31 GPa	33 GPa
ν_c	0,2	0,2
γ_c	25 kN/m ³	25 kN/m ³

3.1.2. Aço

Para este projeto foi necessário definir dois tipos distintos de aço, um deles utilizado nas armaduras ordinárias e outro para a estrutura metálica de cobertura.

- Armaduras ordinárias

O EC8 define, na cl. 5.3.2, que nos elementos sísmicos primários deve utilizar-se aço de armaduras para betão armado da classe B ou C do EC2, Quadro C.1. Assim sendo, optou-se por utilizar um tipo de aço que permita a estrutura deformar-se para além dos seus limites elásticos sem diminuições significativas de resistência e rigidez, adotando-se então um da classe C, o aço A400 NR SD, cujas propriedades se apresentam na Tabela 2.

Tabela 2 - Propriedades do aço A400 NR SD

Propriedades	
f_{yk}	400 MPa
f_{yd}	348 MPa
E_s	210 GPa
ϵ_{yd}	1,74 x 10 ⁻³
ν_s	0,3
γ_s	77 kN/m ³

- Estrutura metálica

A estrutura metálica de cobertura é constituída por perfis de aço laminados a quente regulamentados pela NP EN 10025-2:2007. Estabeleceu-se o uso do aço S275 JR, cujas propriedades se apresentam na Tabela 3.

Tabela 3 – Propriedades do aço S275 JR

Propriedades	
Perfis e Chapas	S275 JR
f_{yk}	275 MPa
f_{uk}	430 MPa
E_s	210 GPa
G	81 GPa
ν_s	0,3
α	$12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
γ_s	77 kN/m ³

O projeto de arquitetura sugere que os nós de ligação da estrutura metálica sejam esféricos, sendo a ligação dos perfis aparafusada. De acordo com o EC3-8– cl. NA.3.3 optou-se pela classe de parafusos 8.8, cuja propriedades se apresentam na Tabela 4.

Tabela 4 – Propriedades dos parafusos C 8.8

Propriedades	
Parafusos	C 8.8
f_{yb}	640 MPa
f_{ub}	800 MPa

3.2. Ações

A cl. 1.5.3.1 do EC0 classifica as ações como diretas, cargas aplicadas à estrutura, ou indiretas, isto é, deformações ou acelerações impostas à estrutura provocadas por variações de temperatura ou humidade, assentamentos diferenciais ou sismos. A cl. 4.1.1 da mesma norma classifica também as ações consoante a sua variação ao longo do tempo como ações permanentes, ações variáveis e ações de acidente.

Posto isto, a estrutura a dimensionar está sujeita às ações do peso próprio, restante carga permanente, sobrecarga, impulsos de terreno, variações de temperatura, ação do vento e ação sísmica. De modo a simular o melhor possível o comportamento real da estrutura, a definição

correta das ações é um processo crucial na concepção de estruturas pois os resultados são influenciados diretamente pelas ações que atuam sobre o edifício.

Sendo assim, apresenta-se em seguida a definição de todas as ações a que a estrutura do pavilhão está sujeita. Para a definição destas ações recorreu-se ao EC1.

- **Peso Próprio**

O peso próprio é classificado como uma ação permanente e é definido pelo peso volúmico dos materiais e as dimensões do elemento estrutural. Neste projeto os materiais de construção utilizados foram o betão armado e o aço, na Tabela 5 são apresentados os seus pesos volúmicos.

Tabela 5 - Pesos Próprios dos Materiais

Peso Volúmico	
Betão Armado (γ_c)	25 kN/m ³
Aço (γ_s)	77 kN/m ³

- **Restante Carga Permanente**

As restantes cargas permanentes, tal como o peso próprio, são ações a que a estrutura está sujeita durante todo o seu tempo de vida útil e compreendem os pesos de todos os outros materiais não estruturais presentes na estrutura, como por exemplo, revestimentos e paredes.

A Tabela 6 apresenta as restantes cargas permanentes presentes na cobertura metálica. De modo a obter as cargas por metro quadrado de cobertura, obtém-se o peso dos perfis e distribuiu-se pela área de cobertura onde eles estão colocados. Estes perfis são meramente construtivos, tendo em conta que a sua função é apenas suportar os painéis sandwich.

Tabela 6 - Restantes Cargas Permanentes na Cobertura Metálica

	RCP	Carga
COBERTURA	Painel de lã de rocha (e = 0,40 mm)	0,06 kN/m ²
	Membranas betuminosas	0,08 kN/m ²
	Perfil UPE 80	0,06 kN/m ²
	Chapa metálica perfilada Hacierco 4,225,54,s	0,10 kN/m ²
PLATIBANDA	Painéis Sandwich de fachada ARGA 600	0,11 kN/m ²
	Perfil IPE 160	0,07 kN/m ²
	Perfil "Z"	0,10 kN/m ²
	Chapa Quinada Termolacada	0,14 kN/m ²

Na Tabela 7 encontram-se as restantes cargas permanentes associadas à restante estrutura do edifício, tais como revestimentos de pavimentos e paredes exteriores e interiores.

Tabela 7 - Restantes cargas permanentes da estrutura principal

	RCP	Carga
PAVIMENTOS	Estuque	0,25 kN/m ²
	Pavimento cerâmico	0,60 kN/m ²
	Pavimento em madeira	1,50 kN/m ²
	Betonilha	20,00 kN/m ³
	Pavimento em ladrilho	0,70 kN/m ²
	Argamassa de assentamento	21,00 kN/m ³
PAREDES INTERIORES	Parede de alvenaria de 0,11 m	1,40 kN/m ²
	Parede de alvenaria de 0,15 m	1,80 kN/m ²
	Parede de alvenaria de 0,17 m	2,10 kN/m ²
	Parede de alvenaria de 0,33 m	3,00 kN/m ²
	Parede de alvenaria de 0,34 m	3,00 kN/m ²
PAREDES DE BORDO	Parede de bordo em alvenaria de 0,39 m	2,40 kN/m ²
	Parede de bordo em alvenaria de 0,45 m	3,00 kN/m ²
	Parede de bordo em alvenaria de 0,62 m	3,30 kN/m ²
	Parede de bordo em alvenaria de 0,92 m	5,00 kN/m ²
	Divisória Huppe Variflex Solid 100k	0,57 kN/m ²
BANCADAS	Bancada do tipo "Pregaia" 0,46 x 0,15	3,19 kN/m

De forma a compreender melhor as restantes cargas permanentes aplicadas nos pavimentos, apresenta-se na Figura 7, a representação em planta do piso 0, das áreas onde estão aplicadas. A atribuição das restantes cargas permanentes aplicadas nos pavimentos foi estabelecida tendo por base os pormenores construtivos dos revestimentos fornecidos nos desenhos de arquitetura.

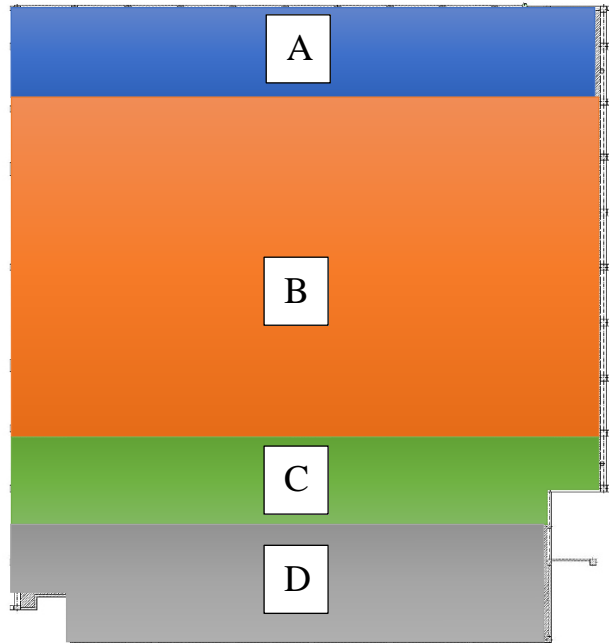


Figura 7 - RCP de pavimento no piso 0

Em que:

- A – Pav. cerâmico + 0,05 cm de betonilha + estuque [1,85 kN/m²];
- B – Pav. em madeira + estuque [1,75 kN/m²];
- C – Pav. em ladrilho + 0,03 cm de betonilha + estuque [1,55 kN/m²];
- D – Pav. em ladrilho + 0,10 cm de betonilha + estuque [2,95 kN/m²].

A Figura 8 contém o esquema de restantes cargas permanentes aplicadas no piso 1 e a Figura 9 das cargas presentes no piso da cobertura inferior.

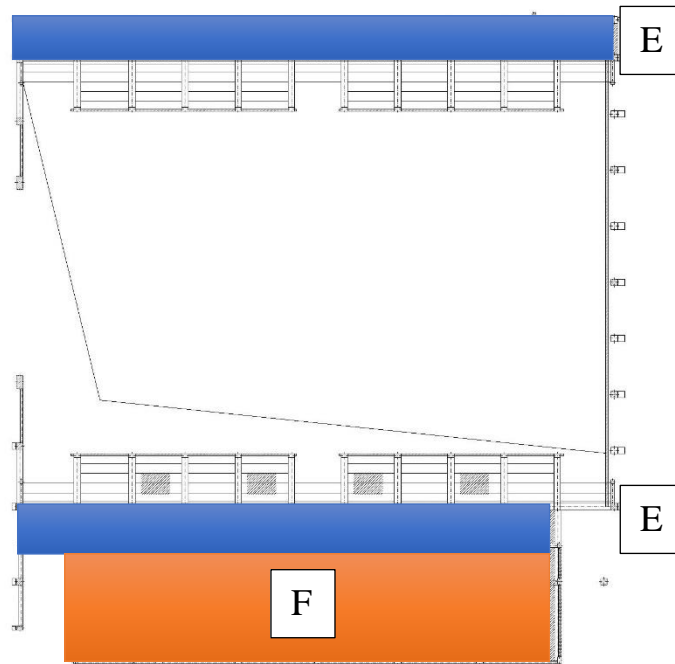


Figura 8 - RCP de pavimento no piso 1

Em que:

- E – Pav. cerâmico + 0,07 cm de betonilha + 0,02 Arg. de assentamento + estuque [2,67 kN/m²];
- F - Pav. cerâmico + 0,19 cm de betonilha + estuque [4,65 kN/m²].

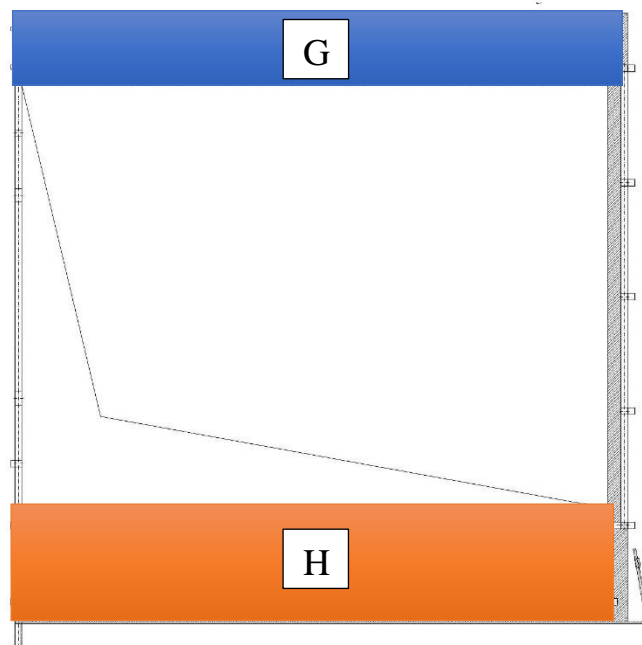


Figura 9 - RCP de pavimento na cobertura inferior

Em que:

- G – Pav. cerâmico + 0,13 cm de betonilha + estuque [3,45 kN/m²];

- H – Pav. cerâmico + 0,23 cm de betonilha + estuque [5,45 kN/m²].

As paredes interiores foram ponderadas no modelo sob a forma de uma carga uniforme distribuída em todo o pavimento, pois a laje tem capacidade de redistribuição de esforços. Posto isto, a carga correspondente às paredes interiores é calculada de acordo com a equação 3.1.

$$Q = \frac{L}{A} \times h \times PP_{p,int} \quad [3.1]$$

Em que:

- L – Extensão da parede interior [m];
- A – Área do pavimento [m²];
- h – Altura da parede [m];
- PP_{p,int} – Peso próprio da parede interior [kN/m²].

As paredes que se dispõem ao longo de vigas e muros de suporte, bem como as paredes exteriores, foram consideradas sob a forma de uma carga uniformemente distribuída sobre esses elementos estruturais. Este tipo de carga foi calculado com base na equação 3.2.

$$Q = PP_{p,ext} \times h \times k_r \quad [3.2]$$

Onde:

- PP_{p,ext} – Peso próprio da parede exterior [kN/m²];
- h – Altura da parede [m];
- k_r – Coeficiente de redução que contabiliza a existência de abertura nas paredes [0,75].

Por último, os muros em betão armado, que servem de guarda de segurança, foram contabilizados, também, como uma carga uniformemente distribuída sobre as vigas ou muros onde apoiam. No entanto, não é considerada a existência de aberturas, logo o valor da carga é o peso próprio do betão armado a multiplicar pela espessura do muro e pela sua altura.

- Sobrecarga

O EC1 refere que salvo especificação em contrário, as sobrecargas são classificadas como ações variáveis livres, ou seja, as suas variações ao longo do tempo devem ser consideradas, bem como as diferentes disposições espaciais na estrutura.

Estas sobrecargas em edifícios resultam da ocupação por pessoas, mobiliário, veículos e eventos raros previsíveis como concentrações de pessoas ou equipamentos. No caso particular, desta estrutura, é expectável que ocorra concentração de multidões, portanto isso deve ser tido em

conta. A Tabela 8 exibe o valor das sobrecargas consideradas para este projeto, bem como os respectivos coeficientes e a sua categoria de acordo com a cl. 6.3 da EC1.

Tabela 8 - Valor das sobrecargas de pavimento

Sobrecarga	Valor [kN/m ²]	Categoria	Coeficientes		
			φ_0	φ_1	φ_2
Zona do campo de jogos, bancadas	5,00	C5	0,70	0,70	0,60
Zona dos balneários, arrumos, posto médico e casa da caldeira	3,00	B	0,70	0,50	0,30
Cobertura inacessível	0,40	H	0,00	0,00	0,00
Cobertura acessível	5,00	I	0,70	0,70	0,60
Escadas	5,00	C5	0,70	0,50	0,30

Nota: O Anexo Nacional preconiza a alteração dos valores de sobrecarga da categoria C5 de 5 kN/m² para 6 kN/m².

É importante referir que, no caso das bancadas foi considerada uma sobrecarga da categoria C5, ou seja, 5,00 kN/m², por toda a área das bancadas. A reação de apoio, das vigas que suportam as bancadas, correspondente a esse carregamento corresponde ao valor da carga que deve ser contabilizada na modelação, sob a forma de uma carga uniformemente distribuída linear ao longo da viga de bancada.

- Impulsos do Terreno

Os muros de suporte da cave do edifício têm que ser capazes de suportar os impulsos dos terrenos de aterro, deste modo, estes impulsos são classificados como uma ação geotécnica. A Tabela 9 apresenta as características do terreno de aterro.

Tabela 9 - Características do terreno de aterro

Terreno	
γ_s	19 kN/m ³
ϕ	30°

- Variação de Temperatura

O EC1-5(CEN, 2009c) refere que ação térmica é classificada como uma ação variável e indireta. As variações de temperatura provocam deformações originando esforços dependentes da geometria do elemento estrutural. Esta ação foi contabilizada tanto na estrutura metálica de cobertura como na estrutura de betão armado.

A cl. 2.3.3 do EC2 preconiza que na análise de edifícios, os efeitos da ação térmica podem ser omitidos desde que sejam dispostas juntas de dilatação afastadas de 30 m, tal não acontece neste edifício em que as juntas de dilatação estão afastadas em cerca de 46 m.

As alterações de volume e/ou tensões consequentes das variações de temperatura podem ser influenciadas pela sombra dos edifícios adjacentes, diferenças de coeficientes de dilatação térmica dos materiais e as diversas formas de secções transversais com temperaturas uniformes diferentes. A variação de temperatura será contabilizada nos elementos estruturais sob a forma de uma componente de variação uniforme de temperatura, ΔT_u , que é calculada de acordo com a expressão 3.3:

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad [3.3]$$

Em que:

- T – Temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas, no Inverno ou no Verão, e das temperaturas operacionais;
- T_0 – Temperatura inicial do elemento estrutural.

A temperatura média, T , é definida como a temperatura média de um elemento estrutural, no Inverno ou no Verão, utilizando um perfil de temperatura. Quando as condições ambientais são semelhantes em ambos os lados do elemento, a temperatura, T , é contabilizada como sendo a média da temperatura do ambiente interior e exterior, ou seja, T_{in} e T_{out} , respetivamente.

A temperatura do ambiente interior é determinada de acordo com o quadro NA-5.1 EC1-5, enquanto que a temperatura do ambiente exterior é determinada de acordo com o quadro NA-5.2 para zonas acima do solo e o quadro NA-5.3 para zonas enterradas. Relativamente à temperatura inicial, T_0 , a norma preconiza que se não existirem informações pode ser considerada 15 °C.

Quanto à temperatura mínima e máxima, T_{min} e T_{max} , é necessário recorrer a um zonamento térmico, o território nacional está dividido em várias regiões e cada uma delas tem uma temperatura atribuída para condições de verão ou inverno. Posto isto, recorreu-se ao quadro NA.I e o quadro NA.II do EC1-5 para definir T_{min} e T_{max} (Anexo 2). A cl. NA-A.1(1) menciona que os valores apresentados nos quadros supracitados correspondem à cota 0 da estrutura, sendo que estes valores podem variar com a altura do edifício. Para condições de inverno obtém-se os valores a diferentes cotas subtraindo 0,5 °C por cada 100 m de altitude ao valor fornecido para T_{min} . Quanto às condições de verão, deve ser subtraído 1,0 °C por cada 100m de altitude ao valor

de $T_{\text{máx}}$. Neste caso, visto que o edifício tem apenas 12,52 m de altura considerou-se que a diferença seria pouco significativa então foram utilizados os valores apresentados nos quadros.

A Tabela 10 indica as variações de temperatura aplicadas aos elementos estruturais do edifício.

Tabela 10 - Variações uniformes de temperatura

	Zona acima do solo					Zona abaixo do solo				
	T_{in}	T_{out}	T	T_0	ΔT_u	T_{in}	T_{out}	T	T_0	ΔT_u
Inverno	18°C	0°C	9°C	15°C	-6°C	18°C	8°C	15°C	13°C	-2°C
Verão	25°C	42°C	33,5°C	15°C	18,5°C	25°C	15°C	15°C	20°C	5°C

- Ação do Vento

O EC1-4 classifica a ação do vento como uma ação variável fixa que atua diretamente sobre superfícies exteriores em construções fechadas e indiretamente sobre as superfícies interiores, para construções abertas podem atuar diretamente sobre a superfície interior. Das pressões atuantes resultam pressões perpendiculares à superfície da construção e quando o vento atua sobre grandes superfícies, poderão desenvolver-se forças de atrito.

Posto isto, a ação do vento é representada como um conjunto simplificado de pressões que atuam perpendicularmente às superfícies da construção cujos efeitos simulam uma situação de vento turbulento. Apesar de ser uma ação dinâmica é contabilizada sob a forma de forças estáticas equivalentes que correspondem a valores característicos determinados a partir de valores de referência da velocidade do vento ou da pressão dinâmica (CEN, 2010a) cl. 3.4 (1).

A ação do vento é considerada apenas para a cobertura metálica uma vez que a estrutura de betão não tem altura suficiente para que o vento tenha influência significativa no seu dimensionamento, a cobertura metálica como é uma estrutura significativamente mais leve o vento condiciona o cálculo dos seus elementos estruturais. Este tipo de ação, por norma é analisado nas direções mais desfavoráveis, neste caso, consideram-se as direções perpendiculares à estrutura, ou seja, direção x e direção y , tanto no sentido positivo, como no sentido negativo. Os cálculos referentes à ação do vento apresentam-se no Anexo 1.

a) Cálculo da pressão dinâmica de referência

O cálculo da pressão dinâmica de referência depende diretamente da velocidade do vento e da densidade do vento.

A cl. 4.2(1) do EC1-4 preconiza que o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, é o valor característico da velocidade média do vento referida a períodos de 10 min, independentemente da direção do vento e da época do ano, a uma altura de 10 m acima do nível do solo em terreno do tipo campo aberto, com vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura. A mesma norma considera o país dividido em duas zonas distintas, a zona A corresponde à generalidade do território e a zona B corresponde aos arquipélagos da Madeira e dos açores e as regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600 m. Posto isto, a construção localiza-se na zona B, sendo $v_{b,0}$ igual a 30 m/s cl. NA-4.2(1)P, Nota 2.

O valor de referência da velocidade do vento é calculado através da expressão 3.4:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad [3.4]$$

Em que:

- c_{dir} – Coeficiente de direção [1,00 – NA-4.2(2)P, Nota 2];
- c_{season} – Coeficiente de sazão [1,00 – NA-4.2(2)P, Nota 3];
- $v_{b,0}$ – Valor básico da velocidade de referência do vento [m/s].

A pressão dinâmica de referência é dada pela expressão 3.5 disposta na cl. 4.5 do EC1-4:

$$q_b = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \quad [3.5]$$

Onde:

- ρ – Massa volúmica do ar [1,25 kg/m³ – valor recomendado];
- v_b – Valor de referência da velocidade do vento [m/s].

b) Cálculo da pressão dinâmica de pico

A pressão dinâmica de pico resulta da velocidade média e das flutuações de curta duração da velocidade do vento.

Para proceder ao cálculo da velocidade média do vento a uma altura z acima do solo, $v_m(z)$ é necessário definir a categoria do terreno em que se insere a construção de acordo com a cl. NA-4.3.2(1) do EC1-4, pois esta depende da rugosidade do terreno, da orografia e do valor de referência da velocidade do vento.

Tabela 11 - Categorias de terreno e respectivos parâmetros

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 e 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

Em que:

- z_0 – Comprimento de rugosidade [m];
- z_{\min} – Altura mínima [m].

Observando a Tabela 11, a categoria que melhor se adequa a esta estrutura é a categoria II. Sendo assim, de acordo com a cl. 4.3.1(1) do EC1-4 a velocidade média do vento é dada pela expressão 3.6:

$$v_m(z) = c_r(z) \times c_o(z) \times v_b \quad [3.6]$$

Em que:

- $c_r(z)$ – Coeficiente de rugosidade;
- $c_o(z)$ – Coeficiente de orografia [1,00];
- v_b – Valor de referência da velocidade do vento [m/s].

O coeficiente de rugosidade tem em conta a variabilidade da velocidade média do vento no local da construção e é contabilizado da seguinte forma:

$$c_r(z) = k_r \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{para } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad [3.7]$$

$$c_r(z) = c_r(z_{\min}) \quad \text{para } z \leq z_{\min} \quad [3.8]$$

Onde:

- z_0 – Comprimento de rugosidade [m];
- k_r – coeficiente de terreno.

O coeficiente de terreno é dado por:

$$k_r = 0,19 \times \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad [3.9]$$

Em que:

- $z_{0,II}$ – Comprimento de rugosidade de um terreno de categoria II [0,05 m];
- $z_{mín}$ – Altura mínima [m];
- $z_{máx}$ – Altura máxima [200 m].

Face a estes pressupostos a Tabela 12 apresenta todos os resultados referentes ao cálculo da velocidade média do vento.

Tabela 12 - Cálculo da velocidade média do vento

z_0	$z_{mín}$	$z_{máx}$	z	k_r	$c_o(z)$	$c_r(z)$	$v_m(z)$
0,05 m	3,00 m	200 m	12,03 m	0,19	1,00	1,04	31,26 m/s

As flutuações de curta duração da velocidade do vento são caracterizadas pela intensidade da turbulência, $I_v(z)$ que é definida como o quociente entre o desvio padrão da turbulência e a velocidade média do vento à altura z . O desvio padrão da turbulência σ_v é dado pela expressão 3.10.

$$\sigma_v = k_r \times v_b \times k_I \quad [3.10]$$

Em que:

- k_r – Coeficiente de terreno;
- v_b – Valor de referência da velocidade do vento [m/s];
- k_I – Coeficiente de turbulência [1,00 – valor recomendado].

Com a velocidade média do vento e o desvio padrão da turbulência é então possível determinar a intensidade de turbulência à altura z , que é dada pelas expressões 3.11 e 3.12.

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_o(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{para } z_{min} \leq z \leq z_{máx} \quad [3.11]$$

$$I_v(z) = I_v(z_{min}) \quad \text{para } z \leq z_{min} \quad [3.12]$$

Onde:

- k_I – Coeficiente de turbulência [1,00 – valor recomendado];
- $c_o(z)$ – coeficiente de orografia [1,00];
- z_0 – Comprimento de rugosidade [m];
- $v_m(z)$ – Velocidade média do vento à altura z [m/s];
- σ_v – Desvio padrão da turbulência.

Para a altura da estrutura de cobertura, 12,03 m, ao determinar os parâmetros referidos anteriormente, a intensidade de turbulência toma o valor de 0,18. Posto isto, procede-se ao cálculo da pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, que de acordo com a cl. 4.5 do EC1-4 é dada pela expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7 \times I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad [3.13]$$

Em que:

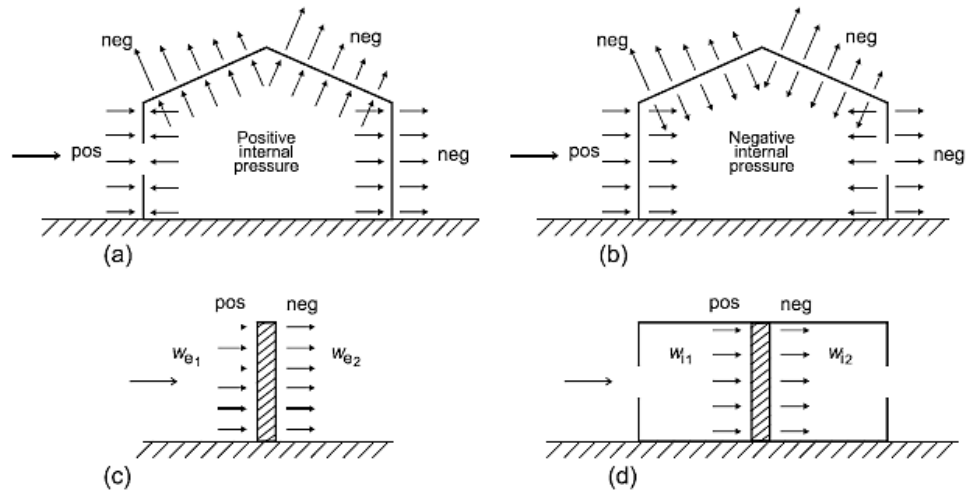
- $I_v(z)$ – Intensidade de turbulência à altura z ;
- $v_m(z)$ – Velocidade média do vento à altura z [m/s];
- ρ – Massa volúmica do ar [1,25 kg/m³ – valor recomendado].

Aplicando então os valores calculados, a pressão dinâmica de pico é cerca de 1,39 kN/m².

c) Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão exterior correspondem ao efeito do vento nas superfícies exteriores dos edifícios e repartem-se em coeficientes globais e locais. Os coeficientes locais, $c_{pe,1}$, correspondem a coeficientes de pressão para áreas de menores dimensões, ou seja, igual ou inferior a 1 m², os coeficientes globais, $c_{pe,10}$, correspondem a superfícies carregadas com uma área superior a 10 m².

A pressão resultante exercida num elemento é a diferença entre as pressões que atuam sobre as faces opostas tendo em conta os seus sinais, se a pressão for exercida contra a superfície é considerada positiva, enquanto que se se tratar de uma pressão de sucção, ou seja, no sentido em que se afasta da superfície o seu sinal é negativo. A Figura 10 representa as pressões exercidas em superfícies.



Legenda:

Positive internal pressure Pressão interior positiva
 Negative internal pressure Pressão interior negativa

Figura 10 - Pressão exercida em superfícies (CEN, 2010a)

A pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores, w_e , é dada pela expressão 3.14:

$$w_e = q_p(z_e) \times c_{pe} \quad [3.14]$$

Em que:

- $q_p(z_e)$ – Pressão dinâmica de pico [kN/m^2];
- z_e – Altura de referência para a pressão exterior;
- c_{pe} – Coeficiente de pressão para a pressão exterior.

A determinação dos coeficientes de pressão para edifícios é descrita na cl. 7.2 do EC1-4. Analisando a cobertura metálica em estudo, verifica-se que as áreas carregadas são superiores a 10 m^2 e que se trata de uma cobertura de 4 vertentes, posto isto, recorreu-se ao quadro 7.5 deste regulamento, Tabela 13, para obter os coeficientes de pressão exterior sobre a cobertura nas direções ortogonais do vento que correspondem às situações mais desfavoráveis.

Tabela 13 - Coeficiente de pressão exterior para coberturas de quatro vertentes de edifícios

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

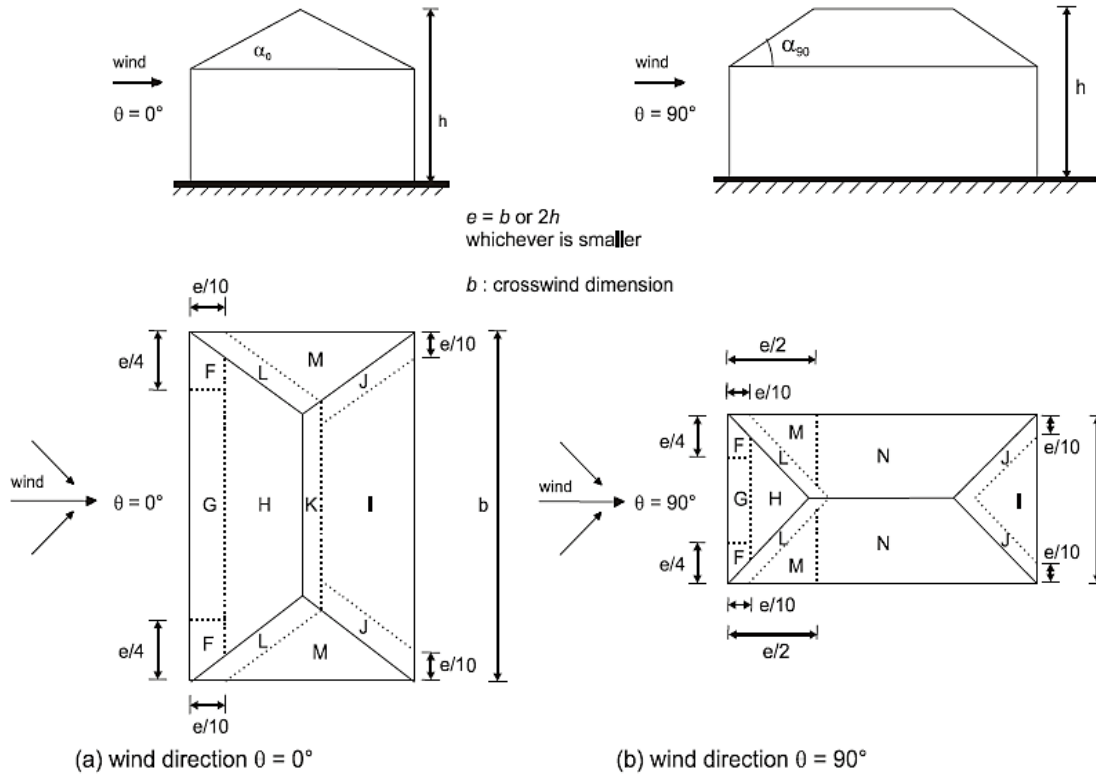
As zonas de carregamento estão esquematizadas na Figura 11 e de forma a compreender melhor a sua geometria são apresentadas na Tabela 14 e Tabela 15 os valores das dimensões para as direcções $\theta=0^\circ$ e $\theta=90^\circ$.

Tabela 14 - Dimensões das zonas carregadas para a direcção $\theta=0^\circ$

b	h	e	α	e/4	e/10
51,98 m	12,03 m	24,07 m	1,15°	6,02 m	2,41 m

Tabela 15 - Dimensões das zonas carregada para a direcção $\theta=90^\circ$

b	h	e	α	e/2	e/4	e/10
40,88 m	12,03	24,07	1,15°	12,03	6,02	2,41



Legenda:

- | | |
|---|--|
| wind | vento |
| wind direction $\theta = 0^\circ$ | direcção do vento $\theta = 0^\circ$ |
| wind direction $\theta = 90^\circ$ | direcção do vento $\theta = 90^\circ$ |
| $e = b \text{ or } 2h$, whichever is smaller | $e =$ menor valor de entre b e $2h$ |
| crosswind dimension | dimensão transversal à direcção do vento |

Figura 11 - Zonas em coberturas de quatro vertentes (CEN, 2010a)

Posto isto, considerando a Tabela 13 e os valores dos coeficientes de pressão exterior para $\alpha=5^\circ$ (face à baixa inclinação da cobertura não era possível fazer interpolações), obtiveram-se os seguintes resultados para a pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores, expressos na Tabela 16 e na Tabela 17.

Tabela 16 - Pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores na direcção $\theta=0^\circ$

Zonas	F	G	H	I	J	K	L	M
C_{pe}	-1,70	-1,20	-0,60	-0,30	-0,60	-0,60	-2,00	-1,20
w_e [kN/m ²]	-2,36	-1,67	-0,83	-0,42	-0,83	-0,83	-2,78	-1,67

Tabela 17 - Pressão exercida pelo vento em superfícies exteriores na direção $\theta=90^\circ$

Zonas	F	G	H	I	J	L	M	N
c_{pe}	-1,70	-1,20	-0,60	-0,30	-0,60	-2,00	-1,20	-0,40
w_e [kN/m ²]	-2,36	-1,67	-0,83	-0,42	-0,83	-2,78	-1,67	-0,56

d) Coeficientes de pressão interior

A pressão exercida pelo vento em superfícies interiores, w_i , é dada pela expressão 3.15:

$$w_i = q_p(z_i) \times c_{pi} \quad [3.15]$$

Em que:

- $q_p(z_i)$ – Pressão dinâmica de pico [kN/m²];
- z_i – Altura de referência para a pressão interior;
- c_{pi} – Coeficiente de pressão para a pressão interior.

As pressões interiores e exteriores são consideradas como atuando simultaneamente e deve ser considerada a combinação mais desfavorável de pressões para cada combinação de aberturas possível e outras formas de passagem de ar. O coeficiente de pressão, c_{pi} , depende da dimensão e distribuição das aberturas na envolvente do edifício.

A cl. 7.2.9(6) diz que no caso de edifícios sem uma face predominante, o coeficiente de pressão interior deverá ser determinado de acordo com a Figura 12, sendo função do quociente entre a altura e a profundidade do edifício, h/d , e do índice de aberturas μ .

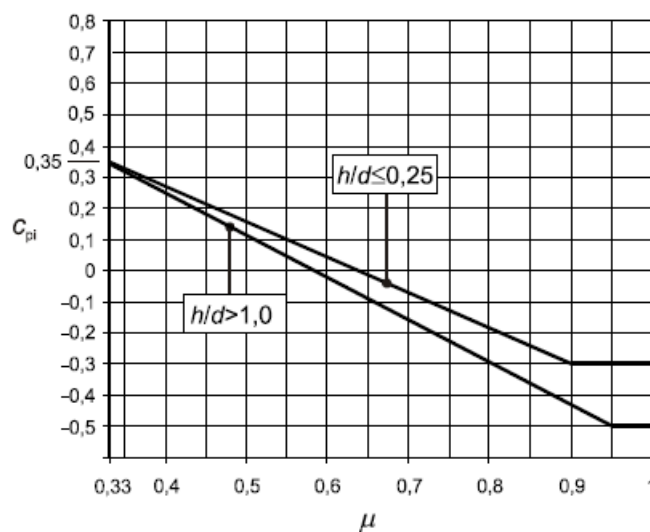


Figura 12 - Coeficientes de pressão interior no caso de aberturas uniformemente distribuídas (CEN, 2010a)

Uma vez que não se considerou o cálculo de μ , o coeficiente c_{pi} foi considerado o valor mais gravoso entre +0,2 e -0,3 de acordo com a regulamentação em vigor. O Anexo 1 exibe o esquema de pressões determinado para a cobertura metálica. A Tabela 18 corresponde aos valores da pressão exercida pelo vento nas superfícies interiores.

Tabela 18 – Pressão exercida pelo vento em superfícies interiores em ambas as direções

c_{pi}	-0,30	0,20
w_i [kN/m ²]	-0,42	0,28

e) Coeficientes de pressão exterior na platibanda

As platibandas da cobertura foram analisadas como paredes verticais de edifícios de planta retangular e a determinação dos coeficientes de pressão para este tipo de superfície está exposta na cl. 7.2.2 do EC1-4.

As alturas de referência z_e para paredes de barlavento em edifícios de planta retangular dependem da relação h/b e correspondem sempre às alturas superiores das diferentes partes das paredes. Neste caso, trata-se de um edifício em que a altura h é inferior a b e deverá ser considerado como tendo uma única parte, os coeficientes de pressão estão identificados na Tabela 19 e a Figura 13 representa as várias zonas de carregamento nas platibandas.

Tabela 19 - Coeficientes de pressão exterior para paredes verticais de edifícios de planta retangular

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

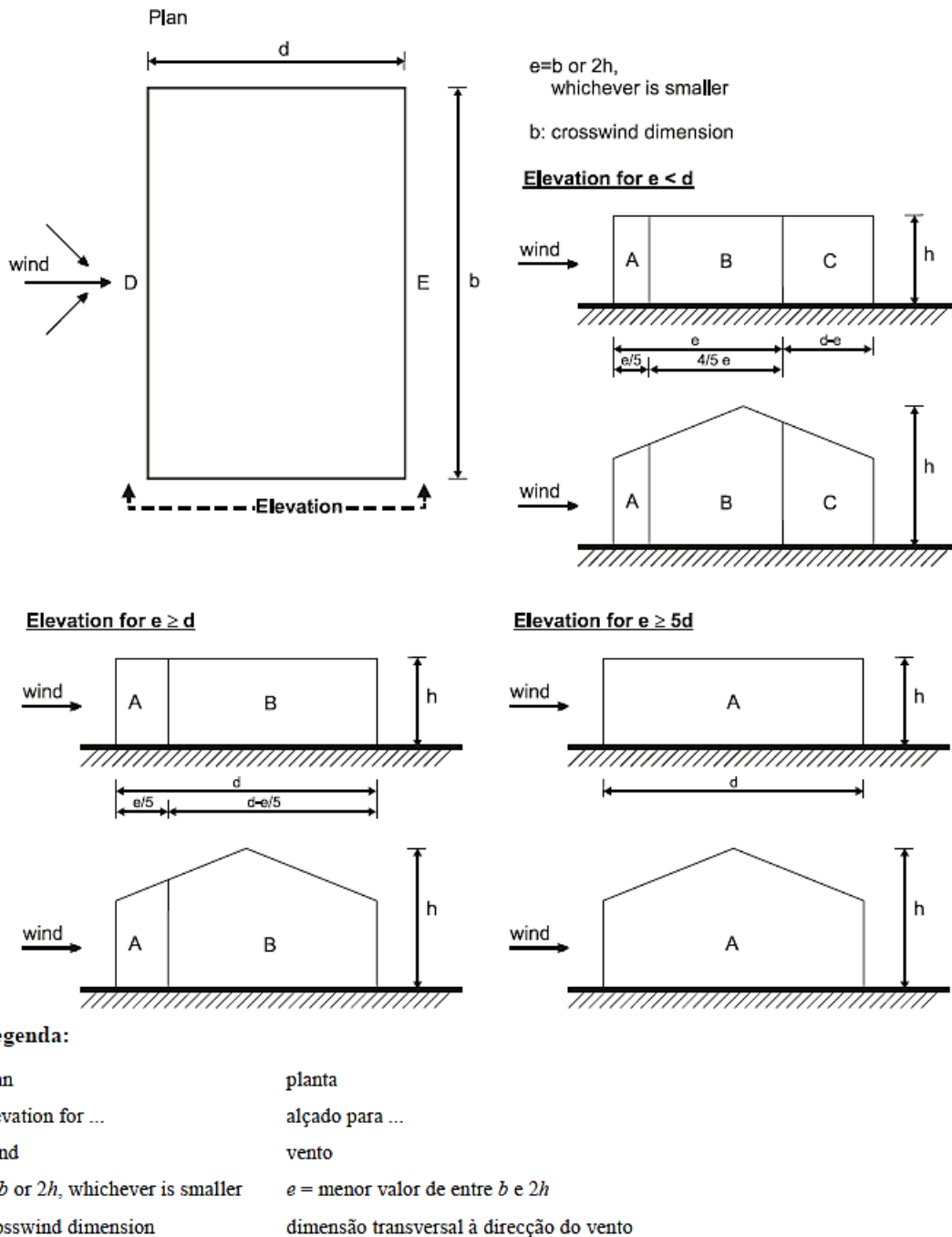


Figura 13 - Zonas em paredes verticais (CEN, 2010a)

Foi adotado o mesmo processo para a determinação da pressão exterior exercida na platibanda, ou seja, são definidos os valores das dimensões das zonas carregadas na Tabela 20 e posteriormente são calculadas as pressões w_e .

Tabela 20 - Dimensões das zonas carregada para ambas as direções

	h	b	d	e	h/d
$\Theta=0^\circ$	12,03 m	51,98 m	40,88 m	24,07 m	0,29
$\Theta=90^\circ$	12,03 m	40,88 m	51,98 m	24,07 m	0,23

Apresenta-se em seguida, na Tabela 21 e Tabela 22, os resultados obtidos para as pressões exteriores na platibanda, nas direções 0° e 90° respetivamente. No caso do vento na direção 0° foi necessário recorrer a uma interpolação para obter os valores dos coeficientes de pressão, pois h/d é igual a 0,29.

Tabela 21 - Pressão exterior exercida na platibanda para a direção $\theta=0^\circ$

Zonas	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,31
w_e [kN/m ²]	-1,67	-1,11	-0,70	0,99	-0,43

Tabela 22 - Pressão exterior exercida na platibanda para a direção $\theta=90^\circ$

Zonas	A	B	C	D	E
c_{pe}	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
w_e [kN/m ²]	-1,67	-1,11	-0,70	0,97	-0,42

f) Forças de atrito

Ao varrer grandes áreas de construção o vento pode dar origem a forças de atrito significativas que atuam tangencialmente às superfícies. Estas forças atuam paralelamente às superfícies exteriores e são calculadas através da expressão 3.16.

$$F_{fr} = c_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad [3.16]$$

Em que:

- c_{fr} – Coeficiente de atrito;
- $q_p(z_e)$ – Pressão dinâmica de pico à altura de referência z_e [kN/m²];
- A_{fr} – Área de superfície exterior paralela ao vento.

A cl. 5.3(4) refere que o efeito do atrito pode ser ignorado quando a área total de todas as superfícies paralelas (ou pouco inclinadas) em relação ao vento é igual ou inferior a 4 vezes a área total de todas as superfícies exteriores perpendiculares ao vento. As forças de atrito são aplicadas nas superfícies exteriores paralelas ao vento a uma certa distância dos bordos ou cantos de barlavento e esta distância é dada pelo menor valor entre 2b e 4h. Sendo 4h o menor valor,

48,14 m, na direção 0° o início da influência do atrito encontra-se fora da superfície do edifício e na direção 90° a área de referência não é suficientemente significativa para se considerar a influência da força de atrito. Posto isto, desprezou-se o cálculo das forças de atrito provocadas pelo vento.

- Ação Sísmica

A previsão da ocorrência de sismos tem sido alvo de estudo durante os anos, no entanto, atualmente não é possível prever, com fiabilidade, quando poderão ocorrer sismos. Posto isto, resta-nos a nós como engenheiros civis, conceber estruturas que comportem os efeitos da ação sísmica.

O regulamento aplicável à construção de edifícios, ou outras obras de engenharia civil, em regiões sísmicas é o EC8, que tem como objetivo garantir que, em caso de ocorrência de sismos, as vidas humanas são salvaguardadas, os danos são limitados e as estruturas mais importantes para a proteção civil, como hospitais, se mantenham operacionais.

Estes objetivos para estruturas em regiões sísmicas são, segundo a cl. 2.1 do EC8, alcançados se as estruturas forem projetadas e construídas para satisfazer os seguintes requisitos com um grau adequado de fiabilidade:

- Requisito de não ocorrência de colapso – A estrutura deve ser concebida de forma a resistir à ação sísmica de cálculo sem que ocorra colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e capacidade resistente residual depois do sismo.
- Requisito de limitação de dano – A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência é maior do que a ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e limitações de utilização em que os custos de reparação sejam economicamente inviáveis.

a) Tipos de ação sísmica

O EC8 define dois tipos de ação sísmica para Portugal Continental devido ao facto de existirem duas origens possíveis dos sismos que podem afetar o país. Posto isto temos:

- Ação sísmica Tipo 1 – Sismos com epicentro na região Atlântica, associados à fronteira de placas tectónicas euroasiática e africana, designam-se por sismos interplacas e são considerados sismos “afastados”, ou seja, ocorrem a grandes distâncias focais.

- Ação sísmica do tipo 2 – Sismos com epicentro no território Continental, ou no Arquipélago dos Açores, caracterizados por curtas distâncias focais, são designados por sismos intraplaca e são considerados sismos “próximos”.

O edifício em estudo localiza-se em Carcavelos, ou seja, está sujeito aos dois tipos de ação sísmica mencionados.

b) Zonamento do território

A cl. 3.2.1(1) do EC8 preconiza que o território nacional deve ser dividido em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade do local, ou seja, da atividade sísmica de cada região. Desta divisão resultam diferentes valores de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, a_{gR} , correspondentes ao período de retorno de referência, T_{NCR} , da ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso.

A Figura 14 ilustra o zonamento sísmico para Portugal Continental de acordo com a cl. NA-3.2.1(2) do regulamento referido anteriormente.

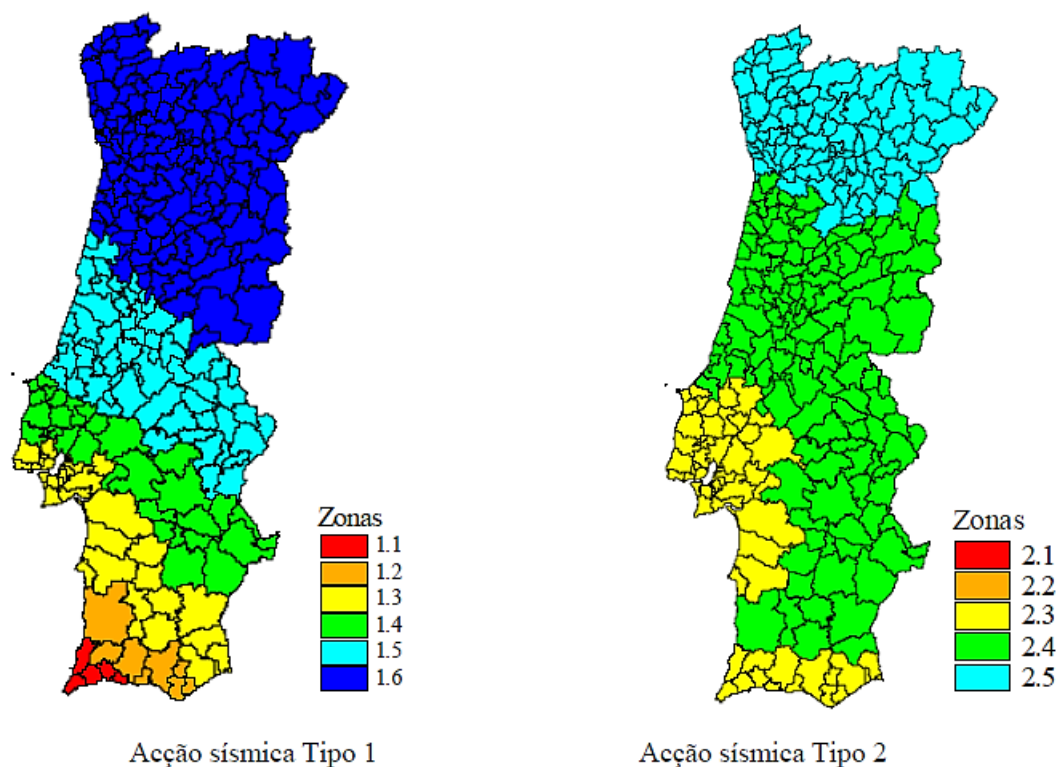


Figura 14 - Zonamento sísmico para Portugal Continental(CEN, 2010d)

O pavilhão multiusos localiza-se no concelho de Cascais, em Carcavelos, observando a figura anterior, verifica-se que o edifício localiza-se na zona 1.3 para a ação sísmica do tipo 1 e

na zona 2.3 para a ação sísmica do tipo 2. A Tabela 23 exibe os valores de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, deste modo, para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3 tem acelerações de $1,5 \text{ m/s}^2$ e $1,7 \text{ m/s}^2$ respetivamente.

Tabela 23 - Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$	Zona Sísmica	$a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$
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	-	-

c) Classe de importância e coeficientes de importância

A cl. 4.2.5 do EC8 classifica os edifícios em 4 classes distintas em função das repercussões do colapso em termos de vidas humanas, da sua importância para a segurança pública e para a proteção civil imediatamente após o sismo e das consequências sociais e económicas no caso do seu colapso. A Tabela 24 apresenta as 4 classes de importância para os edifícios.

Tabela 24 - Classes de importância para os edifícios

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 proteção civil, como por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas, etc.

Para cada classe de importância está associado um coeficiente de importância, γ_I , consoante o tipo de ação sísmica. A Tabela 25, que se encontra na cl. NA-4.2.5(5) do EC8, exibe os valores dos coeficientes de importância para cada situação.

Tabela 25 - Coeficientes de importância γ_I

Classe de Importância	Ação sísmica Tipo I	Ação 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

O edifício em questão trata-se de um pavilhão multiusos, pelo que se considerou uma classe de importância III, recorrendo à Tabela 25 é possível obter os valores da aceleração à superfície do terreno, dada pela seguinte expressão:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad [3.17]$$

Em que:

- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície [m/s^2];
- a_{gR} – Aceleração máxima de referência [m/s^2];
- γ_I – Coeficiente de importância.

Desta forma, a Tabela 26 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 26 - Valores do coeficiente de importância e da aceleração à superfície para os dois tipos de ação sísmica

	γ_I	a_g [m/s^2]
Ação sísmica Tipo 1	1,45	2,18
Ação sísmica Tipo 2	1,25	2,13

d) Tipo de terreno e coeficiente do solo

A caracterização da ação sísmica é influenciada pelo tipo de terreno onde a estrutura se insere, a cl. 3.1.2 do EC8 identifica os vários tipos de terreno existentes consoante a velocidade média das ondas, $v_{s,30}$, o número de pancadas de penetração dinâmica, N_{SPT} , e a resistência ao corte não drenada, c_u . Estes parâmetros são obtidos através de ensaios de prospeção geotécnica e estes tipos de estudos são feitos em função da classe de importância da estrutura e das condições particulares do projeto.

Relativamente ao edifício em causa, não foram fornecidos quaisquer estudos geotécnicos, o único dado do solo onde se encontra é, que este pertence à formação de Calcários de Entrecampos. Posto isto, de acordo com o Quadro 3.1 do EC8, considerou-se que se trata do

tipo de terreno A, ou seja, “*rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície*”.

Com o tipo de terreno estabelecido é então possível a determinação do coeficiente do solo, de acordo com a cl. NA-3.2.2.2(2)P do EC8, que é dado através de:

$$\text{para } a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{m\acute{a}x} \quad [3.18]$$

$$\text{para } 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{m\acute{a}x} - \frac{S_{m\acute{a}x} - 1}{3} \times (a_g - 1) \quad [3.19]$$

$$\text{para } a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = 1,0 \quad [3.20]$$

Onde:

- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície [m/s^2];
- $S_{m\acute{a}x}$ – Parâmetro cujo valor é indicado nos Quadros NA-3.2 e NA3.3.

Os valores da aceleração à superfície determinados anteriormente, Tabela 26, estão compreendidos entre 1 m/s^2 e 4 m/s^2 , do modo que a expressão a utilizar para o cálculo do coeficiente de solo é a 3.19. Os quadros NA-3.2 e NA3.3 do EC8 o valor de $S_{m\acute{a}x}$ igual a 1 para os dois tipos de ação sísmica, posto isto foram calculados os seguintes coeficientes de solo, exibidos na Tabela 27.

Tabela 27 - Coeficiente de solo

	$S_{m\acute{a}x}$	a_g	S
Ação sísmica Tipo 1	1,0	2,18	1,0
Ação sísmica Tipo 2	1,0	2,13	1,0

e) Espectro de resposta elástica horizontal

A cl. 4.3.3.1(2) do EC8 preconiza que o método padrão para a determinação dos efeitos da ação sísmica nas estruturas é a análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo.

O espectro de resposta elástica traduz o efeito de um movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno, não corresponde a uma representação direta da ação, mas sim aos efeitos da ação sobre um conjunto de osciladores lineares com um grau de liberdade, obtendo-se valores de aceleração a utilizar na análise de resposta da estrutura e é definido pela cl. 3.2.2.2(1) do EC8 através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g \times S \times \left[1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad [3.21]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad [3.22]$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad [3.23]$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \quad [3.24]$$

Em que:

- $S_e(T)$ – Espectro de resposta elástica;
- T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
- T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C – Limite superior do período no patamar da aceleração espectral constante;
- T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S – Coeficiente de solo;
- η – Coeficiente de correção de amortecimento, com o valor de referência $\eta=1$ para 5% de amortecimento viscoso.

Recorrendo aos quadros NA-3.2 e NA-3.3 do EC8 determinaram-se os seguintes parâmetros definidores do espectro de resposta elástico, Tabela 28, para um terreno do tipo A e para as ações sísmicas do tipo 1 e do tipo 2.

Tabela 28 - Parâmetros definidores do espectro de resposta elástico

	$S_{m\acute{a}x}$	TB(s)	TB(s)	TB(s)
Ação sísmica do tipo 1	1,0	0,1	0,6	2,0
Ação sísmica do tipo 2	1,0	0,1	0,25	2,0

Com os parâmetros obtidos estabelece-se a representação gráfica dos espectros de resposta elástica para os dois tipos de ação sísmica, ilustrados na Figura 15 e na Figura 16.



Figura 15 - Espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 1

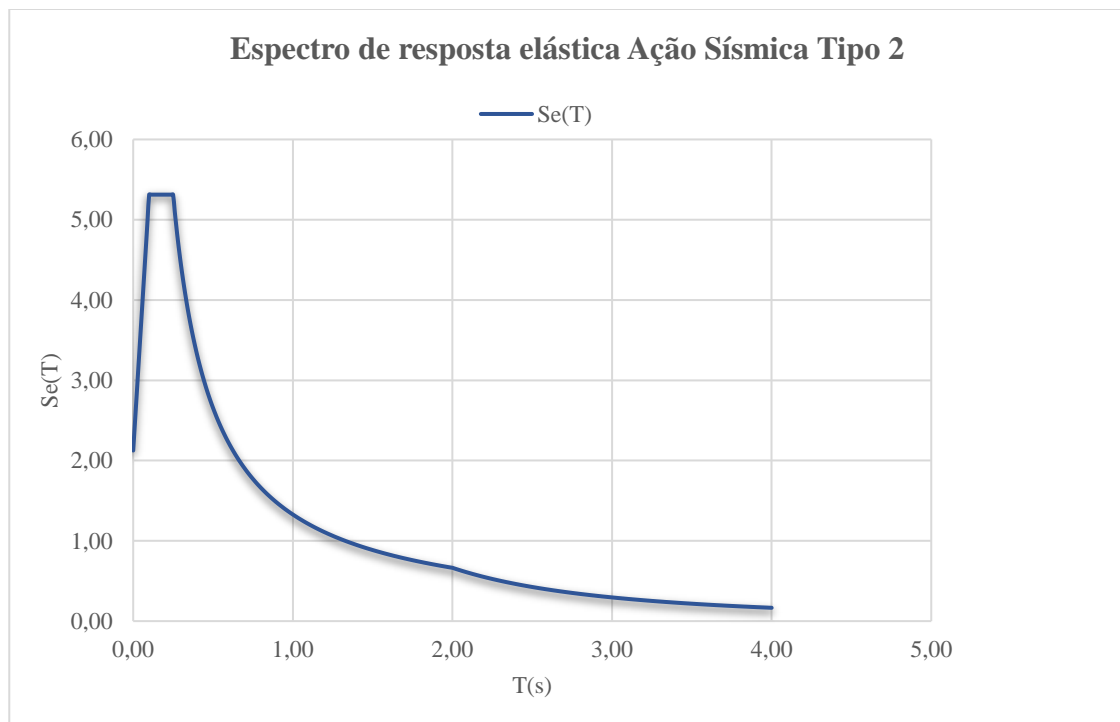


Figura 16 - Espectro de resposta elástica para a ação sísmica do tipo 2

f) Espectro de resposta de cálculo horizontal

A cl. 3.2.2.5(1) refere que se pode efetuar o cálculo de estruturas para resistirem a forças sísmicas inferiores às da resposta elástica linear, pois os sistemas estruturais permitem resistir a ações sísmicas no domínio não linear. Efetua-se uma redução do espectro de resposta elástica através de um coeficiente de comportamento, q , permitindo uma análise baseada num espectro reduzido designado de espectro de resposta de cálculo. Posto isto, a cl. cl. 3.2.2.5(4) do EC8 define o espectro de cálculo, $S_d(T)$, através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \times \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad [3.25]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad [3.26]$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad [3.27]$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) \begin{cases} = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \times a_g \end{cases} \quad [3.28]$$

Em que:

- $S_d(T)$ – Espectro de cálculo;
- T – Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- a_g – Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;
- T_B – Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- T_C – Limite superior do período no patamar da aceleração espectral constante;
- T_D – Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- S – Coeficiente de solo;
- q – Coeficiente de comportamento;
- β – Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal.

A análise dos efeitos da ação sísmica no edifício é feita através do espectro de cálculo e é aprofundada no capítulo da Análise Sísmica.

3.3. Combinações de Ações

No dimensionamento de estruturas, para que estas verifiquem a segurança aos estados limite deve-se ter em conta que as ações a que o edifício está sujeito podem ou não ocorrer simultaneamente, sob a forma de combinações de ações.

O EC0 define várias combinações de ações para os Estados Limite Últimos (ELU) e para os Estados Limite de Utilização ou Serviço (ELS). Ao verificar estes estados limite a segurança da estrutura concebida fica garantida. Posto isto, apresentam-se em seguida as combinações de ações adotadas neste projeto.

- ELU – Combinação Fundamental – cl. 6.4.3.2

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} "+" \gamma_P P "+" \gamma_{Q,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad [3.29]$$

- ELU – Combinação para situação de projeto sísmica – cl. 6.4.3.4

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad [3.30]$$

- ELS – Combinação Característica – cl. 6.5.3(2) a)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad [3.31]$$

- ELS – Combinação Frequente – cl. 6.5.3(2) b)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \Psi_{1,1} Q_{k,1} "+" \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad [3.32]$$

- ELS – Combinação Quase-Permanente – cl. 6.5.3(2) c)

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" P "+" \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad [3.33]$$

Em que:

- E_d – Valor de dimensionamento para o efeito de uma ação;
- Σ – Significa “o efeito combinado de”;
- “+” – Significa “a combinar com”;
- $G_{k,j}$ – Valor característico de uma ação permanente j;
- P – Valor representativo da ação do pré-esforço;
- $Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável base;
- $Q_{k,i}$ – Valor característico de uma ação variável acompanhante;
- A_{Ed} – Valor de cálculo de uma ação sísmica ($\gamma_I A_{Ek}$);
- $\gamma_{G,j}$ – Coeficiente parcial para a ação permanentes j;
- $\gamma_{Q,1}$ – Coeficiente parcial para a ação variável base;
- $\gamma_{Q,i}$ – Coeficiente parcial para a ação variável acompanhante i;
- $\Psi_{0,i}$ – Coeficiente de combinação para as ações variáveis;
- $\Psi_{1,1}$ – Coeficiente de combinação para a ação variável base;

- $\Psi_{2,i}$ – Coeficiente de combinação para as ações variáveis.

No quadro A1.1 do EC0 apresentam-se os valores dos coeficientes Ψ para edifícios. A Tabela 29 apresenta os valores dos coeficientes de combinação para as ações atuantes no edifício em estudo.

Tabela 29 - Coeficientes de combinação para edifícios

Ações	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Sobrecarga em edifícios: Categoria C	0,7	0,7	0,6
Vento	0,6	0,2	0,0
Temperatura	0,6	0,5	0,0

Os coeficientes parciais de segurança utilizados são apresentados na Tabela 30, obtidos recorrendo ao quadro A1.2(B) do EC0.

Tabela 30 - Coeficientes parciais de segurança

Casos Desfavoráveis	$\gamma_{G,j,sup}$	1,35
	$\gamma_{Q,i}$	1,50
Casos Favoráveis	$\gamma_{G,j,inf}$	1,00
	$\gamma_{Q,i}$	0,00

4. CRITÉRIOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO

4.1. Estados Limite Últimos

4.1.1. Estrutura Metálica

A resistência das secções transversais dos elementos metálicos depende da sua classificação, que é feita com o intuito de verificar em que medida a resistência da secção e a sua capacidade de rotação são influenciadas pela ocorrência de encurvadura local. A cl. 5.5.2(1) do EC3 define 4 tipos de classes de secções transversais que são:

- Classe 1: Secções em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2: Secções que podem atingir o momento resistente plástico, mas a sua capacidade de rotação é afetada pela encurvadura local;
- Classe 3: Secções em que a fibra extrema comprimida pode atingir a tensão de cedência com base numa distribuição elástica de tensões, no entanto, a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4: Secções onde ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência.

As secções transversais de classe 1 ou classe 2 podem ser dimensionadas com base na sua resistência plástica, para as secções de classe 3 e classe 4 deve usar-se a resistência elástica, contudo, em secções de classe 4 deve ser considerada uma secção efetiva reduzida para ter em conta o risco de encurvadura local.

A cl. 6.2.1(7) do EC3 refere que de forma conservativa, a soma das relações esforço/resistência, correspondentes a cada esforço atuante, pode ser utilizada para todas as classes de secções transversais. Para as classes 1, 2 e 3 sujeitas a esforço normal, N_{Ed} , e momento fletor, $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$, esta estimativa é dada pela expressão 4.1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad [4.1]$$

Em que:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ são os esforços atuantes;
- N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ são os esforços resistentes.

Relativamente às propriedades geométricas das secções transversais a verificação da sua resistência pode ser feita com base na área de secção bruta ou, em alguns casos, com base na área útil da secção, como é o caso de secções com furos localizados. A área da secção bruta é determinada recorrendo às suas dimensões nominais e a área útil é dada pela subtração dos furos ou aberturas à área bruta das secções.

a) Classificação da Secção Transversal

A determinação da classe da secção transversal foi feita com recurso ao quadro 5.2 do EC3, representado pela Figura 17. Esta classificação depende da relação entre a largura e a espessura dos seus componentes comprimidos.

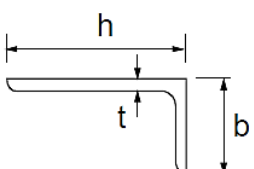
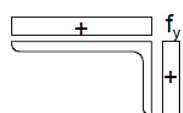
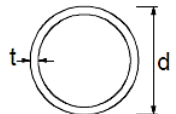
Consultar também “Banzos em consola” (ver página 2 de 3)		<p style="text-align: center;">Cantoneiras</p> 		Não se aplica a cantoneiras em contacto contínuo com outros componentes		
Classe	Secção comprimida					
Distribuição das tensões na secção (compressão positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$ e $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
		<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 17 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (CEN, 2010c)

b) Resistência ao Esforço Axial de Tração

A cl. 6.2.3 do EC3 refere que o esforço atuante de tração deve satisfazer a expressão 4.2 de modo a verificar a segurança.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad [4.2]$$

Em que:

- N_{Ed} – Esforço de tração atuante [kN];
- $N_{t,Rd}$ – Esforço normal resistente de tração [kN].

Neste caso, $N_{t,Rd}$ é igual ao esforço normal resistente plástico da secção bruta, $N_{pl,Rd}$ que é dado pela expressão:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad [4.3]$$

Em que:

- $N_{pl,Rd}$ – Esforço normal resistente plástico da secção bruta [kN];
- A – Área da secção transversal [m²];
- f_y – Tensão de cedência do aço [MPa];
- γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe [1,0].

c) Resistência ao Esforço Axial de Compressão

A cl. 6.2.4 do EC3 refere que o esforço atuante de compressão deve satisfazer a expressão 4.4 de modo a verificar a segurança.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad [4.4]$$

Em que:

- N_{Ed} – Esforço de compressão atuante [kN];
- $N_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme [kN].

O valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão, $N_{c,Rd}$, é dado pela expressão 4.5, para as classes 1, 2 e 3.

$$N_{c,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad [4.5]$$

Em que:

- $N_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme [kN];
- A – Área da secção transversal [m²];
- f_y – Tensão de cedência do aço [MPa];
- γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe [1,0].

d) Resistência ao Esforço Transverso

A resistência ao esforço de corte é efetuada com base na cl. 6.2.6 do EC3 que estipula a verificação da seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad [4.6]$$

Em que:

- $V_{c,Rd}$ – Valor de cálculo do esforço transverso resistente. No caso de um cálculo plástico $V_{c,Rd}$, corresponde a $V_{pl,Rd}$.

O esforço transverso plástico, no caso de ausência de torção, calcula-se de acordo com a expressão seguinte:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} \quad [4.7]$$

Em que:

- A_v – Área resistente ao esforço transverso [m²];
- f_y – Tensão de cedência do aço [MPa];
- γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe [1,0].

Para secções circulares tubulares de espessura uniforme, A_v é igual a $2A/\pi$, em que A corresponde à área da secção transversal.

e) Resistência à Encurvadura por Compressão

A verificação da segurança à encurvadura de elementos uniformes comprimidos é feita através da cl. 6.3.1 do EC3. Esta preconiza que um elemento comprimido deve de verificar a seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad [4.8]$$

Em que

- N_{Ed} – Esforço de compressão atuante [kN];
- $N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido [kN].

Para as classes 1,2 e 3, o valor de cálculo da resistência à encurvadura de um elemento sujeito a à compressão é dado por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad [4.9]$$

Em que:

- $N_{b,Rd}$ – Valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido [kN];
- χ – Coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante;
- A – Área da secção transversal [m²];
- f_y – Tensão de cedência do aço [MPa];
- γ_{M1} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência dos elementos em relação a fenómenos de encurvadura [1,0].

Para elementos solicitados à compressão axial, o valor de χ , correspondente à adequada esbelteza normalizada $\bar{\lambda}$, é determinado de acordo com a seguinte expressão:

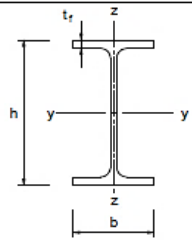
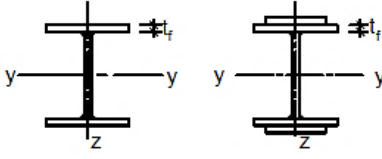
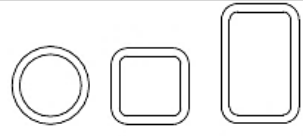
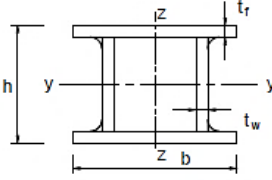
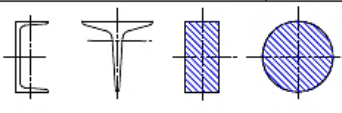
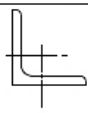
$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{com } \chi \leq 1,0 \quad [4.10]$$

Em que:

- $\Phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$;
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \times f_y}{N_{cr}}}$ para secções transversais da classe 1, 2 e 3;
- α – Fator de imperfeição;
- N_{cr} – Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante, baseado nas propriedades da secção transversal bruta.

A curva de encurvadura é determinada em função da secção transversal recorrendo ao Quadro 6.2 do EC3, Tabela 31. Considerando uma secção tubular e o aço acabado a quente, S275 JR, a escolha da curva de encurvadura recaiu sobre a curva a.

Tabela 31 - Curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2010c)

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

O fator de imperfeição é obtido recorrendo à Tabela 32.

Tabela 32 - Fator de imperfeição α para cada curva de encurvadura

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

Os efeitos da encurvadura podem ser ignorados caso $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou se a razão entre N_{Ed} e N_{cr} não for superior a 0,04. Em que o valor crítico do esforço normal é dado por:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{L_{cr}^2} \quad [4.11]$$

Em que:

- E – Módulo de elasticidade [GPa];
- I – Inércia do elemento [cm⁴];
- L_{cr} – Comprimento de encurvadura [m].

f) Resistência à Flexão Composta

O estado limite último de flexão composta é verificado de acordo com a cl. 6.2.9 do EC3, que estabelece o seguinte critério para secções transversais da classe 1 e 2:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad [4.12]$$

Em que:

- M_{N,Rd} – Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal N_{Ed} [kNm];

Em secções tubulares circulares, o momento fletor resistente plástico reduzido pelo esforço normal, M_{N,Rd}, é determinado através da seguinte expressão:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \times [1 - n^{1,7}] \quad [4.13]$$

Sendo que:

- M_{pl,Rd} – Valor de cálculo do momento fletor resistente plástico [kNm];
- n – N_{Ed}/N_{pl,Rd};
- N_{pl,Rd} – Valor de cálculo do esforço axial resistente plástico da secção bruta [kN].

O valor de cálculo do momento fletor resistente plástico, M_{pl,Rd}, é determinado através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,Rd} \times f_y}{\gamma_{M_0}} \quad [4.14]$$

Sendo que:

- W_{pl,Rd} – Valor do módulo de flexão plástico da secção transversal [cm³];
- f_y – Tensão de cedência do aço [MPa];
- γ_{M0} – Coeficiente parcial de segurança para a resistência de secções transversais de qualquer classe [1,0].

g) Resistência de elementos solicitados à Flexão Composta com Compressão (Colunas-Viga)

A resistência à encurvadura por flexão composta com compressão é verificada de acordo com a cl. 6.3.3 do EC3 que estabelece as seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times N_{Rk}} + k_{yy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}} + k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{z,Rk}} \leq 1,00 \quad [4.15]$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \times N_{Rk}} + k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{y,Rk}} + k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \times M_{z,Rk}} \leq 1,00 \quad [4.16]$$

Em que:

- N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ – Valores de cálculo do esforço de compressão e dos momento fletor máximos no elemento, respetivamente, em relação aos eixos y-y e z-z [kNm];
- $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ – Valor de cálculo do momento fletor adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetiva e bruta [kNm];
- χ_y e χ_z – Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;
- χ_{LT} – Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;
- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} – Fatores de interação.

Tabela 33 - Valores de $N_{Rk}=f_y A_i$, $M_{i,Rk}=f_y W_i$ e $\Delta M_{i,Ed}$

Classe	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$


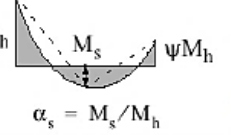
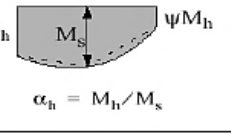
O EC3 apresenta dois métodos de cálculo dos fatores de interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} . O Anexo Nacional Português do EC3 refere que ambos os métodos são válidos para o cálculo dos fatores e o método considerado, para o edifício em estudo, corresponde ao Método 2 desenvolvido por um grupo Austro-Alemão.

Considerando que os elementos de secção tubular circular, caso da estrutura metálica a dimensionar, não são suscetíveis de sofrer deformações de torção de acordo com o Método 2, os fatores de interação são determinados recorrendo ao Quadro B1, Tabela 34, do Anexo B do EC3 e ao Quadro B3, Tabela 35, para o cálculo dos coeficientes de momento uniforme equivalente C_{mi} .

Tabela 34 - Fatores de interação k_{ij} em elementos não suscetíveis de sofrer deformações de torção segundo o Método 2 (CEN, 2010c)

Factores de interação	Tipo de secções	Hipóteses de cálculo	
		Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4	Propriedades plásticas das secções transversais Classe 1, Classe 2
k_{yy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{my} \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
k_{yz}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	k_{zz}	$0,6 k_{zz}$
k_{zy}	Secções em I Secções tubulares rectangulares	$0,8 k_{yy}$	$0,6 k_{yy}$
k_{zz}	Secções em I	$C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$	$C_{mz} \left(1 + (2\bar{\lambda}_z - 0,6) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 1,4 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
	Secções tubulares rectangulares		$C_{mz} \left(1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$
Para secções em I e H e para secções tubulares rectangulares submetidas a compressão axial e a flexão recta $M_{y,Ed}$, o factor k_{zy} poderá considerar-se $k_{zy} = 0$.			

Tabela 35 - Coeficientes de momento uniforme equivalente C_{mi} (CEN, 2010c)

Diagrama de momentos	Domínio de aplicação		C_{my} e C_{mz} e C_{mLT}	
			Carga uniforme	Carga concentrada
	$-1 \leq \psi \leq 1$		$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
$-1 \leq \psi < 0$		$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$
Em elementos com modos de encurvadura associados a deslocamentos laterais, o coeficiente de momento uniforme equivalente deverá tomar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respectivamente.				
C_{my} , C_{mz} e C_{mLT} deverão ser obtidos de acordo com o diagrama dos momentos flectores actuantes entre as secções de travamento, de acordo com:				
coeficiente de momento	eixo de flexão	travamento na direcção		
C_{my}	y-y	z-z		
C_{mz}	z-z	y-y		
C_{mLT}	y-y	y-y		

h) Ligações Metálicas

O sistema de ligação da estrutura metálica espacial que constitui a cobertura do pavilhão tem um nível de complexidade elevado face ao número de barras que convergem num único nó e o seu correto dimensionamento é crucial para assegurar a estabilidade global e local da estrutura. Posto isto, adotou-se um sistema de ligação, Figura 18, que é constituído por um nó em esfera de aço, onde as barras circulares ocas que convergem no nó são aparafusadas através das suas extremidades roscadas com uma porca hexagonal e designa-se por sistema Mero (*The Mero connector*).

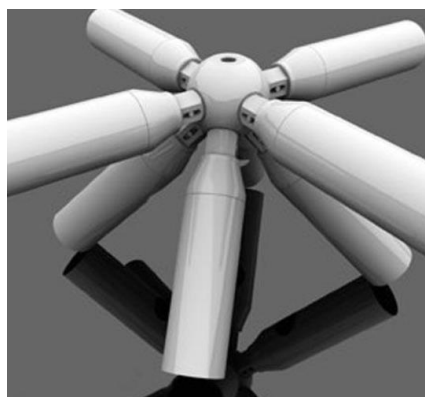


Figura 18 - Sistema de ligação de estruturas metálicas Mero (Barbour Product Search)

A grande vantagem de um sistema desta natureza é que os eixos de todas as barras passam pelo centro do nó eliminando excentricidades de carga, o nó funciona como uma rótula pura e as barras transmitem apenas esforços axiais à ligação. As forças de tração são transmitidas segundo o eixo longitudinal dos parafusos e suportadas pelos elementos de barra enquanto as forças de compressão são transmitidas ao nó através da porca hexagonal sem provocar tensões no parafuso. Por último podem ser ligados até 18 elementos com este método de ligação de estruturas metálicas.

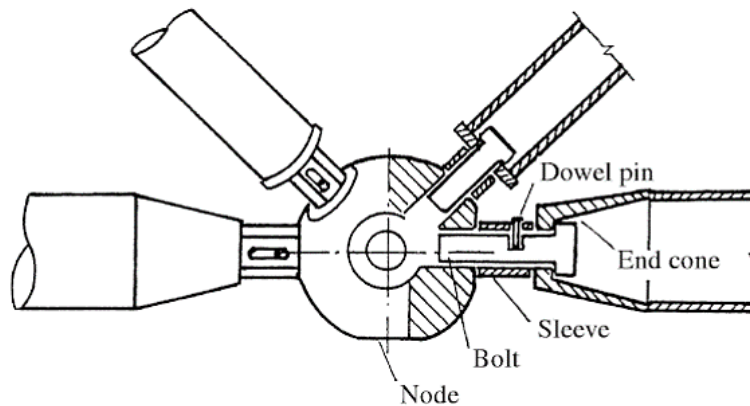


Figura 19 - Elementos que constituem a ligação (Tien T. Lan, 1999)

Com o intuito de reduzir o diâmetro das barras que constituem a estrutura espacial, para que se possam aparafusar à esfera, são soldadas às extremidades umas formas cónicas em aço que acondicionam o parafuso de ligação, a Figura 19 ilustra, em corte, todos os elementos que constituem este tipo de nó. As empresas que fabricam este tipo de estruturas podem produzir nós esféricos com diâmetro entre os 46,5 mm e os 350 mm, para uma gama de parafusos entre M12 e M64, com uma força máxima admitida de 1413 kN. O diâmetro do nó de ligação deve ser o maior valor obtido através das seguintes expressões:

$$D \geq \sqrt{\left(\frac{d_2}{\sin \theta} + (d_1 \times \cot \theta + 2 \times \xi \times d_1)\right)^2 + \eta^2 \times d_1^2} \quad [4.17]$$

$$D \geq \sqrt{\left(\frac{\eta \times d_2}{\sin \theta} + (\eta \times d_1 \times \cot \theta)\right)^2 + \eta^2 \times d_1^2} \quad [4.18]$$

Em que:

- D – Diâmetro do nó esférico [mm];
- θ – Menor ângulo entre dois parafusos [rad];
- d_1 e d_2 – Diâmetro dos parafusos [mm];

- ξ – Rácio entre o comprimento do parafuso inserido no nó e o diâmetro do parafuso [1,10];
- η – Rácio entre o diâmetro do círculo circunscrito da porca e o diâmetro do parafuso [1,80].

A Figura 20 representa o nó de ligação esférico e alguns dos parâmetros de dimensionamento mencionados anteriormente.

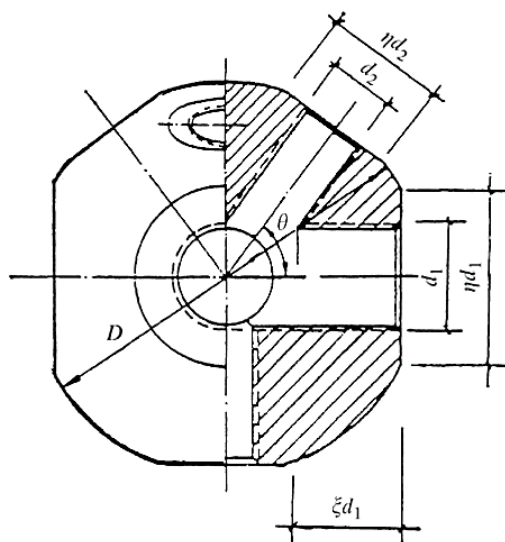


Figura 20 - Geometria da esfera metálica (Tien T. Lan, 1999)

4.1.2. Estrutura em Betão Armado

Estando associados ao colapso ou a outras formas de ruína estrutural, os estados limites últimos são verificados através de uma associação do método dos coeficientes parciais de segurança com o método dos estados limites. A regulamentação em vigor baseia-se em métodos probabilísticos que, para a verificação da segurança da estrutura, minoram os valores característicos das propriedades dos materiais e majoram os valores das ações a que a estrutura está sujeita. A minoração dos valores característicos das propriedades dos materiais visa uma probabilidade de 95% de um valor de resistência dos materiais ser excedido e, no caso da majoração das ações, uma probabilidade de 95% de não ser excedido o seu valor característico. Posto isto, a verificação é feita de acordo com as seguintes expressões:

$$E_d \leq R_d \quad , \text{para EL do tipo STR e GEO} \quad [4.19]$$

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad , \text{para EL do tipo EQU} \quad [4.20]$$

Em que:

- E_d – Valor de cálculo do efeito das ações;
- R_d – Valor de cálculo da resistência correspondente;

- $E_{d,dst}$ – Valor de cálculo do efeito das ações não estabilizantes;
- $E_{d,stab}$ – Valor de cálculo do efeito das ações estabilizantes.

4.1.2.1. Regras de pormenorização

O dimensionamento de estruturas de betão armado compreende a aplicação das regras de pormenorização preconizadas pelos Eurocódigos inerentes a todos os elementos que constituem a estrutura. Estas regras estão relacionadas com os seguintes aspetos:

- Recobrimento das armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetro mínimo de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimento de emenda de armaduras.

a) Recobrimento das armaduras

A distância mínima entre a superfície da armadura (incluindo ganchos, cintas, estribos e armaduras de pele, quando relevante) e a face exterior do elemento estrutural de betão armado é designada por recobrimento. Esta distância deve de garantir a proteção das armaduras de fenómenos de corrosão, a transmissão das forças de aderência e uma resistência ao fogo adequada. Os valores a adotar para o recobrimento das armaduras dependem da classe de exposição dos elementos estruturais em função das condições ambientais a que estes estão sujeitos. Posto isto, tendo em conta que se adotaram as classes de exposição XC1 e XC2 para os elementos de betão armado foi efetuado o cálculo do recobrimento recorrendo à cl. 4.4.1 do EC2. A expressão do recobrimento nominal é dada por:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad [4.21]$$

Em que:

- c_{min} – Recobrimento mínimo;
- Δc_{dev} – Margem de cálculo para as tolerâncias de execução.

O recobrimento mínimo, $c_{mín}$, é dado pela seguinte expressão:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\} \quad [4.22]$$

Em que:

- $c_{\min,b}$ – recobrimento mínimo para requisitos de aderência;
- $c_{\min,dur}$ – recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ – margem de segurança;
- $\Delta c_{dur,st}$ – redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável;
- $\Delta c_{dur,add}$ – redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

O EC2 preconiza que para assegurar a transmissão correta das forças de aderência e a adequada compactação do betão, o recobrimento das armadura não deve ser inferior a $c_{\min,b}$, que de acordo com o quadro 4.2 do EC2, para varões isolados é igual ao diâmetro do varão e para varões agrupados deve ser determinado um diâmetro equivalente.

O recobrimento mínimo relativo às condições ambientais, $c_{\min,dur}$, é determinado com base no quadro 4.4N do EC2 que apresenta uma relação entre a classe estrutural e a classe de exposição. Sabendo que esta estrutura pertence à classe S4 e tem elementos estruturais com classe de exposição XC1, XC2 e XC3, $c_{\min,dur}$ toma o valor de 15 e 25 mm, respetivamente. Para a margem de segurança, a utilização de aço inoxidável e a proteção adicional foram utilizados os valores recomendados pela norma que, neste caso, tomam o valor de 0.

Para a margem de cálculo que contabiliza as tolerâncias de execução foi adotado o valor recomendado de 10 mm. Posto isto, a Tabela 36 apresenta os resultados relativamente ao cálculo do recobrimento nominal das armaduras adotado neste projeto.

Tabela 36 - Recobrimento das armaduras

Classe de Exposição	$C_{min,b}$ [mm]	$C_{min,dur}$ [mm]	C_{min} [mm]	ΔC_{dev} [mm]	C_{nom} [mm]	$C_{adotado}$ [mm]
XC1	8	15	15	10	25	35
	10					
	12					
	16					
	20					
	25					
XC2/XC3	8	25	25	10	35	35
	10					
	12					
	16					
	20					
	25					

b) Distância mínima entre varões

A distância entre varões deve permitir uma adequada betonagem e compactação do betão assegurando boas condições de aderência. A cl. 8.2(2) do EC2 preconiza que para que estas condições sejam satisfeitas o afastamento de entre varões deve ser determinado através da seguinte expressão:

$$d_{min} \geq \max\{k_1 \times \phi; d_g + k_2; 20 \text{ mm}\} \quad [4.23]$$

Em que:

- ϕ – Diâmetro do varão;
- d_g – dimensão máxima do agregado;
- k_1 – 1,00 [mm];
- k_2 – 5,00 [mm].

Admitindo uma dimensão máxima do agregado de 22 mm e tendo em conta que o diâmetro máximo de varões utilizados no projeto foi de 25 mm a distância mínima entre varões determinada é de 30 mm.

c) Diâmetro mínimo de dobragem de varões

Os varões devem ser dobrados de forma a que não se formem fendas no varão e não ocorra rotura do betão no interior da curva do varão. Desta forma, a cl. 8.3(2) define um diâmetro

de dobragem mínimo, $\phi_{m,\min}$, de forma a que não se danifique a armadura e é dado pela seguinte expressão:

$$\phi_{m,\min} = \begin{cases} 4 \times \phi & , \phi \leq 16\text{mm} \\ 7 \times \phi & , \phi > 16\text{mm} \end{cases} \quad [4.24]$$

Recorrendo à expressão anterior resultam, para os vários diâmetros de varões, apresentam-se, na Tabela 37, os seguintes diâmetros de dobragem.

Tabela 37 - Diâmetro mínimo de dobragem dos varões para cotovelos, ganchos e laços

ϕ [mm]	6	8	10	12	16	20	25
$\phi_{m,\min}$ [mm]	24	32	40	48	64	140	175

d) Comprimento de amarração

A amarração dos varões deve ser efetuada de forma a assegurar uma boa transmissão das forças de aderência ao betão, evitando fendilhação longitudinal ou destacamento do betão. O cálculo do comprimento de amarração contabiliza o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. De acordo com a cl. 8.4.3(2) do EC2 o comprimento de amarração de referência, $l_{b,rqd}$, é dado por:

$$l_{b,rqd} = (\phi/4)(\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad [4.25]$$

Em que:

- $l_{b,rqd}$ – Comprimento de amarração de referência [mm];
- ϕ – Diâmetro do varão [mm];
- σ_{sd} – Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração [348 MPa para A400 NR];
- f_{bd} – Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência [MPa].

A tensão de rotura da aderência é determinada através da seguinte expressão:

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad [4.26]$$

Onde:

- η_1 – Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem [0,70 – condição mais desfavorável];
- η_2 – Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão [1,00 para $\phi \leq 32\text{mm}$];
- f_{ctd} – Valor de cálculo da resistência do betão à tração [MPa].

Para o cálculo do valor da resistência do betão à tração recorreu-se à cl. 3.1.6(2) que propõe a expressão seguinte:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad [4.27]$$

Onde:

- α_{ct} – Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada [1,00];
- γ_c – Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão [1,5];
- $f_{ctk,0,05}$ – Valor da tensão de rotura do betão para o quantilho 5% [1,8 MPa para C25/30].

Tabela 38 - Comprimento de amarração de referência

φ [mm]	σ_{sd} [MPa]	f_{bd} [MPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]
6	348	1,89	276
8			368
10			460
12			552
16			737
20			921
25			1151

Com a determinação de $l_{b,rqd}$, Tabela 38, é possível obter os valores do comprimento de amarração de cálculo descritos que são calculados de acordo com a cl. 8.4.4(1) do EC2 que estabelece a seguinte expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad [4.28]$$

Em que:

- α_1 – Coeficiente que tem em conta o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;
- α_2 – Coeficiente que tem em conta o efeito do recobrimento mínimo de betão;
- α_3 – Coeficiente que tem em conta o efeito da cintagem das armaduras transversais;
- α_4 – Coeficiente que tem em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

- α_5 – Coeficiente que tem em conta o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo;
- $l_{b,mín}$ – Comprimento de amarração mínimo se não existir nenhuma outra limitação [mm].

Os valores dos coeficientes α_1 a α_5 foram obtidos através do quadro 8.2 do EC2 e os comprimentos de amarração mínimos, apresentados na Tabela 39, foram calculados através da expressão:

$$l_{b,mín} \geq \begin{cases} \text{máx}\{0,3 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} & , \text{para varões traccionados} \\ \text{máx}\{0,6 \times l_{b,rqd}; 10 \times \phi; 100 \text{ mm}\} & , \text{para varões comprimidos} \end{cases} \quad [4.29]$$

Tabela 39 - Comprimento de amarração de cálculo

ϕ [mm]	$l_{b,rqd}$ [m]	Varões traccionados	Varões comprimidos	l_{bd} [m]	$l_{bd,adotado}$ [m]
		$l_{b,mín}$ [m]	$l_{b,mín}$ [m]		
6	0,28	0,10	0,17	0,19	0,20
8	0,37	0,11	0,22	0,26	0,30
10	0,46	0,14	0,28	0,32	0,35
12	0,55	0,17	0,33	0,39	0,40
16	0,74	0,22	0,44	0,52	0,55
20	0,92	0,28	0,55	0,64	0,65
25	1,15	0,35	0,69	0,81	0,85

Os pilares são ainda alvo de uma especificação relativamente à amarração de armadura para a situação de projeto sísmica, a cl. 5.6.2.1(2) preconiza que para este tipo de projeto se o esforço normal de um pilar for de tração, os comprimentos de amarração devem ser aumentados de 50% em relação ao que foi especificado na Tabela 39.

e) Amarração de armaduras transversais

A amarração de cintas e armaduras de esforço transversal por norma deve ser executada por meio de cotovelos e ganchos ou através de armaduras transversais soldadas, a cl. 8.5(1) do EC2 refere ainda que deve ser colocado um varão no interior do gancho ou cotovelo. A cl. 5.6.1(2) do EC8 refere que para cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, pilares ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de $10d_{bw}$, sendo d_{bw} o diâmetro do varão da armadura transversal.

f) Comprimento de emenda de armaduras

A transmissão de esforços entre varões pode ser realizada por sobreposição ou emenda de varões, por soldadura ou por dispositivos mecânicos. Neste edifício estas transmissões de esforços serão feitas através de sobreposição de varões e devem ser executadas de forma a:

- Fazer uma transmissão adequada de esforços de um varão para o outro;
- Evitar o destacamento do betão na vizinhança das emendas;
- Evitar a ocorrência de fendas largas que prejudiquem o desempenho da estrutura.

O EC2 define um comprimento de sobreposição de armaduras que é determinado através da expressão apresentada na cl. 8.7.3(1).

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad [4.30]$$

Em que:

- $l_{b,rqd}$ – Comprimento de amarração de referência [mm];
- $l_{0,min}$ – Comprimento de sobreposição mínimo [mm];
- α_1 a α_5 – Coeficientes determinados em d);
- α_6 – Coeficiente que toma o valor de $(\rho_l/25)^{0,5}$, no entanto, não é inferior a 1,0 nem superior a 1,5. A percentagem de varões emendados a uma distância inferior a $0,65l_0$ da secção média da sobreposição considerada é dada por ρ_l [1,50 – Valor mais desfavorável].

O comprimento de sobreposição mínimo é dado por:

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15 \times \phi; 200 \text{ mm}\} \quad [4.31]$$

A Tabela 40 apresenta os resultados obtidos para o comprimento de emendas de varões.

Tabela 40 - Comprimentos de emenda de armaduras

φ [mm]	$l_{b,rqd}$ [m]	$l_{0,mín}$ [m]	l_0 [m]	$l_{0,adotado}$ [m]
6	0,28	0,20	0,41	0,45
8	0,37	0,20	0,55	0,55
10	0,46	0,21	0,69	0,70
12	0,55	0,25	0,83	0,85
16	0,74	0,33	1,10	1,10
20	0,92	0,41	1,38	1,40
25	1,15	0,52	1,73	1,75

4.1.2.2. Lajes

As lajes são dimensionadas de acordo com o EC2 para as ações verticais, visto que, face à elevada rigidez no plano horizontal destes elementos estruturais laminares, os esforços provocados pela ação sísmica são distribuídos pelos elementos verticais. O regulamento impõe uma série de condições que devem ser verificadas no dimensionamento deste tipo de elementos estruturais que serão descritas em seguida.

a) Armadura Longitudinal

A cl. 9.3.1.1(1) define uma armadura mínima e máxima iguais às que estão dispostas na cl. 9.2.1.1(1) e (3) para as vigas e são determinadas através das seguintes expressões:

$$A_{s,mín} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad [4.32]$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad [4.33]$$

Em que:

- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura à tração simples [2,60 MPa para C25/30];
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço [400 MPa para A400 NR];
- b_t – Largura média da zona tracionada [1,00 em lajes para que as armaduras sejam dadas por metro];
- d – Altura útil da secção transversal;
- A_c – Área da secção de betão armado.

A cl. 9.3.1.1(3) refere que os espaçamentos máximos dos varões nas lajes não devem ser superiores a $s_{máx,slabs}$, que é determinado através das seguintes expressões:

- Para armaduras principais:

$$s_{m\acute{a}x,slabs} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm}$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{m\acute{a}x,slabs} = 3,5 \times h \leq 450 \text{ mm}$$

- Para armaduras principais, em zonas de cargas concentradas ou momentos máximos:

$$s_{m\acute{a}x,slabs} = 2 \times h \leq 250 \text{ mm}$$

- Para armaduras de distribuição, em zonas de cargas concentradas ou momentos máximos:

$$s_{m\acute{a}x,slabs} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm}$$

No caso deste projeto não foram usados espaçamentos entre varões superiores a 200 mm satisfazendo assim os requisitos mencionados anteriormente.

b) Armadura de Esforço Transverso

A cl. 9.3.2 do EC2 preconiza que para uma laje ter armadura de esforço transverso, esta deve ter pelo menos 200 mm de espessura. No entanto, a cl. 6.2.1(3) refere que no caso do valor de cálculo de esforço transverso resultante das aoes exteriores, V_{Ed} , ser menor ou igual ao valor de cálculo de esforço transverso resistente de um elemento sem armadura de esforço transverso, $V_{Rd,c}$, então não é necessário o cálculo de uma armadura de esforço transverso para este tipo de elementos. O valor de cálculo de esforço transverso resistente, $V_{Rd,c}$, é dado pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad [4.34]$$

com um mínimo de $(v_{m\acute{ı}n} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

Em que:

- $C_{Rd,c}$ – Coeficiente que toma o valor recomendado de $0,18/\gamma_c$;
- k – Coeficiente com o valor de $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm;
- ρ_1 – Taxa de armadura de tração que toma o valor de $\frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02$;
 - A_{sl} – rea da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd}+d)$ para além da secção considerada [cm^2/m];
 - b_w – Menor largura da secção transversal na área tracionada [m];
 - d – Altura útil da secção transversal [m].
- f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão [25 MPa para C25/30];
- k_1 – Coeficiente com o valor recomendado de 0,15;
- σ_{cp} – Toma o valor de $N_{Ed}/A_c < 0,2 \times f_{cd}$ [MPa];

- N_{Ed} – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço;
- A_c – Área da secção transversal de betão [mm²];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão [16,7 MPa para C25/30];
- v_{\min} – É dado por $0,0035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$ [MPa].

c) Armadura de Punçoamento

A laje de pavimento do piso 0, onde se localiza o campo de jogos, e a laje do piso da cobertura inferior do bloco 2 são do tipo fungiforme maciça. Sendo necessária a verificação ao estado limite último de punçoamento na ligação pilar-laje, que é caracterizado por ser um tipo de rotura frágil devido a esforços elevados em áreas de pequenas dimensões. A Figura 21 apresenta o modelo de verificação do estado limite último de punçoamento.

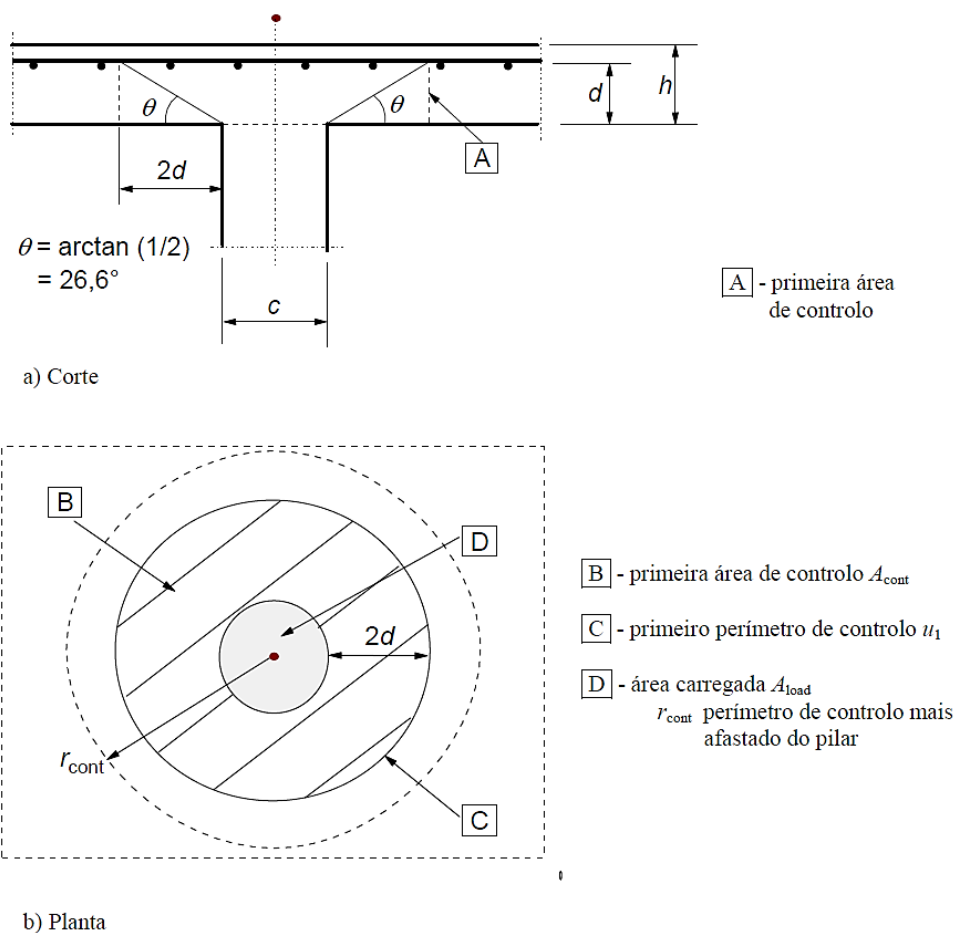


Figura 21 - Modelo para a verificação do punçoamento(CEN, 2010b)

O método de cálculo consiste em verificações efetuadas à face do pilar e no primeiro perímetro de controlo, u_1 . Caso seja necessário adotar uma armadura de punçoamento, deve ser determinado o perímetro de controlo a partir do qual se pode dispensar a armadura de punçoamento, $u_{out,ef}$. Com base na cl. 6.43(2) as verificações necessárias, para a análise deste estado limite, são as seguintes:

- No perímetro do pilar, ou no perímetro da área carregada, não deverá ser excedido o valor da tensão máxima de punçoamento, $v_{Ed} \leq v_{Rd,máx}$;
- Não é necessária armadura de punçoamento se $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$;
- Se v_{Ed} for superior a $v_{Rd,c}$ para a secção de controlo considerada, deve ser adotada uma armadura de punçoamento.

Em que:

- v_{Ed} - Valor de cálculo da tensão de corte por punçoamento [kN/m^2];
- $v_{Rd,máx}$ - Valor de cálculo da tensão de corte resistente máxima por punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada [kN/m^2];
- $v_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da tensão de corte ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada [kN/m^2].

O primeiro perímetro de controlo, u_1 , ou perímetro de controlo básico, é de uma forma geral, definido a uma distância de $2d$ da área carregada e o seu traçado deve corresponder a um comprimento mínimo. A Figura 22 ilustra o perímetro de controlo básico para um pilar retangular, situação que que se verifica neste projeto.

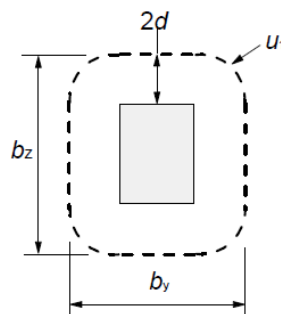


Figura 22 – Primeiro perímetro de controlo u_1 (CEN, 2010b)

Observando a figura anterior verifica-se que o perímetro básico de controlo pode ser determinado através da expressão 4.35 para pilares retangulares.

$$u_1 = 2 \times b_z + 2 \times b_y + 4 \times \pi \times d \quad [4.35]$$

Em que:

- b_z – Dimensão segundo o eixo z do pilar, correspondente à soma da dimensão do pilar nessa direção com $4d$ [m];
- b_y – Dimensão segundo o eixo y do pilar, correspondente à soma da dimensão do pilar nessa direção com $4d$ [m];
- d – Altura útil da laje [m].

A cl. 6.4.3(3) do EC2 refere que para casos em que a reação de apoio é excêntrica em relação ao perímetro de controlo, o valor de cálculo da tensão de corte por punçoamento é dada pela seguinte expressão:

$$v_{Ed} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{u_i \times d} \quad [4.36]$$

Onde:

- V_{Ed} – Valor da carga de punçoamento [kN];
- u_i – Perímetro de controlo considerado;
- d – Altura útil da laje
- β – Coeficiente dado aproximadamente por: $1 + 1,8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$, para pilares retangulares. Em que:
 - e_y – Excentricidade segundo y, dada por $e_y = M_{zz}/V_{Ed}$, em que M_{zz} é o momento atuante em torno do eixo z do pilar.
 - e_z – Excentricidade segundo z, dada por $e_z = M_{yy}/V_{Ed}$, em que M_{yy} é o momento atuante em torno do eixo y do pilar.

O valor de cálculo da tensão de corte ao punçoamento de uma laje sem armadura específica de punçoamento é determinado através da seguinte expressão:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \quad [4.37]$$

Em que:

- $C_{Rd,c}$ – Coeficiente que toma o valor recomendado de $0,18/\gamma_c$;
- k – Coeficiente com o valor de $1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$, com d em mm;
- ρ_1 – Taxa de armadura de tração que toma o valor de $\sqrt{\rho_{1y} \times \rho_{1z}} \leq 0,02$;

- ρ_{1y} e ρ_{1z} – Taxas de armaduras de tração nas direções y e z do pilar. Devem ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de 3d para cada lado;
- f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão [25 MPa para C25/30];
- k_1 – Coeficiente com o valor recomendado de 0,10;
- σ_{cp} - Toma o valor de $(\sigma_{cp,y} + \sigma_{cp,z})/2$ [MPa];
 - $\sigma_{cp,i}$ – Toma o valor de $N_{Ed,i}/A_c$ [MPa];
 - $N_{Ed,i}$ – Esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço, nas direções y e z do pilar;
 - A_c – Área da secção transversal de betão [mm];
- v_{\min} – É dado por $0,0035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$ [MPa].

Por último, o valor de cálculo da tensão de corte resistente máxima por punçoamento, $v_{Rd,máx}$, é determinado de acordo com a expressão 4.38.

$$v_{Rd,máx} = 0,4 \times v \times f_{cd} \quad [4.38]$$

Em que:

- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão [16,7 MPa para C25/30];
- v – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, dado por: $0,6 \times \left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right]$, com f_{ck} em MPa

4.1.2.3. Vigas

a) Armadura Longitudinal

A cl. 9.2.1 do EC2 define que as vigas, à semelhança das lajes, devem cumprir com uma área de armadura longitudinal de tração mínima dada pela expressão seguinte:

$$A_{s,mín} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad [4.39]$$

Em que:

- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura à tração simples [2,60 MPa para C25/30];
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço [400 MPa para A400 NR];
- b_t – Largura média da zona tracionada [m];
- d – Altura útil da secção transversal.

Por sua vez, a armadura máxima, de acordo com a cl. 9.2.1.1 (3) do EC2 é dada por $0,04 \times A_c$, em que A_c é a área da secção transversal de betão armado.

Relativamente à resistência à flexão e ao esforço transversal o EC8 refere que a armadura superior das secções transversais de extremidade das vigas sísmicas primárias de secção em T ou em L deve ser colocada principalmente dentro da alma da viga, no entanto, parte desta armadura pode ser colocada fora da largura da alma, dentro da largura efetiva do banço, b_{eff} ,

No projeto em questão, com o objetivo de evitar uma área de armadura inferior elevada na extremidade das vigas sísmicas primárias, para garantir as condições de ductilidade, foi considerado que 70% da armadura superior seria colocada dentro da largura da alma e os restantes 30% fora da largura da alma, mas dentro dos limites da largura efetiva do banço. A cl. 5.4.3.1.1(3) define 4 situações distintas para a determinação da largura efetiva do banço, ilustradas na Figura 23.

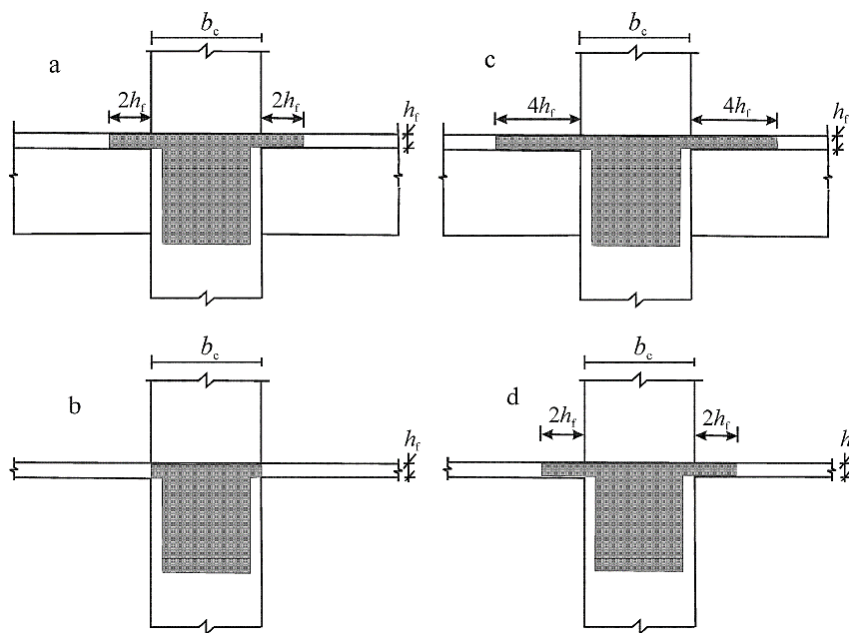


Figura 23 - Largura efetiva do banço b_{eff} para vigas ligadas a pilares(CEN, 2010d)

A Figura 23a) representa a situação de uma viga sísmica primária ligada a pilares exteriores e com a presença de uma viga transversal de altura semelhante. Neste caso, a largura efetiva do banço é aumentada em $2h_f$ para cada lado da viga. Na ausência de uma viga transversal, a viga sísmica primária ligada a pilares exteriores apresenta uma largura efetiva igual à largura do pilar, b_c , tal como demonstra a Figura 23b). Para vigas primárias ligadas a pilares interiores, as larguras descritas anteriormente são aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga, ou seja, no caso de existir uma viga transversal a largura efetiva do banço é aumentada de $4h_f$ para cada lado e, na

ausência de uma viga transversal, a largura do banzo é aumentada em $2h_f$ para cada lado, estas duas situações estão representadas na Figura 23c) e Figura 23d).

A ductilidade local em vigas sísmicas primárias é garantida através de várias disposições construtivas que devem ser adotadas. Deste modo, o EC8 considera que as zonas críticas das vigas se dispõem numa extensão, l_{cr} , igual a h_w , altura da viga, a partir de uma secção transversal de extremidade, na qual a viga tem ligação a um nó viga-pilar, ou a partir de ambos os lados de outra secção transversal com possibilidade de plastificação na ocorrência de um sismo. No caso de vigas que suportam elementos verticais descontínuos, as zonas com uma extensão de $2h_w$ de cada lado do elemento vertical devem ser consideradas como zonas críticas.

A cl. 5.4.3.1.2 do EC8 refere que para o requisito de ductilidade local nas zonas críticas ser assegurado, o valor do fator de ductilidade em curvatura, μ_ϕ , deve ser determinado através das seguintes expressões:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_C \quad [4.40]$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C \quad [4.41]$$

Em que:

- q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento;
- T_1 – Período fundamental do edifício;
- T_C – Período no limite superior da zona de aceleração constante no espectro.

A Tabela 41 apresenta os valores do fator de ductilidade em curvatura para cada direção.

Tabela 41 - Fatores de ductilidade em curvatura

Direção	q_0	T_1 [s]	T_C [s]	μ_ϕ
X	3,90	0,46	0,60	8,54
Y	3,90	0,28	0,60	13,24

O requisito de ductilidade local é garantido se forem verificadas as seguintes condições para os dois banzos da viga:

- Deve ser colocada uma armadura na zona comprimida que não seja inferior a metade da armadura da zona tracionada, ou seja, $A_{s,c} \geq 0,5A_{s,t}$.
- A taxa de armadura na zona tracionada ρ deve ser menor ou igual a um valor $\rho_{\text{máx}}$, que é dado por:

$$\rho_{m\acute{a}x} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \times \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [4.42]$$

Em que:

- ρ' – Taxa de armadura da zona comprimida;
- μ_{ϕ} – Fator de ductilidade em curvatura;
- $\varepsilon_{sy,d}$ – Extensão de cedência do aço [1,74‰ para A400 NR];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR].

O EC8 impõe ainda um limite mínimo, $\rho_{m\acute{i}n}$, relativamente à taxa de armadura na zona tracionada, ρ . Ao longo de todo o comprimento de uma viga sísmica primária, $\rho_{m\acute{i}n}$ toma o valor de:

$$\rho_{m\acute{i}n} = 0,5 \times \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) \quad [4.43]$$

Onde:

- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura à tração simples [2,60 MPa para C25/30];
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço [400 MPa para A400 NR].

As amarrações e emendas de armaduras também são alvo de algumas especificações expostas na cl. 5.6.2.2 para as vigas. Com o intuito de impedir a rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar, d_{bL} , deve ser limitado de acordo com as condições seguintes:

- Nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0,8 \times v_d}{1 + 0,75 \times k_D \times \rho' / \rho_{m\acute{a}x}} \quad [4.44]$$

- Nós viga-pilar exteriores:

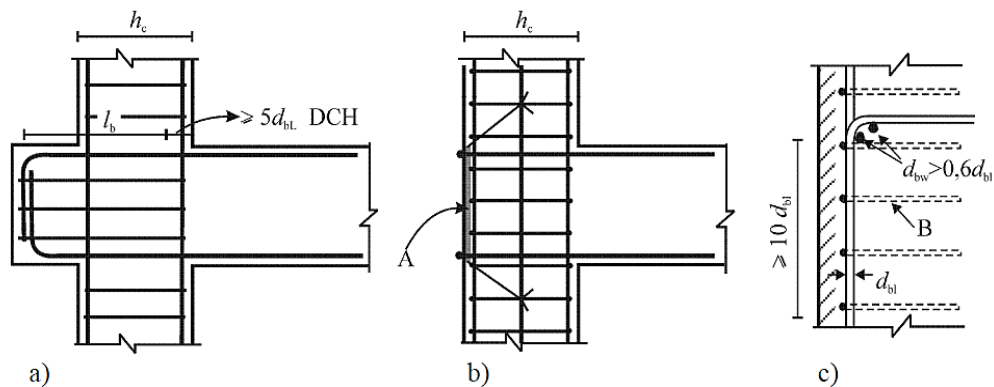
$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times v_d) \quad [4.45]$$

Em que:

- h_c – Largura do pilar na direção paralela aos varões;
- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura à tração simples [2,60 MPa para C25/30];

- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR];
- v_d – Esforço normal reduzido de cálculo no pilar, considerado com o seu valor mínimo para a situação de projeto sísmica $v_d = N_{Ed}/(f_{cd} \times A_c)$;
- k_D – Coeficiente função da classe de ductilidade (2/3 para a classe DCM);
- ρ' – Taxa de armadura da zona comprimida;
- $\rho_{\text{máx}}$ – Taxa máxima admissível de armadura de tração;
- γ_{Rd} – Coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências (1 para a classe DCM).

Caso os limites anteriores não sejam satisfeitos devido à dimensão do pilar, h_c , paralela aos varões, ser demasiado pequena, podem adotar-se disposições construtivas complementares ilustradas na Figura 24.



Legenda:

- A chapa de amarração
B cintas em torno dos varões do pilar

Figura 24 - Disposições complementares para a amarração de armaduras nos nós viga-pilar (CEN, 2010d)

Em que:

- A figura Figura 24a) corresponde à situação de a viga ou laje ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores;
- A figura Figura 24b) ilustra uma solução com varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos nós;
- A figura Figura 24c) representa uma solução com dobragem a 90° de varões longitudinais com um comprimento mínimo de $10d_{bL}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem.

b) Armadura Transversal

A cl. 9.2.2 define que a armadura de esforço transverso deve formar um ângulo entre 45° e 90° com o eixo longitudinal do elemento estrutural, para o projeto em causa, considerou-se um ângulo $\alpha=90^\circ$. A taxa de armadura de esforço transverso é determinada através da seguinte expressão:

$$\rho_w = A_{sw}/(s \times b_w \times \sin \alpha) \quad [4.46]$$

Em que:

- ρ_w – Taxa de armadura de esforço transverso;
- A_{sw} – área das armaduras de esforço transverso existente no comprimento s ;
- s – Espaçamento das armaduras de esforço transverso, medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;
- b_w – Largura da alma do elemento;
- α – Ângulo formado pelas armaduras de esforço transverso e o eixo longitudinal;

No entanto, ρ_w não deve ser inferior a $\rho_{w,min}$, que se calcula através da expressão 4.47.

$$\rho_{w,min} = (0,08 \times \sqrt{f_{ck}})/f_{yk} \quad [4.47]$$

Onde:

- f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura do betão [25 MPa para C25/30];
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço [400 MPa para A400 NR].

Recorrendo às duas expressões anteriores é possível determinar a armadura de esforço transverso mínimo utilizando a seguinte expressão:

$$A_{sw,min}/s = \rho_{w,min} \times b_w \times \sin \alpha \quad [4.48]$$

Os estribos destes elementos estruturais são, tal como foi dito anteriormente, verticais. Posto isto, o valor do esforço transverso resistente, V_{Rd} , é o menor dos seguintes valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad [4.49]$$

$$V_{Rd,s,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}/(\cot \theta + \tan \theta) \quad [4.50]$$

Em que:

- $V_{Rd,s}$ – Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela resistência da armadura transversal [kN];
- $V_{Rd,máx}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, correspondente à resistência à compressão das escoras de betão [kN];
- A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal [cm²/m];
- s – Espaçamento dos estribos [m];
- z – Braço do binário das forças interiores [m];
- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal [MPa];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- θ – Ângulo referente às escoras comprimidas do betão;
- b_w – Largura da alma da viga [m];
- v_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
- α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido [1,00 – valor recomendado].

Relativamente ao espaçamento das armaduras de esforço transversal, o EC2 define que o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal não deve ser superior a $s_{1,máx}$, sendo este determinado através da seguinte expressão:

$$s_{1,máx} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \theta) \quad [4.51]$$

No caso de varões inclinados, o espaçamento máximo longitudinal não deve ser superior a $s_{b,máx}$.

$$s_{b,máx} = 0,6 \times d \times (1 + \cot \theta) \quad [4.52]$$

O espaçamento transversal entre os ramos de estribos não deve ser superior a $s_{t,máx}$, que é calculado da seguinte forma:

$$s_{t,máx} = 0,75 \times d \leq 600 \text{ mm} \quad [4.53]$$

A situação de projeto sísmica também exige a adoção de algumas disposições construtivas específicas relativamente às armaduras transversais. A cl. 5.4.3.1.2(6) do EC8

estabelece que nas zonas críticas de vigas primárias, as armaduras de confinamento devem satisfazer as seguintes condições:

- O diâmetro das armaduras, d_{bw} , não deve ser inferior a 6 mm;
- o espaçamento, s , das armaduras de confinamento não deve ser superior a:

$$s = \text{mín}\{h_w/4; 24 \times d_{bw}; 225; 8 \times d_{bL}\}$$

Em que:

- h_w – Altura da viga [mm];
 - d_{bw} – Diâmetro das armaduras de confinamento [mm];
 - d_{bL} – Diâmetro das armaduras longitudinais [mm].
- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a, no máximo, 50 mm da secção de extremidade da viga, tal como demonstra a Figura 25.

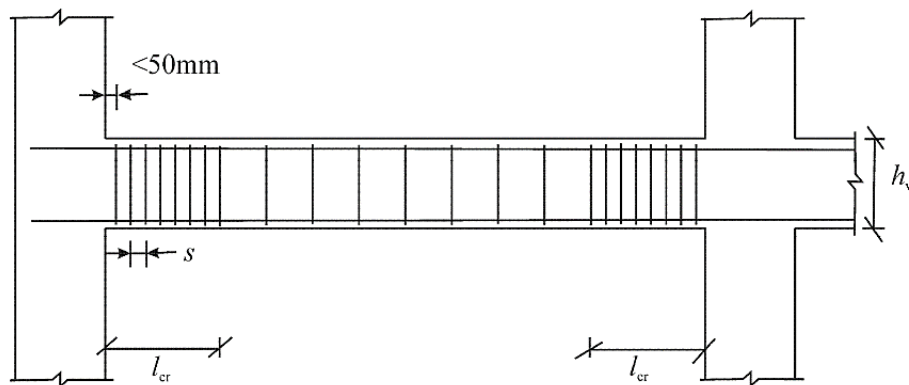


Figura 25 - Armaduras transversais em vigas sísmicas primárias(CEN, 2010d)

As vigas sísmicas primárias de estruturas de classe de ductilidade média são dimensionadas de acordo com os esforços de cálculo estabelecidos na cl. 5.4.2.2 do EC8. O valor correspondente aos esforços transversos de cálculo é determinado pelo método da capacidade real, com base no equilíbrio da viga sob a ação de:

- A carga transversal que nela atua na ocorrência de um sismo;
- Os momentos nas extremidades, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica.

O objetivo do método da capacidade real (*Capacity Design*) é a conceção de estruturas com ductilidade e capacidade de dissipação de energia, de forma a evitar a formação de mecanismos de rotura frágil ou modos de rotura localizados, tais como, a concentração de rótulas plásticas em pilares e roturas por esforço transversal.

Os momentos fletores presentes nas extremidades da viga, $M_{i,d}$, são determinados através da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i} \times \min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \quad [4.54]$$

Em que:

- γ_{Rd} – Coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço [1,00 para vigas - classe DCM];
- $M_{Rb,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica [kNm];
- $\sum M_{Rc}$ – Soma dos valores dos momentos resistentes dos pilares [kNm];
- $\sum M_{Rb}$ – Soma dos valores dos momentos resistentes das vigas, que concorrem no nó [kNm].

A determinação dos esforços transversos atuantes tem como objetivo garantir que as vigas tenham capacidade resistente suficiente para evitar roturas por esforço transversal antes da formação de mecanismos dúcteis (rótulas plásticas). Sendo por isso aplicadas, nas extremidades dos nós dos elementos, combinações mais desfavoráveis de momentos fletores resistentes afetados de um coeficiente de sobre-resistência, γ_{Rd} , para ter em conta o endurecimento do aço.

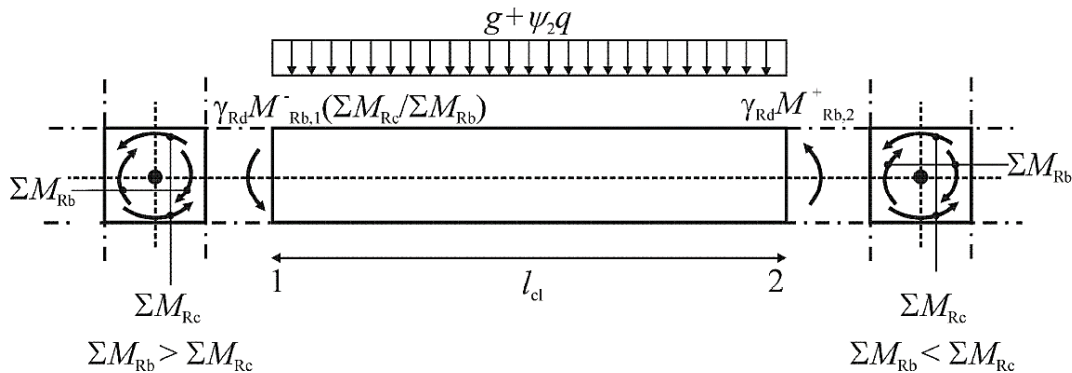


Figura 26 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas (CEN, 2010d)

Observando a Figura 26 e considerando $\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb} = 1$, para estar do lado da segurança, as expressões de cálculo que permitem a determinação dos esforços transversos nas secções de extremidade da viga são:

$$V_{Ed,1} = V_{Ed,g+\psi_2q} + \gamma_{Rd} \times \frac{M_{Rb,2}^+ + M_{Rb,1}^-}{l_{cl}} \quad [4.55]$$

$$V_{Ed,2} = V_{Ed,g+\psi_2q} + \gamma_{Rd} \times \frac{M_{Rb,2}^- + M_{Rb,1}^+}{l_{cl}} \quad [4.56]$$

Em que:

- $V_{Ed,i}$ – Esforço transversal na extremidade i da viga [kN];
- $V_{Ed,g+\psi_2q}$ – Esforço transversal devido à combinação quase-permanente [kN];
- l_{cl} – Comprimento livre da viga [m];
- γ_{Rd} – Coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço [1,00 para vigas - classe DCM];
- $M_{Rb,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica [kNm].

A área de armadura de flexão a adotar nas vigas é estimada recorrendo a parâmetros adimensionais como a percentagem mecânica de armadura e o momento resistente reduzido cujas expressões se apresentam em seguida.

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times f_{cd} \times d^2} \quad [4.57]$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \quad [4.58]$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \quad [4.59]$$

Em que:

- μ – Momento resistente reduzido;
- M_{Ed} – Momento atuante na secção da viga [kNm];
- b – Largura da viga [m];
- d – Altura útil da viga [m];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- ω – Percentagem mecânica de armadura;
- A_s – Área de armadura na secção da viga [cm²];
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço [400 MPa para A400 NR].

Os momentos resistentes são obtidos considerando as armaduras de flexão e a contribuição das armaduras da laje como ilustra a Figura 27.

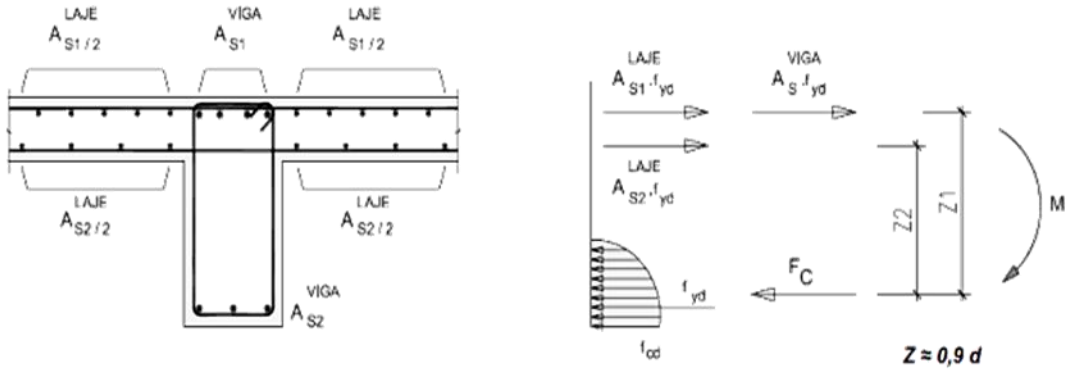


Figura 27 - Contribuição das armaduras e da viga e da laje para o momento resistente real da viga sísmica (Costa, 2011)

O valor do momento resistente real na extremidade da viga, contabilizando a contribuição da armadura presente na laje para a resistência da viga, é dado pela expressão 4.60 para as armaduras superiores. As armaduras inferiores na extremidade da viga são calculadas considerando a pela expressão 4.61.

$$M_{Rd}^- = A_{S1,Laje} \times f_{yd} \times z_1 + A_{S2,Laje} \times f_{yd} \times z_2 + A_{S1,viga} \times f_{yd} \times z_1 \quad [4.60]$$

$$M_{Rd}^+ = A_{S2,viga} \times f_{yd} \times z_1 \quad [4.61]$$

Em que:

- $A_{s,i}$ – Área de armadura [cm^2];
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR];
- z_i – Valor do braço de momento [m].

4.1.2.4. Pilares

A cl. 5.1.2 do EC8 estabelece a definição de pilar como um elemento estrutural sujeito a forças gravíticas por compressão axial ou sujeito a um esforço normal reduzido de cálculo, v_d , superior a 0,1. No entanto, no caso de pilares sísmicos primários, v_d não deve ser superior a 0,65 e calcula-se através da seguinte expressão:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad [4.62]$$

Em que:

- N_{Ed} – Esforço axial atuante no pilar [kN];
- A_c – Área da secção transversal do pilar [m^2];

- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30].

a) Armadura Longitudinal

O dimensionamento de pilares, tal como no caso das vigas, é condicionado pela regulamentação em vigor que estabelece determinadas regras a adotar, de forma a que a estrutura verifique as condições de segurança. Deste modo, a cl. 9.5.2 do EC2 define que o diâmetro dos varões longitudinais dos pilares não deve ser inferior a 8 mm, no entanto, o Anexo Nacional remete-nos para um diâmetro de 10 mm. Na mesma cláusula são definidas as armaduras longitudinais máximas e mínimas a aplicar nos pilares, estas são dadas pelas expressões seguintes:

$$A_{s,mín} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \quad [4.63]$$

Deve-se ter em conta $A_{s,mín} = 0,002 \times A_c$ se este valor for maior que o da expressão anterior.

$$A_{s,máx} \leq 0,04 \times A_c \quad [4.64]$$

Em que:

- $A_{s,mín}$ – Armadura longitudinal mínima do pilar [cm^2];
- N_{Ed} – Esforço axial atuante no pilar [kN];
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR];
- $A_{s,máx}$ – Armadura longitudinal máxima do pilar, nas zonas de emenda ou sobreposição considera-se o dobro do valor determinado através da expressão anterior [cm^2];
- A_c – Área da secção transversal do pilar [m^2].

O EC8 apresenta também algumas regras a serem respeitadas relativamente à armadura longitudinal. A cl. 5.4.3.2.2 preconiza que a taxa total de armadura longitudinal, ρ_1 , não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04. Em secções transversais simétricas devem adotar-se disposições de armaduras simétricas, ou seja, a armadura de tração, ρ' , será igual à armadura de compressão, ρ . Deve ainda ser colocado, pelo menos, um varão intermédio entre os varões de canto, ao longo de cada face do pilar, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

O dimensionamento dos pilares é executado, tal como foi referido anteriormente, pelo método da capacidade real, que de acordo com o EC8, visa a garantir a formação de rótulas plásticas nas vigas e evitar roturas frágeis por esforço transversal. Para estruturas porticadas como

é o caso do projeto em questão, esta situação é garantida quando todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com pilares sísmicos primários verificam a condição de pilar forte-viga fraca, que é dada pela seguinte expressão:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \times \sum M_{Rb} \quad [4.65]$$

Em que:

- ΣM_{Rc} – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó [kNm];
- ΣM_{Rb} – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas ao nó [kNm].

Numa situação de cálculo manual, a expressão 4.65 é verificada considerando os valores dos momentos resistentes das vigas, calculados através do método descrito em 4.1.2.3 e, os valores dos momentos fletores dos pilares fornecidos pelo programa de cálculo automático *SAP2000*. No caso de não se verificar a expressão 4.65, é então efetuada uma redistribuição de esforços com base nos momentos resistentes das vigas e nas percentagens de distribuição de esforços presentes no pilar, ou seja, $M_{Rc} = \%M_{Ed} \cdot 1,3 \cdot \Sigma M_{Rb}$ obtendo-se assim o valor dos momentos resistentes do pilar a aplicar no seu dimensionamento.

O dimensionamento através do programa de cálculo *SAP2000* é realizado inserindo no modelo de cálculo a pormenorização real das armaduras das vigas e dos pilares, sendo que o programa efetua a verificação da equação 4.65 com base nas armaduras inseridas.

A armadura longitudinal de flexão dos pilares sísmicos primários foi determinada em flexão composta uniaxial para o momento condicionante, através da determinação de alguns parâmetros adimensionais como o valor do esforço normal reduzido de cálculo, v , o valor do momento fletor reduzido de cálculo, μ , e a percentagem mecânica de armadura, sendo este último parâmetro obtido através de ábacos $\mu - v$. Os parâmetros adimensionais são calculados através das seguintes expressões:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad [4.66]$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times h^2 \times f_{cd}} \quad [4.67]$$

Em que:

- v_d – Esforço normal reduzido de cálculo;
- N_{Ed} – Esforço axial de cálculo no pilar, para a situação de momento máximo [kN];

- A_c – Área da secção transversal do pilar [m^2];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- μ – Momento fletor reduzido de cálculo;
- M_{Ed} – Momento fletor de cálculo no pilar [kNm];
- b – Largura do pilar [m];
- h – Altura do pilar [m].

Posto isto, o valor da área de armadura de flexão a adotar é determinada através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} \quad [4.68]$$

Em que:

- ω – Percentagem mecânica de armadura;
- A_c – Área da secção transversal do pilar [m^2];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR].

O cálculo da área de armadura de flexão deve ser feito para cada uma das direções de cálculo, x e y, do pilar. Após a determinação da armadura, é feito o processo inverso, de modo a calcular os momentos resistentes reais do pilar.

Tendo determinado os momentos resistentes, é efetuada uma verificação relativamente à flexão desviada. A cl. 5.8.9(4) do EC2 refere que na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão desviada, deve ser satisfeita a seguinte condição simplificada:

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^a \times \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1,0 \quad [4.69]$$

Em que:

- $M_{Ed,i}$ – Momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem [kNm];
- $M_{Rd,i}$ – Momento resistente na direção considerada [kNm];
- a – Expoente;

No caso de secções retangulares, o expoente a pode ser obtido através da Tabela 42.

Tabela 42 - Expoente para a verificação da flexão desviada

N_{Ed}/N_{Rd}	0,1	0,7	1,0
a	1,0	1,5	2,0

b) Armadura Transversal

O EC2 estabelece um diâmetro mínimo de 6 mm ou um quarto do diâmetro máximo dos varões longitudinais a adotar em armaduras transversais, como cintas, laços ou armaduras helicoidais. Estas armaduras devem de ser amarradas corretamente e o espaçamento ao longo do pilar não deverá exceder $s_{cl,tmáx}$, que de acordo com a cl. N.A-9.5.3(3) deve ser considerado o mínimo dos seguintes valores:

- 15 vezes o diâmetro mínimo dos varões longitudinais;
- A menor dimensão do pilar;
- 300 mm.

O espaçamento anteriormente mencionado deve ser reduzido cerca de 40% em:

- Secções localizadas a uma distância não superior à maior dimensão da secção transversal do pilar, acima ou abaixo de uma viga ou de uma laje;
- Zonas de emendas por sobreposição, se o diâmetro máximo dos varões longitudinais for superior a 14 mm. São necessários no mínimo, 3 varões transversais igualmente espaçados no comprimento de sobreposição.

O regulamento refere ainda que em pilares onde há variação da sua secção transversal, o espaçamento das armaduras transversais deve ser determinado contabilizando as forças transversais resultantes dessa variação. Por último, os varões localizados nos cantos devem ser travados por meio de armaduras transversais e em zonas de compressão nenhum varão deve estar localizado a mais de 150 mm de um varão travado.

A cl. 5.4.3.2.2 do EC8 estipula algumas disposições construtivas relativas aos pilares sísmicos primários de forma a garantir a ductilidade local. Tal como as vigas, os pilares também têm zonas críticas, com uma extensão l_{cr} a partir das suas secções de extremidade e, na ausência de informações mais precisas, o seu comprimento é determinado através da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max\left\{h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45\right\} \quad [4.70]$$

Em que:

- h_c – Maior dimensão da secção transversal do pilar [m];

- l_{cl} – Comprimento livre do pilar [m].

A altura total do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica nos casos em que $l_c/h_c < 3$.

O regulamento define ainda que nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro não inferior a 6mm com um espaçamento tal que garanta a ductilidade e impeça a encurvadura dos varões longitudinais. O espaçamento máximo das cintas deve respeitar a seguinte expressão:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175; 8 \times d_{bL} \right\} \quad [4.71]$$

Em que:

- b_0 – Distância mínima do núcleo de betão [mm];
- d_{bL} – Diâmetro mínimo dos varões longitudinais [mm].

Por último, a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos não pode ser superior a 200 mm.

Relativamente ao esforço transversal nos pilares, o raciocínio é semelhante ao que foi aplicado nas vigas, a cl. 5.4.2.3(2) do EC8 estabelece que os momentos nas extremidades, $M_{i,d}$, podem ser determinados através da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rc,i} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad [4.72]$$

Em que:

- γ_{Rd} – Coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço [1,10];
- $M_{Rc,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica [kNm];
- $\sum M_{Rc}$ – Soma dos valores dos momentos resistentes dos pilares [kNm];
- $\sum M_{Rb}$ – Soma dos valores dos momentos resistentes das vigas, que concorrem no nó [kNm].

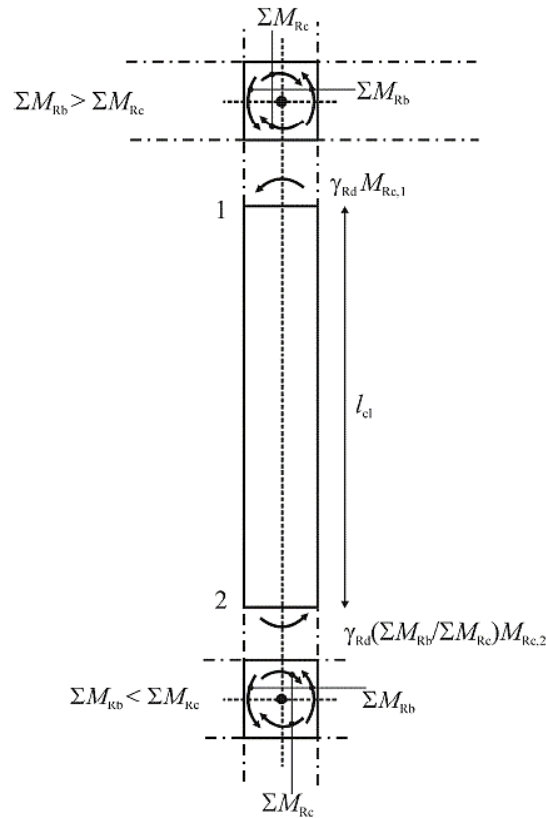


Figura 28 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares (CEN, 2010d)

Com base na Figura 28 e considerando $\Sigma M_{Rb} / \Sigma M_{Rc}$ igual a 1 estando do lado da segurança, é possível deduzir a expressão de cálculo associada ao esforço transversal nas extremidades do pilar. Esta expressão traduz-se em:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \times \frac{M_{Rc,1} + M_{Rc,2}}{l_{cl}} \quad [4.73]$$

Onde:

- γ_{Rd} – Coeficiente que tem em conta a possível sobre-resistência por endurecimento do aço [1,10];
- $M_{Rc,i}$ – Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i no sentido do momento fletor sísmico para o sentido considerado da ação sísmica [kNm];
- l_{cl} – Comprimento livre do pilar [m].

O cálculo da armadura transversal de pilares é efetuado com recurso à cl. 6.2.3(3) do EC2, referindo que para elementos com armaduras transversais constituídas por estribos verticais o esforço transversal resistente, V_{Rd} é o menor valor entre:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad [4.74]$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta) \quad [4.75]$$

Em que:

- $V_{Rd,s}$ – Valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela resistência da armadura transversal [kN];
- $V_{Rd,m\acute{a}x}$ – Valor de cálculo do esforço transversal resistente máximo, correspondente à resistência à compressão das escoras de betão [kN];
- A_{sw} – Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal [cm^2/m];
- s – Espaçamento dos estribos [m];
- z – Braço do binário das forças interiores [m];
- f_{ywd} – Valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal [MPa];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- θ – Ângulo referente às escoras comprimidas do betão [45°];
- b_w – Largura da alma da viga [m];
- v_1 – Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal;
- α_{cw} – Coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido [1,00 – valor recomendado].

Considerando que V_{Ed} é calculado com base na capacidade real, através da expressão 4.73 e, que o estado limite último de esforço transversal é verificado se $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$. As armaduras transversais do pilar são determinadas resolvendo a equação 4.74 em ordem a A_{sw}/s . A pormenorização de armaduras inicial pode vir a sofrer alterações, caso não sejam verificadas as condições de ductilidade local.

c) Armadura de Confinamento

No caso de ser atingida em qualquer ponto da secção transversal do pilar uma extensão no betão, ϵ_{cu2} , superior a 0,0035 para o valor de μ_ϕ especificado na expressão 4.41, a perda de resistência devido ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado do núcleo de betão que é satisfeito através da seguinte condição:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_\phi \times v_d \times \epsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [4.76]$$

Onde:

- ω_{wd} – Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas:

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

- μ_{ϕ} – Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
- v_d – Esforço normal reduzido de cálculo;
- $\varepsilon_{sy,d}$ – Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;
- b_c – Largura bruta da secção transversal [m];
- b_0 – Largura do núcleo confinado (em relação ao eixo das cintas) [m];
- f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- α – Coeficiente de eficácia do confinamento, igual a $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$, e para secções transversais retangulares é determinado através das seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0} \quad [4.77]$$

$$\alpha_s = (1 - s/2b_0) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad [4.78]$$

Em que:

- n – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos;
- b_i – Distância entre varões consecutivos abraçados [m];
- h_0 – Altura do núcleo confinado (medido pelo eixo das cintas) [m];
- s – Espaçamento entre cintas [m].

A cl. 5.4.3.2.2 (9) diz ainda que na zona crítica dos pilares sísmicos primários o valor de ω_{wd} deve ser no mínimo 0,08.

Com a pormenorização da secção transversal do pilar definida procede-se à verificação das condições de ductilidade local, que é realizada de acordo com a cl. 5.4.3.2.2 do EC8. Esta verificação passa por garantir a condição relativa à taxa de armadura longitudinal no pilar, bem como todas as disposições construtivas relativamente aos espaçamentos de varões e comprimentos de zonas críticas e, por último, a verificação da condição de confinamento do betão expressa pela inequação 4.76.

4.1.2.5. Escadas

As escadas são dimensionadas para o estado limite último de flexão que estabelece que os momentos fletores atuantes, M_{Ed} , devem ser menores ou iguais aos momentos fletores resistentes, M_{Rd} .

A contabilização das cargas no dimensionamento das escadas tem algumas particularidades relativamente ao peso próprio do lança e ao peso próprio dos degraus. Estas cargas devem ser determinadas de acordo com as seguintes expressões:

$$PP_{lan\c{c}o} = e_{laje} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} \quad [4.79]$$

$$PP_{lan\c{c}o,proj} = \frac{PP_{lan\c{c}o}}{\cos(\alpha)} \quad [4.80]$$

$$PP_{degraus} = \frac{espelho}{2} \times \gamma_{bet\tilde{a}o} \quad [4.81]$$

Em que:

- $PP_{lan\c{c}o}$ – Peso próprio do lança das escadas [kN/m];
- e_{laje} – Espessura da laje de escadas [m];
- $\gamma_{bet\tilde{a}o}$ – Peso próprio do bet\~ao armado [25 kN/m³];
- $PP_{lan\c{c}o,proj}$ – Peso próprio projetado do lança das escadas [kN/m];
- α – \^Angulo que o lança das escadas faz com a horizontal, ou seja, a inclina\c{c}\~ao das escadas [°];
- espelho – Dist\~ancia vertical que separa dois focinhos de degraus consecutivos.

O c\~alculo da armadura longitudinal \~e efetuado atrav\~es dos par\~ametros adimensionais para armaduras de flex\~ao que, \~a semelhan\c{c}a do que se implementou no caso das vigas, se trata da percentagem mec\~anica de armadura, ω , e o momento resistente reduzido, μ , dado pelas seguintes express\~oes:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \times f_{cd} \times d^2} \quad [4.82]$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \quad [4.83]$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \quad [4.84]$$

Em que:

- μ – Momento resistente reduzido;
- M_{Ed} – Momento atuante na sec\c{c}\~ao da escada [kNm];
- b – Largura da escada [1,00 m para obter uma \~area de armadura por m];
- d – Altura \~util da escada [m];

- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão [16,7 MPa para C25/30];
- ω – Percentagem mecânica de armadura;
- A_s – Área de armadura na secção da escada [cm^2/m];
- f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência do aço [400 MPa para A400 NR].

A armadura de distribuição corresponde a cerca de 20% da armadura de flexão calculada. Deve ser ainda disposta uma armadura construtiva para a proteção mecânica dos degraus, em especial na aresta.

A verificação ao esforço transversal é efetuada de acordo com as cláusulas 9.3.2 e 6.2.1(3) do EC2 do mesmo modo que se efetuou nas lajes e o valor de cálculo de esforço transversal resistente de um elemento sem armadura de esforço transversal, $V_{Rd,c}$, é dado pela expressão 4.34.

As escadas foram dimensionadas através de um modelo bidimensional simplificado recorrendo ao *software* de cálculo automático *SAP2000*.

4.1.2.6. Muros de contenção

O dimensionamento aos estados limites últimos dos muros de suporte é feito com recurso ao EC2. As armaduras mínimas e máximas a adotar para a secção transversal do muro são determinadas através das expressões 4.32 e 4.33.

A contabilização dos impulsos atuantes sobre a estrutura é feita com base nas características do terreno de aterro. Posto isto, para um ângulo de atrito interno, ϕ , de 30° obtém-se um coeficiente de impulso ativo, K_a , de 0,333 através da seguinte expressão:

$$K_a = \frac{1 - \sin(\theta)}{1 + \sin(\theta)} \quad [4.85]$$

O impulso ativo, I_a , exercido pelo terreno é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$I_a = \gamma_G \times K_a \times \gamma_{solo} \times h \quad [4.86]$$

Em que:

- γ_G – Coeficiente parcial de segurança para ações permanentes;
- K_a – Coeficiente de impulso ativo;

- γ_{solo} – Peso volúmico do terreno de aterro [kN/m³];
- h – Altura enterrada do muro de suporte [m].

O impulso do terreno devido à sobrecarga rodoviária, I_{SC} , é dado pela seguinte expressão:

$$I_{SC} = \gamma_Q \times K_a \times SC \quad [4.87]$$

Em que:

- γ_Q – Coeficiente parcial de segurança para sobrecargas;
- SC – Sobrecarga rodoviária [10 kN/m²].

Tendo por base modelos de cálculo do comportamento do muro, procede-se ao cálculo dos esforços atuantes, e respetiva armadura de flexão, atendendo aos parâmetros adimensionais, tal como se efetuou nos processos de cálculo das vigas e das escadas.

A verificação ao esforço transversal é efetuada, do mesmo modo que as escadas e as lajes, de acordo com as cláusulas 9.3.2 e 6.2.1(3) do EC2, o valor de cálculo de esforço transversal resistente de um elemento sem armadura de esforço transversal, $V_{Rd,c}$, é dado pela expressão 4.34.

Os muros de suporte são ainda dotados de uma armadura horizontal de controlo da fendilhação referida na cl. 7.3.2 do EC2. A regulamentação propõe uma armadura mínima dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} \times \sigma_s \geq k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad [4.88]$$

Em que:

- σ_s – Tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da fendilhação [400 MPa];
- k_c – Coeficiente que tem em conta a distribuição das tensões na altura da secção [1,00 para tração pura];
- k – Coeficiente que tem em consideração a não uniformidade das tensões na espessura da secção [1,00];
- $f_{ct,eff}$ – Valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas [$f_{ct,eff}=f_{ctm}=2,60$ MPa];
- A_{ct} – Área de betão tracionado [Considerou-se $b \cdot h$].

Os muros foram dimensionados através de um modelo bidimensional simplificado recorrendo ao *software* de cálculo automático *SAP2000*.

4.1.2.7. Fundações

O dimensionamento das fundações superficiais, por sapatas, do edifício foi elaborado de forma a que a transmissão das cargas provenientes da superestrutura ao terreno seja feita de modo uniforme. O EC8 refere na cl. 4.2.1.6 que o projeto e a construção das fundações, bem como a sua ligação à superestrutura, devem assegurar de forma imperativa uma excitação sísmica em todo o edifício. No presente caso optou-se, para os pilares de pórticos, por fundações isoladas ligadas por vigas de fundação. As fundações dos restantes pilares, pilares que suportam a laje fungiforme onde se encontra o campo de jogos, são constituídas por sapatas isoladas, ao passo que a sapata dos muros de contenção é uma sapata continua.

Relativamente à contabilização dos esforços de cálculo, o regulamento, EC8, refere que os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados através do cálculo baseado capacidade real, tendo em conta as sobre-resistências. No entanto, para estruturas de baixa dissipação este processo de cálculo pode ser dispensado. Posto isto, a cl. 4.4.2.6 (4) preconiza que para elementos verticais isolados, como pilares ou paredes, os valores de cálculo dos esforços, E_{Fd} , nas fundações sejam determinados pela seguinte expressão:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \times \Omega \times E_{F,E} \quad [4.89]$$

Em que:

- $E_{F,G}$ – Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;
- γ_{Rd} – Coeficiente de sobre-resistência, considerado igual a 1,0 para $q \leq 3$ ou igual a 1,2 nos restantes casos;
- Ω – Valor de $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem a maior influência no efeito E_F considerado [R_{di} é o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i e E_{di} é o valor de cálculo do efeito da ação sísmica na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmica];
- $E_{F,E}$ – Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo.

No caso de paredes estruturais ou de pilares de pórticos, Ω toma o valor mínimo da relação M_{Rd}/M_{Ed} , nas duas direções ortogonais principais. De uma forma conservativa, considerando-se que os momentos resistentes serão iguais aos momentos atuantes, sendo este o caso mais desfavorável, ou seja, Ω é igual a 1 e a expressão 4.89 acaba por se traduzir na combinação sísmica de ações. No caso das vigas de fundação, ao considerar Ω unitário, o coeficiente de sobre-resistência é aumentado para 1,4.

Fazendo uma análise comparativa dos esforços atuantes através do modelo de cálculo, é possível verificar que o esforço axial é consideravelmente maior para a combinação

fundamental. No entanto, no caso das vigas de fundação, a combinação mais condicionante é a combinação sísmica. Posto isto, foi considerada a situação mais desfavorável para ambos os elementos estruturais, no dimensionamento das fundações do edifício.

a) Sapatas de fundação

O processo de dimensionamento das sapatas de fundação é feito sob dois aspetos fundamentais que consistem na verificação da segurança a nível do solo de fundação e no dimensionamento do elemento de betão armado de forma a resistir aos esforços atuantes.

A verificação da segurança da rotura por corte ou punçoamento do solo consiste em satisfazer a seguinte condição:

$$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \quad [4.90]$$

Em que:

- σ_{solo} – Tensão que a sapata transmite ao terreno [kPa];
- σ_{adm} – Tensão admissível do solo [300 kPa].

A tensão admissível do solo, quando a ação condicionante é a ação sísmica, deve ser multiplicada por 2 devido ao caráter instantâneo da ação sísmica, logo, em vez de serem considerados 300 kPa, são considerados 600 kPa para este estado limite último.

O cálculo da tensão que a sapata isolada transmite ao solo consiste em dividir o esforço axial do pilar mais o valor do peso próprio da sapata pela área ativa da fundação, ou seja, a área efetivamente comprimida. Esta área, no caso de sapatas isoladas com vigas de fundação, corresponde à área total da sapata, por estar sujeita apenas a esforço axial. Posto isto, torna-se conveniente determinar a altura da sapata e a área ativa da fundação.

A área ativa da secção da sapata é determinada tendo por base as excentricidades provocadas pelas cargas aplicadas relativamente ao centro de gravidade da sapata. O esforço axial e os momentos flectores aplicados, em ambas as direções principais, na base da sapata são estaticamente equivalentes à aplicação de uma carga, colocada num ponto com excentricidades em relação ao centro de gravidade de:

$$e_x = \frac{M_{yy}}{N_{Ed}} \quad [4.91]$$

$$e_y = \frac{M_{xx}}{N_{Ed}} \quad [4.92]$$

Em que:

- e_x – Excentricidade segundo x [m];
- e_y – Excentricidade segundo y [m];
- M_{xx} – Momento em torno de x na base da sapata [kNm];
- M_{yy} – Momento em torno de y na base da sapata [kNm];
- N_{Ed} – Esforço axial atuante na base da sapata correspondente à plastificação do solo [kN].

Admitindo uma distribuição de tensões uniforme, a resultante das tensões é coincidente com este ponto. A Figura 29 ilustra o diagrama de tensões transmitido ao solo pela sapata.

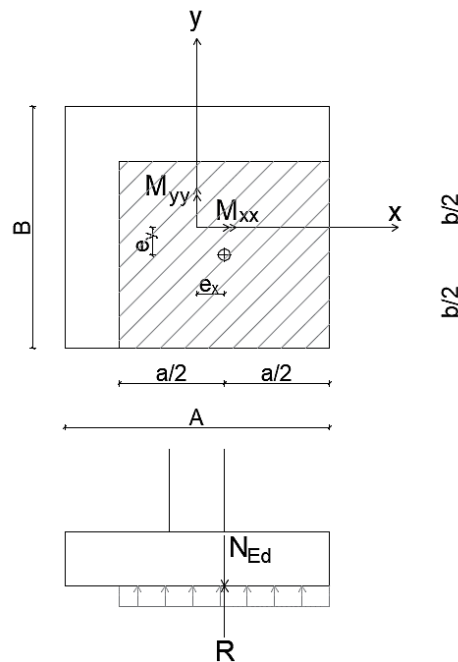


Figura 29 - Método simplificado da determinação da tensão transmitida ao solo por uma sapata.

Observando a figura anterior, é possível deduzir a determinação da área ativa da sapata, dada por:

$$a = 2 \times \left(\frac{A}{2} - e_x \right) \quad [4.93]$$

$$b = 2 \times \left(\frac{B}{2} - e_y \right) \quad [4.94]$$

$$A' = a \times b \quad [4.95]$$

Em que:

- a e b – Medidas segundo x e y, respetivamente, da área da secção ativa da sapata [m];
- A e B – Medidas segundo x e y, respetivamente, da sapata [m];
- A' – Área ativa da sapata [m²].

O método de cálculo das armaduras que melhor simula o real comportamento das sapatas é o de Labelle ou método das Bielas. Este consiste num conjunto de escoras de betão e um tirante de armadura para absorver os esforços a que a sapata está sujeita.

No caso de se tratar de sapatas isoladas com cargas centradas o modelo de cálculo a adotar é o que está demonstrado na Figura 30.

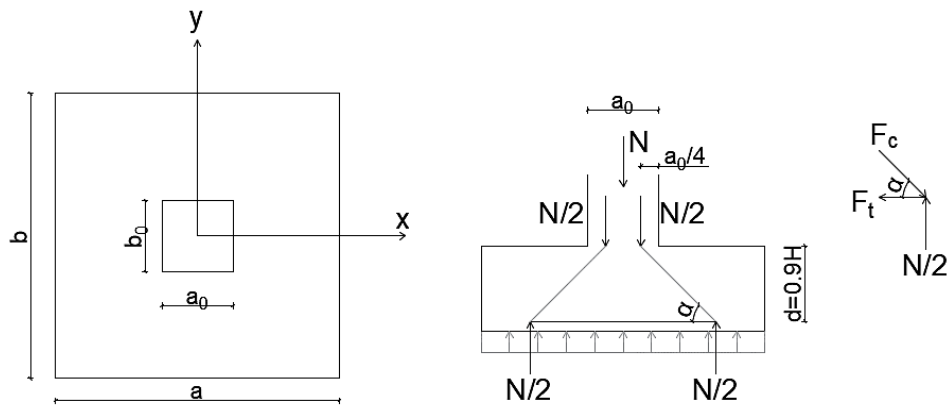


Figura 30 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas centradas

A armadura de tração da sapata é obtida através da determinação da força de cálculo no tirante correspondente às armaduras horizontais junto à base da sapata, que é dado pela seguinte expressão:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_b \times \gamma(a - a_0)}{8 \times d} \quad [4.96]$$

Em que:

- $F_{t_{sd}}$ - força de cálculo no tirante de armaduras horizontal junto à base da sapata [kN];
- N_b - Esforço axial na base da sapata, ou seja, o esforço axial proveniente do pilar mais o esforço provocado pelo peso próprio da sapata [kN];
- γ - Coeficiente de majoração [1,50];
- a - Dimensão segundo x da sapata [m];
- a_0 - Dimensão segundo x do pilar [m];
- d - Altura útil da sapata [m].

Com o valor da força no tirante de armaduras obtido procede-se ao cálculo da armadura da sapata através de:

$$A_{s,x} = \frac{Ft_{sd}}{f_{syd} \times b} \tag{4.97}$$

$$A_{s,y} = \frac{Ft_{sd}}{f_{syd} \times a} \tag{4.98}$$

Em que:

- $A_{s,x}$ – Área de armadura da sapata segundo a direção x [cm^2/m];
- $A_{s,y}$ – Área de armadura da sapata segundo a direção y [cm^2/m];
- f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR];
- a – Dimensão segundo x da sapata [m];
- b – Dimensão segundo y da sapata [m].

As sapatas isoladas sujeitas a cargas excêntricas sem viga de fundação devem ser analisadas de acordo com um modelo de cálculo diferente visto que nem toda a área da sapata estará efetivamente comprimida devido à excentricidade da carga. A Figura 31 e Figura 32 demonstram duas situações de dimensionamento que podem ocorrer neste tipo de sapata.

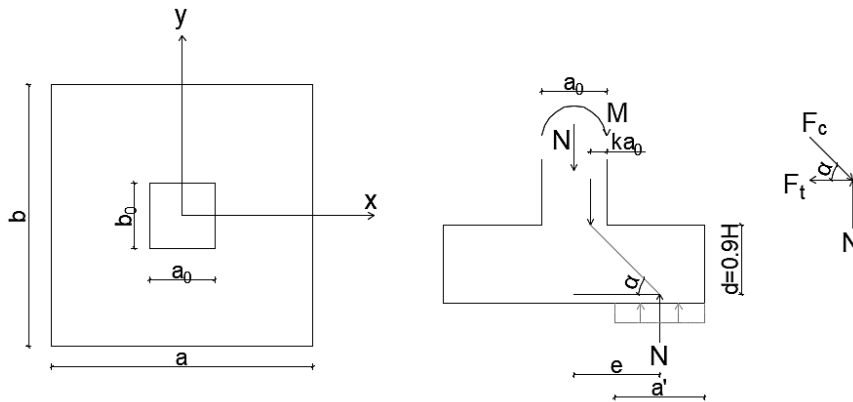


Figura 31 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas excêntricas sem vigas de fundação e com $e=M/Nb > a/4$

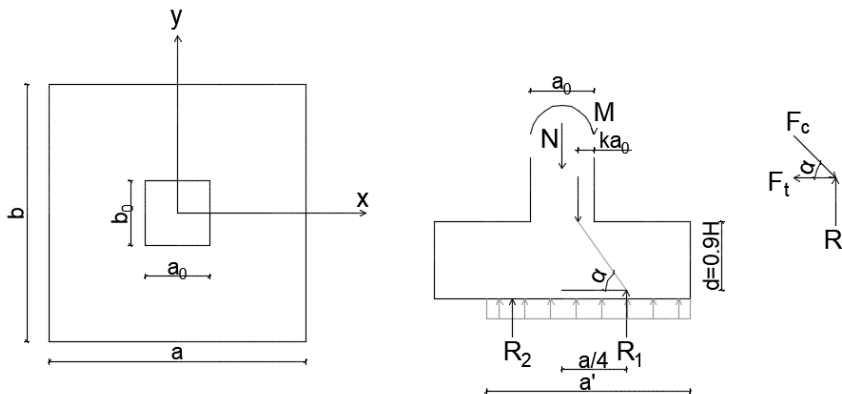


Figura 32 - Modelo de cálculo de uma sapata isolada com cargas excêntricas sem vigas de fundação e com $e=M/Nb \leq a/4$

Com base nos dois modelos anteriores são deduzidas as seguintes expressões de cálculo das armaduras:

- Para $e_i = M_i/N_b > a/4$

$$Ft_{sd,x} = \frac{N_b \times (e_x - a_0 \times (0,5 - k))}{d} \quad [4.99]$$

$$Ft_{sd,y} = \frac{N_b \times (e_y - b_0 \times (0,5 - k))}{d} \quad [4.100]$$

$$A_{sx} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \times b'} \quad [4.101]$$

$$A_{sy} = \frac{Ft_{sd,y}}{f_{syd} \times a'} \quad [4.102]$$

- Para $e_i = M_i/N_b \leq a/4$

$$Ft_{sd,x} = \frac{R_{1,x} \times \gamma \times \left(\frac{a}{4} - a_0 \times (0,5 - k)\right)}{d} \quad [4.103]$$

$$Ft_{sd,y} = \frac{R_{1,y} \times \gamma \times \left(\frac{b}{4} - b_0 \times (0,5 - k)\right)}{d} \quad [4.104]$$

$$A_{sx} = \frac{Ft_{sd,x}}{f_{syd} \times b'} \quad [4.105]$$

$$A_{sy} = \frac{Ft_{sd,y}}{f_{syd} \times a'} \quad [4.106]$$

Em que:

- $F_{tsd,i}$ - força de cálculo no tirante de armaduras horizontal junto à base da sapata para cada uma das direções de cálculo [kN];
- N_b - Esforço axial na base da sapata, ou seja, o esforço axial proveniente do pilar mais o esforço provocado pelo peso próprio da sapata [kN];
- γ - Coeficiente de majoração [1,50];
- a - Dimensão segundo x da sapata [m];
- b - Dimensão segundo y da sapata [m];
- a_0 - Dimensão segundo x do pilar [m];
- b_0 - Dimensão segundo y do pilar [m];
- d - Altura útil da sapata [m];
- e_x - Excentricidade segundo x [m];
- e_y - Excentricidade segundo y [m];
- k - Coeficiente que é obtido em função de e/a_0 ;
- $R_{1,x}$ - Reação da sapata segundo x dada por $\frac{a}{2} \times b' \times \sigma_{solo}$ [kN];

- $R_{1,y}$ – Reação da sapata segundo y dada por $\frac{b}{2} \times a' \times \sigma_{solo}$ [kN];
- $A_{s,x}$ – Área de armadura da sapata segundo a direção x [cm^2/m];
- $A_{s,y}$ – Área de armadura da sapata segundo a direção y [cm^2/m];
- f_{syd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço [348 MPa para A400 NR].

A sapata dos muros de suporte desenvolve-se para o interior da cave, estando o muro numa das extremidades da sapata, deste modo, o modelo adotado consiste numa sapata contínua ao longo do muro com cargas excêntricas interligada por vigas de fundação às sapatas dos pilares, o modelo de cálculo é ilustrado na Figura 33.

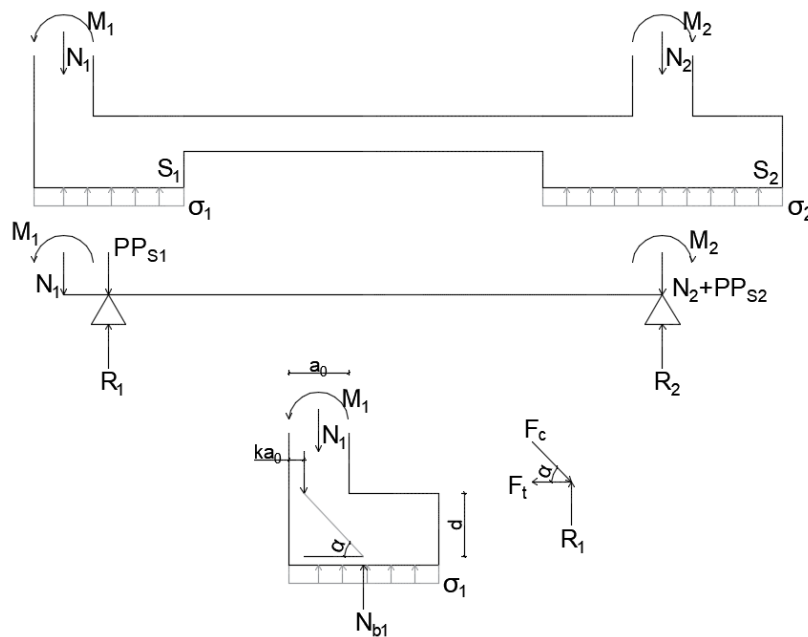


Figura 33 - Modelo de cálculo das sapatas dos muros de suporte

Considerando que a sapata S1 da Figura 33 se trata da sapata do muro de suporte, o cálculo das armaduras nesta direção é feito, pelo método das bielas, através da seguinte expressão:

$$Ft_{sd} = \frac{N_{b1} \times \gamma \times \left(\frac{a_1}{2} - k \times a_0\right)}{d} \quad [4.107]$$

$$A_s = \frac{Ft_{sd}}{f_{syd} \times b'_1} \quad [4.108]$$

Em que:

- N_{b1} – Esforço axial na base da sapata S1, ou seja, o esforço axial proveniente do muro mais o esforço provocado pelo peso próprio da sapata num troço de muro com 1 m de extensão[kN];
- a_1 – Dimensão segundo x da sapata [m];

- b_1' – Dimensão segundo y da sapata [m];
- a_0 – Dimensão segundo x do pilar [m];
- k – Coeficiente que é obtido em função de e/a_0 ;
- A_s – Área de armadura da sapata [cm^2/m].

As sapatas dos pilares adjacentes ao edifício do ginásio e do átrio principal, ou seja, os pilares divididos pela junta de dilatação, devem, posteriormente, contabilizar o dimensionamento das sapatas dos pilares desses edifícios.

b) Vigas de Fundação

As vigas de fundação têm como finalidade absorver os momentos fletores na base dos pilares e prevenir a ocorrência de assentamentos diferenciais, são uma prática construtiva muito comum e o EC8 recomenda a sua utilização no caso de elementos de fundação isolados. Considerando que os esforços de cálculo das vigas de fundação são determinados com base na análise para a situação de projeto sísmica, a cl. 5.8.1(3)P do EC8 refere que para o projeto de elementos de fundação de estruturas dissipativas, o dimensionamento desses elementos deve obedecer às regras correspondentes aos elementos da superestrutura para a classe de ductilidade considerada. Os valores de cálculo do esforço transversal para as vigas de fundação, têm que ser determinados com base em considerações de cálculo pela capacidade real, de acordo com a cl. 5.4.2.2 em edifícios de classe DCM, tal como foi apresentado no dimensionamento das vigas sísmicas em 4.1.2.3.

A cl. 5.8.2 refere algumas medidas a adotar no que diz respeito a esta solução estrutural, a largura da secção transversal das vigas deve ser pelo menos igual a $b_{w,\text{mín}}$ que toma o valor de 0,25 m e a altura da secção transversal, $h_{w,\text{mín}}$, não deve ser inferior a 0,40 m. A percentagem de armadura longitudinal das vigas de fundação, em cada uma das suas faces, deve respeitar o valor de $\rho_{b,\text{mín}}$ que corresponde a 0,40%.

4.2. Estados Limite de Utilização

4.2.1. Estrutura Metálica

A verificação dos estados limite de utilização da estrutura metálica de cobertura, consiste em limitar os valores dos deslocamentos verticais da estrutura para as combinações de ações referidas em 3.3. A cl. 7.2 do EC3 preconiza que os limites dos deslocamentos devem ser acordados entre o projetista e o dono de obra, sendo que, o Anexo Nacional pode especificar esses valores.

a) Deslocamentos Verticais

A cl. NA-7.2.1(1)B do EC3 refere que para o caso de não serem acordados valores com o dono de obra, os valores limite recomendados para os deslocamentos verticais em edifícios são os indicados na Tabela 43. Sendo que a flecha máxima é dada pela seguinte expressão:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad [4.109]$$

Em que:

- $\delta_{m\acute{a}x}$ – flecha no estado final relativamente à linha reta que une os apoios [mm];
- δ_0 – Contra-flecha da viga no estado não carregado [mm];
- δ_1 – Variação da flecha da viga devida às ações permanentes imediatamente após a sua aplicação [mm];
- δ_2 – Variação da flecha da viga devida à ação variável de base associada aos valores de combinação das restantes ações variáveis, isto é, $Q_{k,1} + \sum_{i=2}^m \Psi_{0,i} \times Q_{k,i}$ [mm].

A Figura 34 representa, sob a forma de uma viga simplesmente apoiada, os deslocamentos a considerar.

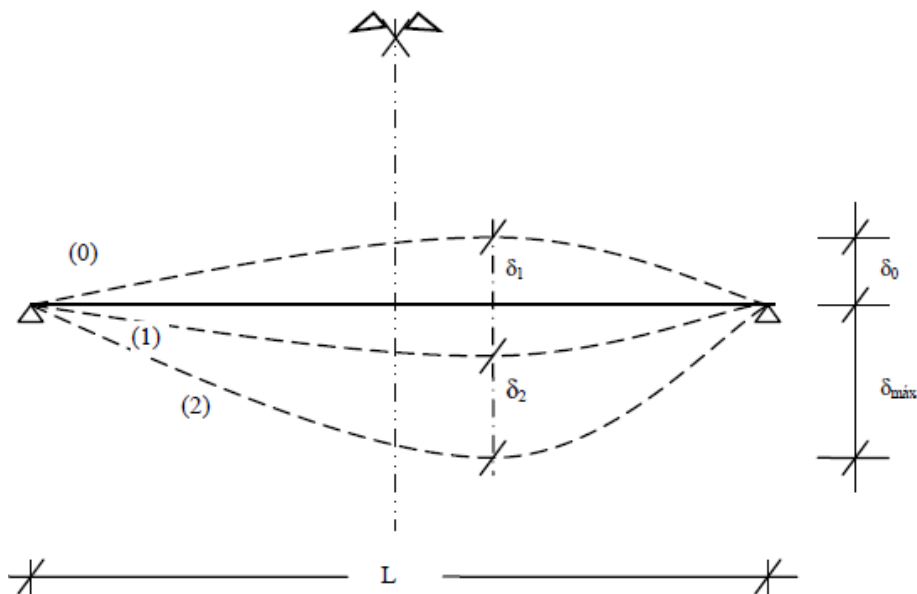


Figura 34 - Deslocamentos verticais a considerar (CEN, 2010c)

Tabela 43 - Valores recomendados para os limites dos deslocamentos verticais

Condições	Limites	
	$\delta_{\text{máx}}$	δ_2
Coberturas em geral	L/200	L/250
Coberturas utilizadas frequentemente por pessoas, além do pessoal da manutenção	L/250	L/300
Pavimentos em geral	L/250	L/300
Pavimentos e coberturas que suportem rebocos ou outros acabamentos frágeis ou divisórias não flexíveis	L/250	L/350
Pavimentos que suportem colunas (a não ser que o deslocamento tenha sido incluído na análise global para o estado limite último)	L/400	L/500
Quando $\delta_{\text{máx}}$ possa afetar o aspeto do edifício	L/250	-

4.2.2. Estrutura em Betão Armado

Os estados limite de utilização, de acordo com a regulamentação, correspondem às condições para além das quais os requisitos de serviço especificados para uma estrutura ou elemento estrutural deixam de ser cumpridos. Estão associados ao funcionamento da estrutura, ao aspeto da construção e ao conforto que proporciona às pessoas que o utilizam. Posto isto, no dimensionamento da estrutura foram avaliados os estados limite de fendilhação e de deformação de acordo com o EC2 e, também, o estado limite de limitação de dano segundo o regulamento sísmico, EC8.

a) Controlo da Fendilhação

O fenómeno da fendilhação é normal ocorrer em estruturas de betão armado sujeitas a diversos tipos de esforços resultantes das ações a que estão sujeitas. No entanto, se a largura de uma fenda ultrapassar um determinado limite, pode eventualmente prejudicar o funcionamento e a durabilidade da estrutura. Posto isto, a fendilhação deve ser limitada de modo a que a estrutura mantenha o seu bom funcionamento e ao mesmo tempo cumpra os requisitos de durabilidade. A cl. 7.3.1 (5) refere que deve ser definido um valor, $w_{\text{máx}}$, para a largura de fendas calculada em função da natureza da estrutura e dos custos associados às medidas associadas ao controlo da fendilhação. No caso do projeto em questão, através do quadro 7.1N do EC2 é estabelecido um valor de $w_{\text{máx}}$ igual a 0,40 mm para elementos da classe de exposição XC1 e 0,30 mm para elementos da classe XC2 e XC3.

A regulamentação em vigor propõe um método de controlo de fendilhação sem cálculo direto das fendas que consiste na limitação do diâmetro ou do espaçamento dos varões para lajes com espessura maior do que 0,20 m. Considerando os valores de $w_{\text{máx}}$ estabelecidos para a

combinação quase permanente de ações e o quadro 7.3N do EC2 expresso na Tabela 44, para o edifício em estudo, o espaçamento máximo de varões foi limitado a um valor de 200 mm resultando numa tensão na armadura tracionada de 280 MPa para elementos da classe XC1 e de 240 MPa para elementos da classe XC2 e XC3.

Tabela 44 - Espaçamento máximo de varões para controlo da fendilhação

Tensão no aço [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-----
360	100	50	-----

O controlo da fendilhação foi também tido em conta nas vigas altas, ou seja, vigas com mais de 1,00 metro de altura, pois considerou-se que podem ocorrer tensões de tração nas faces laterais da viga, deste modo, a regulamentação preconiza uma armadura mínima a adotar de forma a evitar a fendilhação nesses elementos estruturais. A expressão 4.88, apresentada no dimensionamento dos muros de suporte, representa a expressão de cálculo da armadura mínima de fendilhação.

b) Controlo da Deformação

O controlo da deformação da estrutura, tal como na fendilhação, deve ser feito de modo a que a ocorrência deste fenómeno não seja prejudicial ao seu funcionamento e aspeto, estabelecendo então valores limite de deformações que sejam adequados ao tipo de estrutura a conceber. Os valores das flechas máximas admitidas pela regulamentação em vigor, considerando L como o comprimento do vão, são:

- $L/250$ – Correspondem a flechas calculadas de vigas, lajes ou consolas, sujeitas a ações quase-permanentes que podem alterar o aspeto e as condições de utilização da estrutura, caso seja adotada uma contra-flecha, esta também não deverá exceder este limite;
- $L/500$ – Para flechas que ocorram após a construção para ações quase-permanentes e sejam capazes de danificar elementos adjacentes à estrutura.

A verificação ao estado limite de deformação para este projeto, baseou-se na determinação das flechas para determinados elementos estruturais devido às ações quase

permanentes e comparar esses valores com as flechas máximas propostas pelo EC2. Posto isto, através do modelo de cálculo automático concebido no *SAP2000* são obtidos os valores da flecha elástica, ou seja, o maior deslocamento na vertical da estrutura e também o valor do momento quase-permanente a atuar no mesmo local. Com a recolha destes dados determina-se a flecha a curto e longo prazo, considerando o estado fendilhado e o estado não fendilhado. O cálculo da flecha foi efetuado de acordo com a cl. 7.4.3(3) do EC2 que apresenta a seguinte expressão:

$$a = \zeta \times a_{II} + (1 - \zeta) \times a_I \quad [4.110]$$

Em que:

- a – Flecha total [mm];
- a_I – Flecha para o estado não fendilhado [mm];
- a_{II} – Flecha para o estado fendilhado [mm];
- ζ – Coeficiente de distribuição.

O coeficiente de distribuição, ζ , pode ser determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$\zeta = 1 - \beta \times \left(\frac{M_{cr}}{M_{QP}} \right)^2 \quad [4.111]$$

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{b \times h^2}{6} \quad [4.112]$$

Onde:

- β – Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração do carregamento ou da repetição do carregamento [1,00 – para carregamentos de curta duração; 0,50 – para carregamentos de longa duração];
- M_{cr} – Momento de fendilhação [kNm];
- M_{QP} – Momento devido à combinação quase-permanente de ações [kNm];
- f_{ctm} – Valor médio da tensão de rotura à tração simples [2,60 MPa para C25/30];
- b – Largura da secção transversal [b=1,00 m para lajes];
- h – Altura da secção transversal [m].

É importante ter em conta que para secções transversais não fendilhadas, ζ toma o valor de 0 e M_{QP} é inferior a M_{cr} , tornando desnecessário o cálculo da flecha para a secção fendilhada. Com a contabilização destes parâmetros efetuada e com os valores da área de armadura da secção transversal, procede-se ao cálculo da flecha a curto prazo, para $t=0$, determinada com recurso às seguintes expressões:

$$a_0 = \zeta \times a_{II0} + (1 - \zeta) \times a_{I0} \quad [4.113]$$

$$a_{I0} = \frac{a_c}{I_I/I_c} \quad [4.114]$$

$$a_{II0} = \frac{a_c}{I_{II}/I_c} \quad [4.115]$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad [4.116]$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad [4.117]$$

$$\beta = \frac{A'_s}{A_s} \quad [4.118]$$

Em que:

- a_0 – Flecha total a curto prazo [mm];
- a_{I0} – Flecha para o estado não fendilhado a curto prazo [mm];
- a_{II0} – Flecha para o estado fendilhado a curto prazo [mm];
- a_c – Flecha elástica [mm];
- I_I – Inércia da secção transversal para o estado não fendilhado [m⁴];
- I_{II} – Inércia da secção transversal para o estado fendilhado [m⁴];
- I_c – Inércia da secção transversal [bh³/12 em m⁴];
- ρ – Taxa de armadura na zona tracionada;
- A_s – Área de armadura tracionada [cm²];
- A'_s – Área de armadura comprimida [cm²];
- d – Altura útil da secção [m];
- α – Coeficiente de homogeneização;
- E_s – Valor de cálculo do módulo de elasticidade das armaduras para betão armado [GPa];
- E_{cm} – Módulo de elasticidade secante do betão [GPa];

As relações I_I/I_c e I_{II}/I_c são obtidas através de tabelas em função das características geométricas (d/h) e da área de armadura da secção transversal (β e $\alpha\rho$) e são apresentadas no Anexo 12. Com o cálculo da flecha a curto prazo concluído, procede-se ao cálculo da flecha a longo prazo através das seguintes expressões:

$$a_\infty = \zeta \times a_{II\infty} + (1 - \zeta) \times a_{I\infty} \quad [4.119]$$

$$a_{I\infty} = (1 + \varphi(\infty, t_0)) \times \frac{a_c}{I_I/I_c} \quad [4.120]$$

$$a_{II\infty} = (1 + \varphi(\infty, t_0)) \times \frac{a_c}{I_{II}/I_c} \quad [4.121]$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \quad [4.122]$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad [4.123]$$

$$E_{c,eff} = 1,05 \times \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad [4.124]$$

$$\beta = \frac{A'_s}{A_s} \quad [4.125]$$

Onde:

- a_{∞} – Flecha total a curto prazo [mm];
- $a_{I\infty}$ – Flecha para o estado não fendilhado a longo prazo [mm];
- $a_{II\infty}$ – Flecha para o estado fendilhado a longo prazo [mm];
- $E_{c,eff}$ – Módulo de elasticidade efetivo do betão [GPa];
- $\varphi(\infty, t_0)$ – Coeficiente de fluência [2,50].

c) Limitação de Dano

O requisito de limitação de dano disposto na cl. 4.4.3 do EC8, consiste na limitação dos deslocamentos entre pisos da estrutura sob uma ação sísmica com uma probabilidade de ocorrência maior do que a ação sísmica de cálculo correspondente ao requisito de não ocorrência de colapso. Posto isto, para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, o requisito de limitação de dano fica satisfeito se:

$$d_r \times v \leq 0,005 \times h \quad [4.126]$$

Em que:

- d_r – Valor de cálculo do deslocamento entre pisos [m];
- h – Altura entre pisos [m];
- v – Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos [0,40 para a ação sísmica do tipo 1 e 0,55 para a ação sísmica do tipo 2].

O deslocamento entre pisos é, por definição, a diferença entre os deslocamentos laterais médios, d_s , no topo e na base do piso considerado e calculado de acordo com a expressão 7.20 em 7.11.

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Uma das ações mais influentes no dimensionamento de estruturas é o peso próprio do elemento estrutural, no entanto, no início de um projeto de estruturas um engenheiro vê-se perante um paradoxo, pois precisa de definir as dimensões das secções dos elementos estruturais para saber a carga, mas, para calcular a carga é necessário saber as dimensões da secção. Posto isto, após estabelecida a solução estrutural e o posicionamento dos elementos estruturais é elaborado um pré-dimensionamento com base em regras empíricas de forma a fornecer um ponto de partida para a modelação da estrutura e consequentemente, o cálculo estrutural do edifício.

5.1. Estrutura Metálica de Cobertura

A estrutura metálica de cobertura é constituída por tubos circulares metálicos laminados a quente. O critério que afeta o pré-dimensionamento desta estrutura rotulada é a resistência à compressão em relação ao seu comprimento de encurvadura, no entanto, face à minuciosidade do projeto de arquitetura, decidiu-se por bem adotar em primeira instância um perfil cujas dimensões correspondessem ao que está no projeto. Sendo assim, estabeleceu-se um perfil circular com 57 mm de diâmetro exterior e espessura de 5 mm.

5.2. Estrutura em Betão Armado

- Lajes e Escadas

Recorreu-se à expressão 5.1 para o pré-dimensionamento das lajes correntes e das lajes de escada.

$$d \geq \frac{L}{K \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad [5.1]$$

Em que:

- d – Espessura da laje [m];
- L – Valor do menor vão [m];
- f_{yk} – Tensão característica de cedência à tração do aço [MPa]
- K – Coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais [Quadro 7.4N].

Através da expressão anterior é possível determinar a espessura mínima das lajes, este pavilhão multiusos irá ser constituído por dois tipos de lajes, fungiforme e vigada. Com o intuito de obter valores para a situação mais desfavorável, foram consideradas as lajes com maior vão

em cada piso e para o valor do coeficiente K considerou-se betão levemente solicitado ($\rho=0,5\%$). Sendo assim, a Tabela 45 apresenta os valores da espessura das lajes calculados para cada tipo de sistema estrutural.

Tabela 45 - Espessura das lajes

	Sistema Estrutural	L [m]	K	d [m]	e_{laje} [m]
Piso 0	Laje fungiforme	7,25	24	0,24	0,25
	Encastrado-apoiado	6,44	26	0,20	0,25
Piso 1	Encastrado-apoiado	6,06	26	0,19	0,25
Cobertura Inferior	Consola	1,67	8	0,17	0,30
	Encastrado-apoiado	5,70	26	0,18	0,30

Observando a Tabela 45 verifica-se que os valores obtidos para as espessuras das lajes são variáveis. Para uniformizar as secções das lajes, foi adotada uma espessura de 0,25 m para a laje do piso 0 e do piso 1 correspondendo assim às dimensões apresentadas no projeto de arquitetura. No caso do nível da cobertura inferior a diferença entre o valor calculado e o valor adotado para a espessura da laje, 0,30 m, deve-se à compatibilização com os desenhos de arquitetura.

Relativamente às lajes de escada, o sistema estrutural adotado é simplesmente apoiado ($K=20$) e os resultados encontram-se na Tabela 46.

Tabela 46 - Espessura das lajes de escada

	Sistema Estrutural	L [m]	K	d [m]	e_{laje} [m]
Escada 1	Simplesmente apoiada	3,43	20	0,14	0,18
Escada 2	Simplesmente apoiada	6,06	20	0,24	0,25

- Vigas

O pré-dimensionamento das vigas é condicionado, relativamente à sua largura, pelos pilares ou paredes adjacentes. No que diz respeito à sua altura, as vigas são condicionadas pelo vão que têm que vencer e a expressão 5.2 representa essa condição. Neste caso, o projeto de arquitetura também foi considerado de modo a que as dimensões das vigas não interferissem com a estética e a funcionalidade do edifício (Anexo 13).

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad [5.2]$$

Onde:

- h – Altura da viga em m;
- L – Vão da viga [m].
- Pilares

Para estimar as dimensões da secção transversal dos pilares é feita uma contabilização do esforço axial, a que é previsto o pilar estar sujeito, tendo em conta a respetiva área de influência. Com o valor do esforço axial do pilar, a área de secção necessária é calculada através da expressão do esforço normal reduzido, que de acordo com a cl. 5.1.2(1) do EC8 é superior a 0,1 e segundo a cl. 5.4.3.2.1(3), do mesmo regulamento, não deve ser superior a 0,65.

$$v \geq \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad 0,10 \leq v \leq 0,65 \quad [5.3]$$

$$A_c \geq \frac{N_{Ed}}{0,65 \times f_{cd}} \quad [5.4]$$

Em que:

- A_c – Área da secção do pilar [m²];
- N_{Ed} – Esforço normal atuante [kN];
- f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;
- v – Esforço normal reduzido.

Para o caso específico deste projeto, a arquitetura fornecida continha uma proposta de localização dos elementos verticais e a sua dimensão, posto isto, optou-se por respeitar, sempre que possível, a arquitetura. Numa primeira instância, foram consideradas as dimensões propostas para os pilares e numa fase mais aprofundada do projeto, caso fosse necessário, alterar as dimensões dos pilares (Anexo 14).

- Muros de Cave

Os muros de contenção na cave estavam representados no projeto de arquitetura com uma espessura de 0,20 m, tal como no caso dos pilares optou-se por respeitar o que se estabeleceu no projeto e adotaram-se as dimensões propostas.

- Fundações

Considerando que a solução estrutural estabelecida para as fundações do edifício é constituída por sapatas, o que se pretende numa fase preliminar do seu dimensionamento é que a tensão proveniente do edifício transmitida ao solo não seja superior à tensão admissível que o

solo é capaz de suportar. Sendo assim, admitindo que para o terreno de fundação da estrutura a tensão admissível é de 0,30 MPa, a área da sapata é calculada através da seguinte expressão:

$$A_{\min} \geq \frac{N_{Ed}}{\sigma_{adm}} \quad [5.5]$$

Em que:

- N_{Ed} – Esforço axial atuante do elemento vertical [kN]
- A_{\min} – Área mínima da sapata [m²];
- σ_{adm} – Tensão admissível do solo [300 kPa].

A altura da sapata é determinada pelo critério da rigidez, ou seja, com o objetivo de evitar o fenómeno de punçoamento da sapata e de garantir uma distribuição uniforme de tensões deve adotar-se uma sapata rígida. A altura, H, obtém-se satisfazendo a seguinte condição:

$$H \geq a'/2 \quad [4.127]$$

Em que:

- a' – Maior distância entre a face do pilar e a face da sapata.

No caso das sapatas contínuas dos muros, o esforço axial atuante contabilizado é por metro linear de muro, ou seja, foi calculado o esforço axial total do muro e posteriormente dividiu-se pelo comprimento total do mesmo. É importante também referir que as dimensões obtidas não incluem a ação do sismo, por isso, numa fase posterior podem ter de ser alteradas. Os resultados obtidos para o pré-dimensionamento das sapatas são apresentados no Anexo 17.

6. MODELAÇÃO

O desenvolvimento de um modelo de cálculo correto é uma das etapas mais importantes num projeto de estruturas, pois é através dele que se obtém os resultados necessários para o dimensionamento dos elementos estruturais. Com o objetivo de otimizar o processo de cálculo, recorreu-se ao programa de cálculo automático *SAP2000 v.19*. Trata-se de uma ferramenta fidedigna de cálculo de estruturas que permite realizar a análise elástica linear e a análise modal por espectro de resposta do modelo concebido.

Com as ações, a solução estrutural e localização dos elementos estruturais definidos, bem como o seu pré-dimensionamento, procede-se então à elaboração do modelo de cálculo descrito a seguir.

- Definição da malha tridimensional

A primeira fase da elaboração do modelo consiste na construção de uma malha tridimensional através da função *Define Grid System Data*. Este procedimento permite criar uma série de linhas de orientação (linhas guia) ortogonais, segundo os eixos coordenados x , y e z facilitando a inserção dos elementos estruturais. Recorreu-se programa de desenho técnico *AutoCAD* e ao projeto de arquitetura, para definir as coordenadas dessas linhas guia e, posteriormente, introduziram-se esses dados no *SAP 2000* formando uma grelha que é ilustrada na Figura 35.

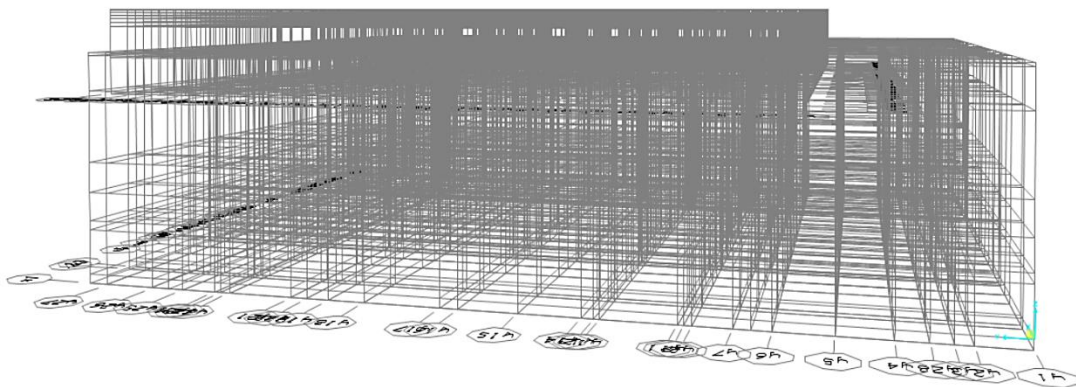


Figura 35 - Grelha tridimensional do modelo de cálculo

No caso específico deste pavilhão multiusos, devido à complexidade da estrutura, decidiu-se criar duas malhas tridimensionais distintas, uma para a cobertura metálica outra para a estrutura em betão armado, de forma a facilitar a construção do modelo.

- Definição de Materiais e Secções Transversais

A definição dos materiais no *SAP 2000* é feita através de *Define Materials*, foram criados os materiais: betão C25/30; aço das armaduras A400 NR SD e aço da estrutura de cobertura S275 JR. A cl. 4.3.1 do EC8 estabelece que para edifícios em betão a rigidez dos elementos estruturais deve ser, em geral, avaliada tendo em conta o efeito da fendilhação, sendo que a rigidez dos elementos de betão pode ser considerada igual à metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados. Para contabilizar este efeito na modelação da estrutura, o módulo de elasticidade do betão foi reduzido para metade.

As secções dos elementos estruturais, determinadas no pré-dimensionamento, são criadas através de *Define Section Properties*. Esta opção permite a criação de vários tipos de secções, no entanto, para este projeto foram definidas secções do tipo *frame* (barra) e secções do tipo *shell* (casca ou superfície).

Um *frame* é um elemento finito linear constituído por dois nós, inicial e final, com 6 graus de liberdade cada, 3 de translação e 3 de rotação, no caso de um modelo tridimensional. Este tipo de elemento foi usado para modelar as vigas, os pilares e a estrutura metálica de cobertura.

Um elemento do tipo *shell* simula um comportamento laminar e pode ser constituído por 3 ou 4 nós formando uma superfície, cada um deles também com 6 graus de liberdade num modelo tridimensional. Este tipo de elemento finito foi utilizado para a criação das lajes e do revestimento da cobertura metálica.

- Estrutura Metálica de Cobertura

A estrutura da cobertura metálica é composta por elementos de barra e por elementos de superfície. Os *frames* constituem a estrutura em treliça da cobertura metálica. De forma a que as ligações entre as barras fossem modeladas através de rótulas, foram libertados os graus de liberdade correspondentes à rotação desses elementos. No entanto, como o software apresenta algumas limitações induzindo a erros numéricos, nos nós da estrutura onde concorriam várias barras foram introduzidas *releases* (libertações de graus de liberdade) em todas as barras exceto numa para contornar essa situação.

O revestimento da cobertura é constituído por elementos *shell*, definindo-se um tipo de secção sem massa pois este é constituído por vários materiais diferentes. Decidiu-se então aplicar uma carga permanente com o peso total dos seus componentes, fazendo o mesmo processo para o revestimento da platibanda. É importante referir que por uma questão puramente geométrica, se

introduziram elementos de superfície, de 4 nós, na zona da cobertura enquanto que na platibanda se colocaram elementos de 3 nós, cada um deles com 6 graus de liberdade. A Figura 36 ilustra a estrutura metálica de cobertura sem os elementos *shell*.

A ligação da estrutura metálica à estrutura de betão armado foi simulada através de ligações do tipo *body constrain*. Desta forma garante-se que todos os nós associados se movam em conjunto, como um corpo rígido tridimensional, e foi atribuída aos nós onde se localizam os apoios da cobertura.

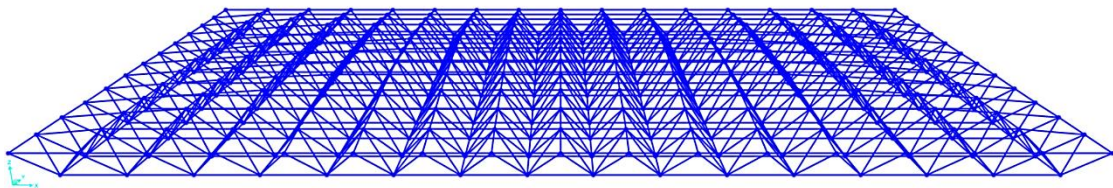


Figura 36 - Modelação da estrutura metálica de cobertura

- Pilares e Vigas

Os pilares e as vigas foram modelados sob a forma de elementos *frame*. Houve a necessidade eliminar os efeitos de torção nas vigas, deste modo, alterou-se o valor da constante de torção destes elementos para 0,01. O projeto tem um conjunto de vigas invertidas que foram modeladas através de um *insertion point*, isto é, foi estabelecido um ponto de inserção para estas vigas, neste caso, o *bottom center*, ou seja, o ponto de inserção é centrado na base da viga.

- Lajes

As lajes dos pisos são simuladas por elementos *shell* de 4 nós, cada um deles com 6 graus de liberdade. Ao definir a secção destes elementos de superfície há a opção entre um *shell* do tipo *thin* ou um do tipo *thick*. A principal diferença é que a primeira não considera a deformabilidade por esforço transversal tendo sido esta a opção adotada. Para os momentos fletores não serem afetados pelos efeitos de torção, a componente correspondente ao momento torsor deste tipo de elemento, M12, foi considerada nula.

A divisão dos elementos finitos é um fator importante na modelação, pois discretizações de elementos finitos erradas podem conduzir a erros de cálculo significativos. Posto isto, os elementos finitos foram divididos com base na malha tridimensional do modelo (*grid lines*) e, posteriormente, fez-se uma nova divisão dos elementos para que estes não tivessem dimensões superiores a 1,0 x 1,0 m.

Mais tarde, surgiu a necessidade de diminuir a dimensão dos elementos finitos da laje devido aos diagramas de momentos das vigas invertidas. Esta situação deve-se à transmissão de momentos da laje, não na direção perpendicular ao eixo da viga, mas na direção paralela ao eixo da viga, provocando variações pontuais de momentos fletores.

No caso das vigas invertidas, a variação pontual de momento é significativamente maior porque, para além da parcela anteriormente mencionada, há que acrescentar a parcela de momento devida à excentricidade da viga em relação ao plano da laje, ou seja, a laje transmite, em cada nó de ligação, esforço axial à viga no ponto de inserção. A variação pontual de momento fletor surge da multiplicação do esforço axial pela distância do ponto de inserção ao centro de gravidade da viga. Como se trata de vigas com uma altura considerável, essas variações poderiam levar a uma interpretação errada dos diagramas de momentos das vigas. Esta situação é ilustrada na Figura 37 em que se observa claramente a diferença entre as variações pontuais de momentos fletores. A Figura 37a) corresponde ao diagrama de momentos de uma viga invertida em que a discretização de elementos finitos, da laje, é de maiores e a Figura 37b) ao diagrama de momentos de uma viga invertida com a discretização de elementos finitos, da laje, de menores dimensões realizada posteriormente.

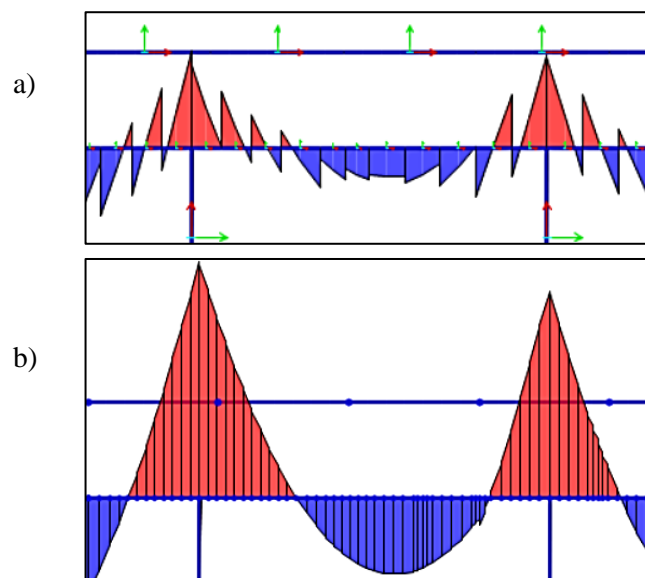


Figura 37 - Comparação entre momentos fletores da viga relativamente à discretização da laje

- Escadas e Muros

Os muros e as escadas foram modelados separadamente do edifício principal, adotando-se modelos bidimensionais simplificados. No caso das escadas, a carga que transmitem às lajes dos pisos foi posteriormente aplicada sob a forma de uma carga uniforme distribuída nas zonas de apoio.

- Condições de Fundação

A ligação da estrutura ao solo de fundação foi modelada através de encastramentos nos pilares com sapatas rígidas isoladas e através de apoios fixos nos pilares em que as sapatas estão ligadas por vigas de fundação. No primeiro caso são restringidos todos os graus de liberdade da ligação, no segundo são libertados os graus de liberdade correspondentes à rotação na direção das vigas de fundação. Esta solução é adotada de forma a que as vigas de fundação absorvam os momentos transmitidos às sapatas.

- Ações e Combinações de Ações

A modelação das ações a que o edifício está sujeito deve ser feita de modo a que estas reproduzam da forma mais precisa o comportamento real da estrutura. Sendo assim, as cargas permanentes e as sobrecargas de pavimento, apresentadas no ponto 3.2, foram introduzidas sob a forma de uma carga uniforme distribuída [kN/m²].

As cargas associadas às paredes que assentam sobre vigas foram simuladas através de uma carga uniforme distribuída linear ao longo do comprimento da viga [kN/m]. O efeito dos muros que têm a função de guarda de segurança foi, tal como as paredes, modelado sob a forma de uma carga uniforme distribuída, mas neste caso aplicou-se a um elemento “fictício”, ou seja, um elemento *frame* sem massa e com rigidez muito reduzida (de forma a não afetar o cálculo estrutural do edifício).

Relativamente à temperatura foi aplicada uma *temperature load* aos elementos de betão armado e à estrutura metálica de cobertura. Este tipo de carga consiste em aplicar a variação de temperatura a que a estrutura está sujeita para a situação de inverno e de verão [C°].

A ação do vento foi apenas aplicada à estrutura metálica através de cargas distribuídas de superfície [kN/m²]. Para cada direção do vento introduziu-se o valor correspondente da pressão interior e exterior, calculada em 3.2, nas várias zonas de carregamento definidas. Este tipo de carregamento foi aplicado aos elementos *shell* da cobertura de modo a que estes transmitissem às barras metálicas o efeito da ação do vento.

O efeito da ação sísmica foi modelado através dos espetros de resposta de cálculo para os dois tipos de sismo considerados. Em conformidade com as indicações do EC8 consideraram-se as duas componentes horizontais da ação sísmica a atuarem simultaneamente, neste caso, segundo as direções *x* e *y* (*u1* e *u2*). A combinação modal utilizada foi a combinação quadrática completa (CQC) por fornecer resultados mais precisos e a combinação direcional adotada foi a raiz quadrada da soma dos quadrados (SRSS). Por último, foram considerados os efeitos de torção

acidental sob a forma de momentos fletores concentrados no centro de massa de cada piso segundo o eixo vertical z [kNm].

As combinações de ações foram introduzidas de acordo com o que foi estipulado em 3.3. É importante salientar que se consideraram as várias situações para as quais ações variáveis atuam como ações variáveis base ou acompanhantes.

- Dimensionamento

Com os elementos estruturais introduzidos e as ações e combinações de ações definidas deve-se verificar se existem erros de modelação através da análise dos resultados obtidos. Caso não existam valores duvidosos, é então validado o modelo e procede-se ao dimensionamento da estrutura.

A estrutura metálica é dimensionada através dos esforços obtidos pela análise do programa. No caso da estrutura de betão pode recorrer-se à ferramenta do *SAP2000* de dimensionamento de elementos de betão armado, *Design/Check of Structure*. Este programa de cálculo automático apenas permite a verificação da condição 4.29 do EC8, que traduz o cálculo pela capacidade real, deste modo, é necessário fornecer ao programa a pormenorização das secções de betão armado para este calcular o equilíbrio dos nós, tornando o dimensionamento dos pilares num processo iterativo, enquanto que as vigas são dimensionadas com base nos diagramas de esforços obtidos. As lajes são pormenorizadas de acordo com a área de armadura proposta pelo programa, para isso é necessário indicar os valores do recobrimento destes elementos. A Figura 38 ilustra o modelo de cálculo final do edifício em estudo.

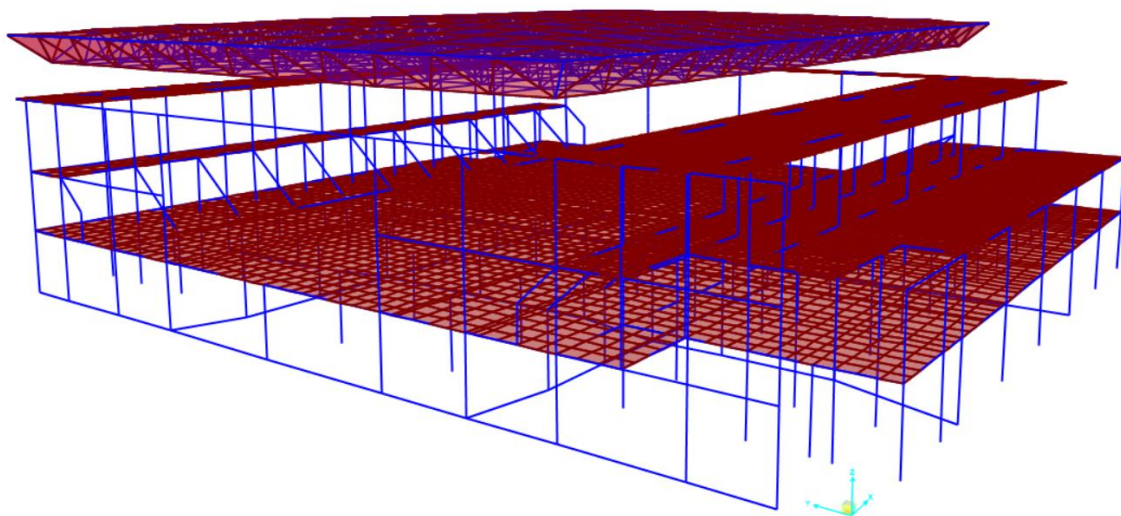


Figura 38 - Modelo tridimensional do pavilhão multiusos

7. ANÁLISE SÍSMICA

7.1. Princípios Básicos de Conceção

O dimensionamento de edifícios de betão armado em Portugal, especialmente em zonas onde existe maior probabilidade de ocorrer um fenómeno sísmico, é afetado por critérios de conceção que podem influenciar a dimensão dos elementos estruturais e a quantidade de armadura necessária para resistir aos efeitos da ação sísmica. Posto isto, na fase inicial de um projeto de estruturas deve-se ter em conta alguns princípios básicos de conceção para conceber um sistema estrutural, economicamente viável, de forma a cumprir os requisitos de não ocorrência de colapso e de limitação de danos. Estes princípios, descritos na cl. 4.2.1 do EC8, são:

- **Simplicidade estrutural:** A conceção de uma estrutura simples em que a transmissão das forças sísmicas seja feita segundo alinhamentos distintos, contribui para uma incerteza menor e, conseqüentemente, a previsão de um comportamento sísmico mais fiável;
- **Uniformidade, simetria e redundância da estrutura:** Os edifícios o mais uniformes possível tanto em planta como em altura. A uniformidade em planta promove uma transmissão curta e direta das forças de inércia, enquanto que a uniformidade em altura elimina zonas de concentrações de tensões ou de grandes exigências de ductilidade capazes de provocar um colapso. Para se obter um edifício uniforme é necessário que as estruturas tenham uma configuração simétrica ou quase-simétrica e elementos estruturais bem distribuídos contribuindo para uma maior redundância do edifício permitindo uma boa redistribuição dos esforços em toda a estrutura;
- **Resistência e rigidez nas duas direções:** Os elementos estruturais devem ser dispostos numa malha ortogonal de forma a garantir que o edifício tem uma rigidez semelhante nas duas direções, como o movimento sísmico é bidirecional a estrutura tem que ser capaz de resistir à ação do sismo em qualquer direção limitando deslocamentos excessivos;
- **Resistência à rigidez de torção:** Os edifícios de betão armado devem ser dotados de uma resistência à torção, de modo limitar os movimentos que solicitam de forma não uniforme os elementos estruturais.
- **Ação de diafragma ao nível dos pisos:** As forças de inércia provocadas pelos movimentos sísmicos horizontais são transmitidas aos elementos estruturais

verticais como pilares ou paredes através das lajes de pavimento ou cobertura. Para tal, as lajes de betão armado devem comportar-se como diafragmas horizontais e devem ter rigidez e resistência suficientes no plano, bem como ligações eficazes aos elementos verticais de modo a que funcionem em conjunto.

- Fundação adequada: Sendo o fenómeno sísmico uma ação que advém dos movimentos do solo, a excitação sísmica transferida pelas fundações da estrutura nos elementos estruturais deve ser uniforme. Posto isto, para edifícios com elementos de fundação isolados recomenda-se o uso de lajes ou vigas de fundação que liguem os elementos nas duas direções principais.

7.2. Elementos Sísmicos Primários e Secundários

O EC8 diferencia os elementos estruturais em elementos sísmicos primários e secundários. Os elementos primários constituem o sistema resistente às forças laterais e devem ser dimensionados e pormenorizados de forma a resistir aos sismos.

Os elementos sísmicos secundários não fazem parte do sistema resistente às ações sísmicas e a sua rigidez é desprezada na análise sísmica. Estes elementos devem ser dimensionados para as forças gravíticas e suportar os deslocamentos provocados pela situação de projeto sísmica mais desfavorável. É de salientar que os efeitos de segunda ordem devem ser considerados no dimensionamento deste tipo de elemento sísmico. Para o edifício em estudo, os elementos secundários considerados correspondem aos pilares que não têm continuidade até às fundações e aos pilares ligados diretamente às lajes fungiformes.

7.3. Sistemas Estruturais

A classificação do sistema estrutural do edifício desempenha um papel importante na determinação do coeficiente de comportamento da estrutura e conseqüentemente a sua análise sísmica. O EC8 define, na cl.5.1.2, vários tipos de sistemas estruturais consoante a sua resistência à ação sísmica que são:

- Sistema de paredes: É um sistema em que a resistência às ações verticais e horizontais é assegurada por paredes estruturais, acopladas ou não. A resistência à força de corte na base destas paredes é superior a 65% da resistência de corte total de todo o sistema estrutural;

- Sistema porticado: Sistema de pórticos espaciais resistente às ações verticais e horizontais. A resistência à força de corte na base destes pórticos é superior a 65% da resistência de corte total de todo o sistema estrutural;
- Sistema misto: A resistência às ações verticais é assegurada essencialmente pelos pórticos espaciais e a resistência às ações laterais é garantida em parte pelos pórticos e em parte por paredes que podem ou não ser acopladas;
- Sistema misto equivalente a sistema porticado: Sistema misto no qual a resistência à força de corte na base dos pórticos é superior a 50% da resistência à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema misto equivalente a sistema de paredes: Sistema misto no qual a resistência à força de corte na base das paredes é superior a 50% da resistência à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema torsionalmente flexível: É um sistema misto ou de paredes que não possui resistência à torção mínima;
- Sistema de pêndulo invertido: Sistema em que 50% ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia se dá num único elemento estrutural.

A classificação do sistema estrutural do edifício em estudo é realizada no ponto 7.6.

7.4. Classes de Ductilidade

Os edifícios de betão armado devem ter uma adequada capacidade de dissipação de energia, sem comprometer a resistência global às ações horizontais e verticais. Para este efeito, os elementos estruturais devem ser resistentes e os requisitos de deformação não linear nas zonas críticas devem ser compatíveis com a ductilidade global considerada. Posto isto, o EC8 classifica os edifícios de acordo com 3 classes de ductilidade, que são:

- Classe de ductilidade baixa (DCL) – Em zonas de baixa sismicidade admite-se que as estruturas sejam dimensionadas para um regime elástico e a sua resistência às ações sísmicas é assegurada apenas pela capacidade resistente dos elementos estruturais. São estruturas com baixa capacidade de dissipação de energia e podem ser dimensionadas de acordo com o EC2;
- Classe de ductilidade média (DCM) – Estruturas dimensionadas de forma garantir uma boa capacidade de dissipação de energia e comportamento dúctil global. São edifícios cuja estrutura tem uma resposta em regime não elástico, ou seja, é capaz de desenvolver mecanismos estáveis associados a uma grande

dissipação histerética de energia a ações repetidas e alternadas sem que ocorram roturas frágeis, como por exemplo por esforço transversal;

- Classe de ductilidade alta (DCH) – Corresponde a estruturas com altos níveis de plasticidade assegurados através de regras de dimensionamento e pormenorização mais minuciosas relativamente a estruturas da classe DCM.

Para o projeto do edifício em estudo foi adotada a classe de ductilidade média (DCM).

7.5. Regularidade Estrutural

A regularidade estrutural tem implicações num projeto sísmico na medida em que influencia o modelo estrutural adotado, podendo este ser um modelo plano simplificado ou um modelo espacial. A regularidade influencia o método de análise, podendo viabilizar uma análise simplificada através do método das forças laterais ou uma análise modal por espectro de resposta. Por último, o valor do coeficiente de comportamento a determinar deve ser reduzido para edifícios que não sejam regulares em altura. Posto isto, o EC8 classifica as estruturas como regulares ou irregulares e a Tabela 47 apresenta as consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico referidas acima.

Tabela 47 - Consequências de regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Os critérios de regularidade em planta e em altura são descritos na cl. 4.2.3.2 e cl. 4.2.3.3 do EC8, respetivamente. Para o pavilhão em estudo foram consideradas duas unidades dinamicamente independentes, bloco 1 e bloco 2, pois as vigas que ligam estes blocos, sob a ação sísmica, deformam lateralmente de forma a que os blocos apresentem diferentes deslocamentos. Posto isto, os critérios de regularidade estrutural aplicam-se a cada uma destas unidades separadamente. Na Figura 39 estão identificados os blocos 1 e 2 do edifício em cada um dos pisos que é analisado à ação sísmica.

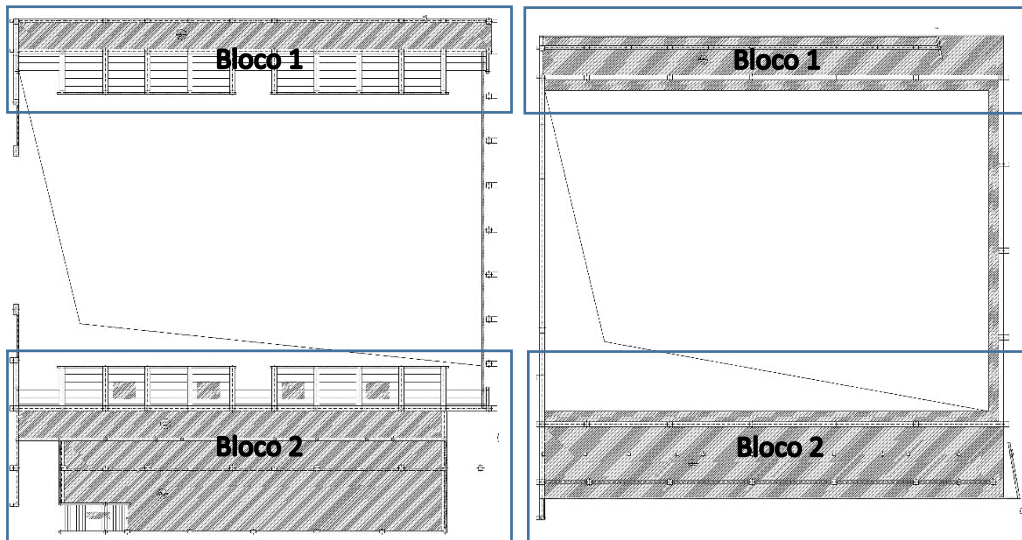


Figura 39 – Identificação das unidades dinamicamente independentes do edifício no piso 1 e na cobertura inferior respetivamente

7.5.1. Regularidade em Planta

a) Critérios de Regularidade em Planta

Os edifícios são classificados como regulares em planta se verificarem as condições seguintes:

- A estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta segundo dois eixos ortogonais no que se refere à rigidez lateral e distribuição de massas;
- A configuração em planta do edifício deve ser compacta, isto é, deve ser delimitada em cada piso por uma linha poligonal convexa. No caso de existirem avanços ou recuos relativamente a esta linha que não afetem a rigidez do piso, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não deve ser superior a 5% da área do piso;
- O efeito diafragma rígido dos pisos deve ser assegurado, ou seja, a rigidez dos pisos no plano deve ser grande o suficiente relativamente à rigidez lateral dos elementos verticais, para minimizar o efeito que a deformação do piso tem na redistribuição das forças entre os elementos.
- As formas de edifícios do tipo L, C, H, I e X em planta devem ser estudadas ao pormenor no que diz respeito à rigidez dos ramos laterais salientes;
- A esbelteza do edifício em planta, λ , não deve ser superior a 4, e a sua expressão é dada pela razão entre a maior e menor dimensão do edifício em planta, medidas em direções ortogonais:

$$\lambda = \frac{L_{m\acute{a}x}}{L_{m\acute{i}n}} \quad [7.1]$$

Em que:

- $L_{m\acute{a}x}$ – Maior dimensão em planta do edifício [m];
 - $L_{m\acute{i}n}$ – Menor dimensão em planta do edifício [m].
- A cada nível e a cada direção de cálculo, x e y, a excentricidade estrutural, e_0 , e o raio de torção, r, devem verificar as condições seguintes:

$$e_{0x} \leq 0,30 \times r_x \quad [7.2]$$

$$r_x \geq I_s \quad [7.3]$$

Em que:

- e_{0x} – Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção de cálculo considerada, ou seja, a excentricidade estrutural [m];
- r_x – Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y, ou seja, o raio de torção [m];
- I_s – Raio de giração da massa do piso em planta [m].

b) Regularidade em Planta do Caso de Estudo

No que diz respeito ao pavilhão multiusos, serão agora abordados todos os critérios anteriormente referidos, de forma sistemática, que permitem classificar o edifício como regular ou irregular em planta.

O primeiro critério refere que o edifício deve ter uma distribuição simétrica de rigidez lateral e de distribuição de massas, observando a Figura 39, verifica-se que o bloco 1 é simétrico em relação aos dois eixos principais e que o bloco 2 é aproximadamente simétrico relativamente aos mesmos eixos.

Nas plantas do edifício é possível verificar que existem recuos na planta do piso 1 do bloco 2. A área total do piso é cerca de 449,72 m² enquanto que a área do recuo é de 39,20 m², correspondendo a 9% da área total do piso neste bloco. Posto isto, a segunda condição de regularidade estrutural em planta é cumprida em todos os pisos exceto na planta do piso 1 do bloco 2.

O EC8 refere que se pode considerar um diafragma rígido se os deslocamentos relativos horizontais não excederem em nenhum ponto mais de 10% dos deslocamentos horizontais absolutos, na situação de projeto sísmica, condição que é verificada.

Relativamente ao critério da esbelteza do edifício foi verificado na Tabela 48, que apresenta os valores da esbelteza de cada bloco, para cada piso.

Tabela 48 - Esbelteza de cada bloco do edifício

Estrutura	Piso 1			Cobertura Inferior		
	$L_{\text{máx}}$	$L_{\text{mín}}$	λ	$L_{\text{máx}}$	$L_{\text{mín}}$	λ
Bloco 1	45,80 m	3,35 m	13,67	45,80 m	4,40 m	10,41
Bloco 2	45,80 m	12,21 m	3,75	45,80 m	8,62 m	5,31

A tabela mostra que apenas o bloco 2 no piso 1 verifica a condição da esbelteza ser menor ou igual a 4.

Para verificar a última condição de regularidade estrutural em planta do edifício, que envolve a excentricidade estrutural e o raio de torção, é necessário um processo de cálculo que passa pela determinação dos centros de massa e dos centros de rigidez, a excentricidade estrutural, o raio de torção e o raio de giração.

A excentricidade estrutural corresponde à distância entre o centro de rigidez e o centro de massa dadas por:

$$x_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{yi} \times x_i}{\sum I_x} \quad [7.4]$$

$$y_{CR} = \frac{\sum_{i=1}^n I_{xi} \times y_i}{\sum I_y} \quad [7.5]$$

$$x_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \times x_i}{P_{Total}} \quad [7.6]$$

$$y_{CM} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i \times y_i}{P_{Total}} \quad [7.7]$$

Em que:

- x_{CR} e y_{CR} – Coordenadas em planta do centro de rigidez [m];
- x_{CM} e y_{CM} – Coordenadas em planta do centro de massa [m];
- I_{xi} e I_{yi} – Inércia de cada elemento i , segundo os eixos x e y [m⁴];
- x_i e y_i – Coordenadas x e y de cada elemento i em relação ao referencial adotado [m];
- P_i – Massa do elemento i [kg];
- P_{Total} – Massa total do piso [kg].

A Tabela 49 apresenta os resultados obtidos no cálculo dos centros de massa e de rigidez dos pisos, bem como a excentricidade estrutural para cada bloco, por piso. É de salientar que para

o cálculo do centro de rigidez não se contabilizaram os pilares secundários. O Anexo 4 e 5 apresenta os cálculos correspondentes ao centro de massa e centro de rigidez do edifício.

Tabela 49 - Excentricidade estrutural de cada bloco para cada piso

Estrutura	Piso	Centro de Massa		Centro de Rigidez		Excentricidade	
		X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _{0x}	e _{0y}
Bloco 1	1	22,11	47,24	20,48	47,31	1,63	-0,07
	Cob. Inferior	20,69	47,27	18,23	47,53	2,46	-0,26
Bloco 2	1	22,08	7,03	22,50	7,62	-0,42	-0,59
	Cob. Inferior	22,22	9,07	21,70	8,71	0,52	0,36

A localização do centro de massa (a vermelho) e do centro de rigidez (a azul) é ilustrada na Figura 40a) para o piso 1 do bloco 1 e Figura 40b) para o piso 1 do bloco 2.

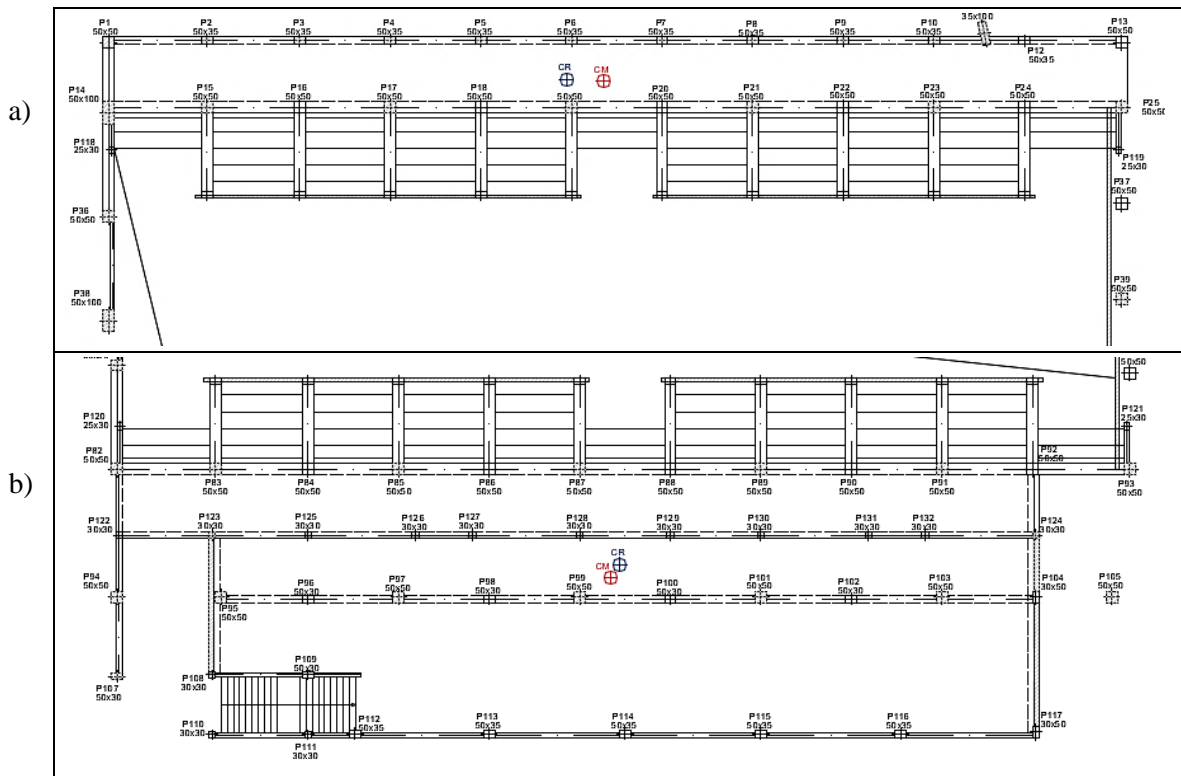


Figura 40 - Centro de massa e centro de rigidez do piso 1 de cada bloco do edifício

A Figura 41a) e a Figura 41b) apresentam a localização do centro de massa e do centro de rigidez na cobertura inferior, do bloco 1 e do bloco 2 respetivamente.

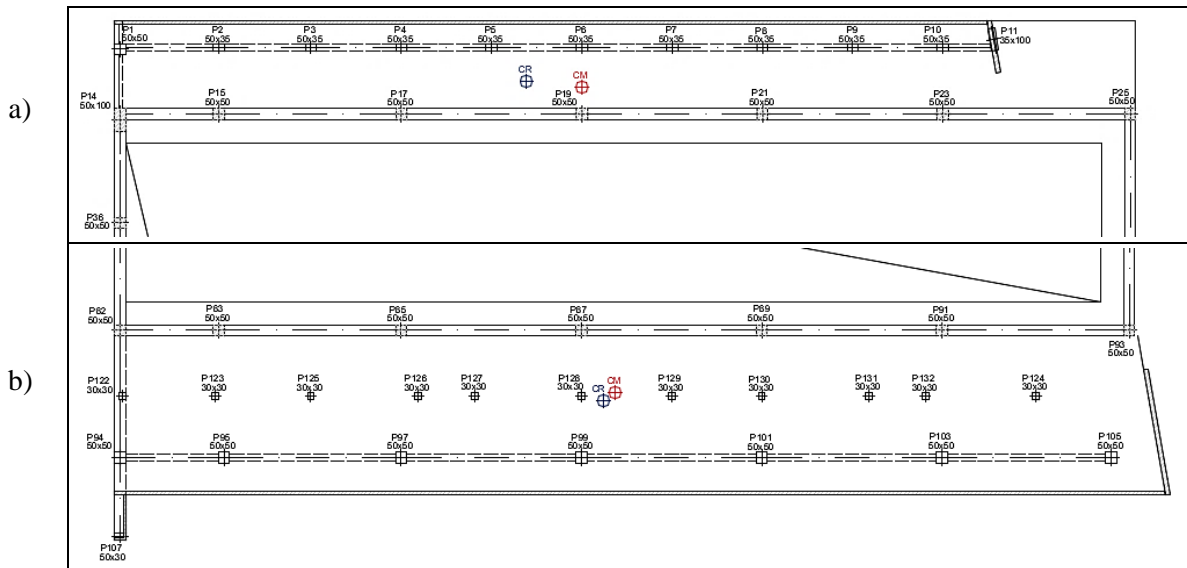


Figura 41 - Centro de massa e centro de rigidez da cobertura inferior de cada bloco do edifício

O EC8 define o raio de torção como a raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção global, em relação ao centro de rigidez lateral, K_{θ} , e a rigidez lateral global numa direção, K_i , tendo em conta todos os elementos sísmicos primários nessa direção. Posto isto, é através da expressão 7.8 que se calcula o raio de torção.

$$r_i = \sqrt{\frac{K_{\theta}}{K_i}} \tag{7.8}$$

Em que:

- K_{θ} – Rigidez global de torção [kNm/rad];
- K_i – Rigidez de translação na direção i [kN/m].

O cálculo da rigidez de torção e da rigidez global de translação, em ambas as direções, é efetuado com o auxílio do programa de cálculo automático *SAP2000* através do modelo estrutural concebido. No centro de rigidez do piso, é aplicada, isoladamente, uma força de 1000 kN em cada direção, x e y , e um momento de 1000 kNm em torno do eixo vertical z . Os deslocamentos e rotações são determinados com recurso ao programa, analisando o efeito das forças e momentos atuando isoladamente e em cada piso, por último através da expressão 7.9 determinam-se a rigidez pretendida.

$$F = K \times u \tag{7.9}$$

Onde:

- F – Força aplicada ou momento aplicado [kN ou kNm];
- K – Rigidez de torção ou de translação [kNm/rad ou kN/m];

- u – Valor do deslocamento ou rotação obtido através do SAP2000 [m ou rad].

A Tabela 50 apresenta os valores dos raios de torção calculados para cada bloco e para cada piso.

Tabela 50 - Raio de torção segundo as duas direções de cada bloco para cada piso

Estrutura	Piso	Raio de torção	
		r_x	r_y
Bloco 1	1	13,80 m	37,47 m
	Cob. Inferior	20,30 m	34,23 m
Bloco 2	1	13,12 m	33,32 m
	Cob. Inferior	20,78 m	34,59 m

O raio de giração da massa do piso em planta é a raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em planta em relação ao centro de gravidade do piso e a massa do piso. Neste caso, recorreu-se ao programa *AutoCAD* para a determinação das inércias segundo um sistema de eixos colocado no centro de massa em cada piso.

$$I_s = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{A_{\text{piso}}}} \quad [7.10]$$

Em que:

- I_x e I_y – Inércia segundo os eixos x e y de um referencial com origem no centro de massa do piso [m^4];
- A_{piso} – Área do piso em estudo [m^2].

A Tabela 51 apresenta os valores obtidos para o raio de giração.

Tabela 51 - Raio de giração de cada bloco para cada piso

Estrutura	Piso	Raio de giração
		I_s
Bloco 1	1	13,27 m
	Cob. Inferior	13,33 m
Bloco 2	1	11,55 m
	Cob. Inferior	13,46 m

Com o cálculo do raio de giração concluído procede-se à verificação das expressões 7.2 e 7.3 (Anexo 7). A Tabela 52 contém os resultados obtidos.

Tabela 52 - Verificação das condições do raio de torção e raio de giração

Estrutura	Piso	e_{0x} [m]	r_x [m]	$0,3r_x$ [m]	e_{0y} [m]	r_y [m]	$0,3r_y$ [m]	I_s [m]
Bloco 1	1	1,63	13,80	4,14	-0,07	37,47	11,24	13,27
	Cob. Inferior	2,46	20,30	6,09	-0,26	34,23	10,27	13,33
Bloco 2	1	-0,41	13,12	3,94	-0,59	33,32	10,00	11,55
	Cob. Inferior	0,52	20,78	6,23	0,36	34,59	10,38	13,46

Observando a Tabela 52, verifica-se que a condição 7.2, em que a excentricidade entre o centro de rigidez e o centro de massa é menor ou igual a 30% do raio de torção na direção de cálculo considerada é cumprida em cada piso de cada bloco. A condição 7.3, que consiste em verificar que o raio de torção é menor que o raio de giração da massa do piso em planta é, também, satisfeita para em cada piso de cada bloco do edifício.

Perante os resultados apresentados, conclui-se que tanto o bloco 1 como o bloco 2, do edifício em estudo, são irregulares em planta. O bloco 1 não cumpre a condição de esbelteza em ambos os pisos. O bloco 2 no piso 1 tem um recuo superior a 5% da área total do piso e na cobertura inferior não cumpre a condição de esbelteza.

7.5.2. Regularidade em Altura

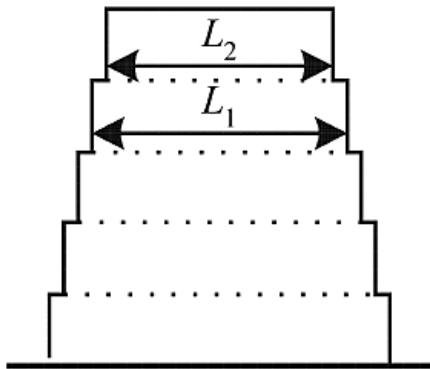
a) Critérios de Regularidade em Altura

Os edifícios são classificados como regulares em altura se verificarem as seguintes exigências:

- Os sistemas resistentes às ações laterais devem ser contínuos desde a fundação ao topo do edifício. No caso de existirem andares recuados a diferentes alturas, os sistemas resistentes devem então ser contínuos desde a fundação até ao topo;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem permanecer constantes desde a base ao topo do edifício, são admitidas alterações desde que estas não sejam bruscas;
- Em estruturas porticadas, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- Se a construção apresentar recuos devem ser verificadas as seguintes condições:

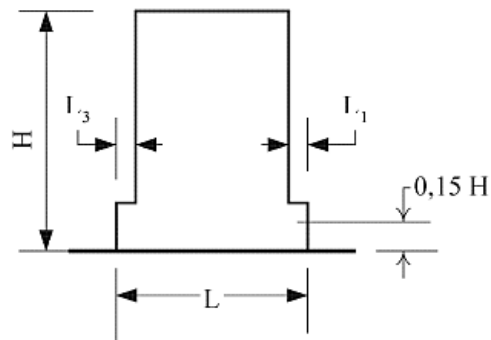
- No caso de sucessivos recuos que mantêm uma simetria axial, o recuo em qualquer piso não deve ser superior a 20% da dimensão em planta do nível inferior na direção do recuo (Figura 42);
- Para um único recuo localizado nos 15% inferiores da altura total do sistema estrutural, o recuo não deve ser superior a 50% da dimensão em planta do nível inferior (Figura 42);
- No caso de recuos não simétricos, a soma, em cada lado, dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30% da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão da planta do nível inferior (Figura 42).

(a)



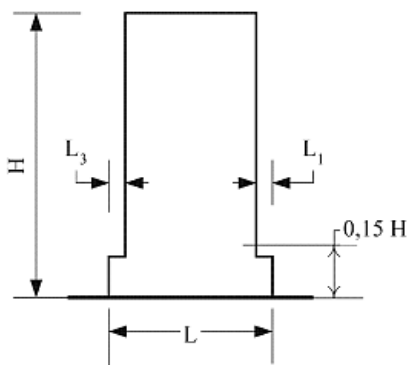
Critério para (a): $\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$

(b) (o recuo localiza-se acima de 0,15H)



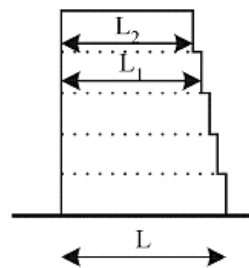
Critério para (b): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$

(c) (o recuo localiza-se abaixo de 0,15H)



Critério para (c): $\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$

(d)



Critério para (d): $\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$

$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$

Figura 42 - Critérios de regularidade de edifícios com recuos (CEN, 2010d)

b) Regularidade em Altura do Caso de Estudo

O sistema estrutural, do pavilhão multiusos, resistente às ações laterais apesar de contínuo desde a fundação até ao topo, apresenta casos de avanços e recuos da estrutura. O bloco 1 apresenta um recuo aproximadamente simétrico no piso 1, relativamente ao piso da cobertura inferior. Sendo assim, a Tabela 53 apresenta os resultados para a situação da Figura 42b).

Tabela 53 - Verificação das condições de edifícios com recuos para o bloco 1

H [m]	0,15H [m]	$h_{\text{avanço}}$ [m]	L_1 [m]	L_3 [m]	L [m]	$(L_1+L_3)/L$	Verificação
9,39	1,41	7,39	1,00	1,02	3,40	0,59	Não verifica!

Observando a Tabela 53 constata-se que o critério de regularidade em altura de edifícios com recuos não é verificado no bloco 1 do edifício.

No caso do bloco 2 verifica-se um recuo do piso da cobertura inferior relativamente ao piso 1 e a Tabela 54 apresenta os cálculos para a situação da Figura 42d).

Tabela 54 - Verificação das condições de edifícios com recuos para o bloco 2

L [m]	L_1 [m]	L_2 [m]	$(L-L_2)/L$	$(L_1-L_3)/L$	Verificação
12,21	12,21	7,6	0,38	0,38	Não verifica!

Com base nos resultados apresentados na Tabela 54 verifica-se que o critério de regularidade em altura de edifícios com recuos não é verificado no bloco 2 do edifício. Assim, o edifício em estudo não cumpre todas as condições de regularidade estrutural em altura em ambos os blocos, tratando-se então de um edifício irregular em altura.

7.6. Classificação do Sistema Estrutural

A classificação do sistema estrutural do edifício é feita com base no que foi mencionado em 7.3. A estrutura do pavilhão resistente tanto às ações verticais como às ações laterais é constituída por pilares e vigas, não apresentando paredes estruturais. Posto isto, os pilares terão de ser capazes de absorver na totalidade a força de corte basal de todo o sistema estrutural, ou seja, classificando-se como sistema porticado.

Os sistemas porticado, para não serem considerados torsionalmente flexíveis devem de possuir uma rigidez de torção mínima que satisfaça a expressão 7.3. Sendo assim, face aos

resultados apresentados na Tabela 52, os dois blocos que constituem o pavilhão verificam a condição da rigidez de torção mínima e por isso não são considerados torsionalmente flexíveis.

7.7. Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento é, por definição, um coeficiente utilizado para efeitos de cálculo que tem como objetivo reduzir as forças obtidas numa análise linear de modo a ter em conta a resposta não linear de uma estrutura.

A definição deste coeficiente está associada ao material e ao sistema estrutural. Quanto maior for este parâmetro mais é explorada a ductilidade dos elementos estruturais do edifício e menor é a força de inércia induzida pela ação sísmica a considerar no dimensionamento. Posto isto, com o sistema estrutural e a classe de ductilidade definidos, é então possível calcular o coeficiente de comportamento recorrendo à cl. 5.2.2.2 do EC8. Para cada direção de cálculo e tendo em conta a capacidade de dissipação de energia, o coeficiente de comportamento é dado pela expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad [7.11]$$

Em que:

- q_0 – Valor básico do coeficiente de comportamento, função do tipo do sistema estrutural e da sua regularidade em altura;
- k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , é determinado através da Tabela 55 e depende do sistema estrutural e da classe de ductilidade adotados. O fato do edifício não ser regular em altura deve ser tido em conta e o EC8 preconiza que para estruturas deste tipo q_0 deve ser reduzido de 20%.

Tabela 55 - Valor básico do coeficiente de comportamento, q_0 , para sistemas regulares em altura

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

Onde:

- α_1 – Valor multiplicador da ação sísmica de cálculo correspondente à formação da primeira rótula plástica;
- α_u – Valor multiplicador da ação sísmica de cálculo correspondente à formação de um mecanismo de rotura.

O EC8 define os seguintes valores aproximados do coeficiente de majoração α_u/α_1 para sistemas porticados:

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

Como se trata de um edifício com mais do que um piso e pórticos de vários tramos, α_u/α_1 é igual a 1,3. No entanto, como o edifício é irregular em planta, o valor aproximado de α_u/α_1 é igual à média entre 1 e o valor indicado o tipo de sistema porticado definido, neste caso, 1,3. Posto isto, o valor básico do coeficiente de comportamento é de:

$$q_0 = 3,0 \times 1,15 \times 0,8 = 2,76 \quad [7.12]$$

O coeficiente kw reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes e deve ser considerado igual a 1,00 para sistemas porticado ou sistemas mistos equivalentes a pórticos. Assim, aplicando a expressão 7.11 obtém-se um coeficiente de comportamento, q, de 2,76 para o edifício em estudo nos dois blocos.

7.8. Espectro de Cálculo

Com a determinação do coeficiente de comportamento efetuada, é então possível definir o espectro de resposta de cálculo de acordo com as expressões mencionadas em 3.2 (Anexo 8). Considerando o valor recomendado de β igual a 0,2 e um coeficiente de comportamento de 2,76, foram obtidos os seguintes espectros de cálculo para cada tipo de ação sísmica, ilustrados na Figura 43 e na Figura 44.

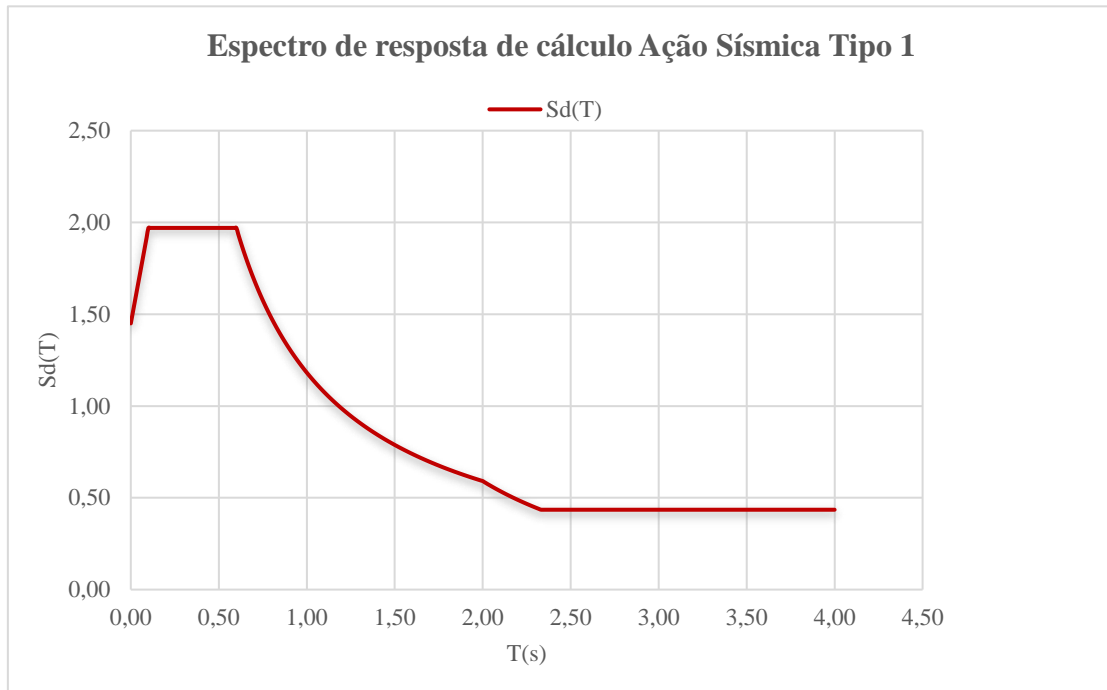


Figura 43 - Espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo 1

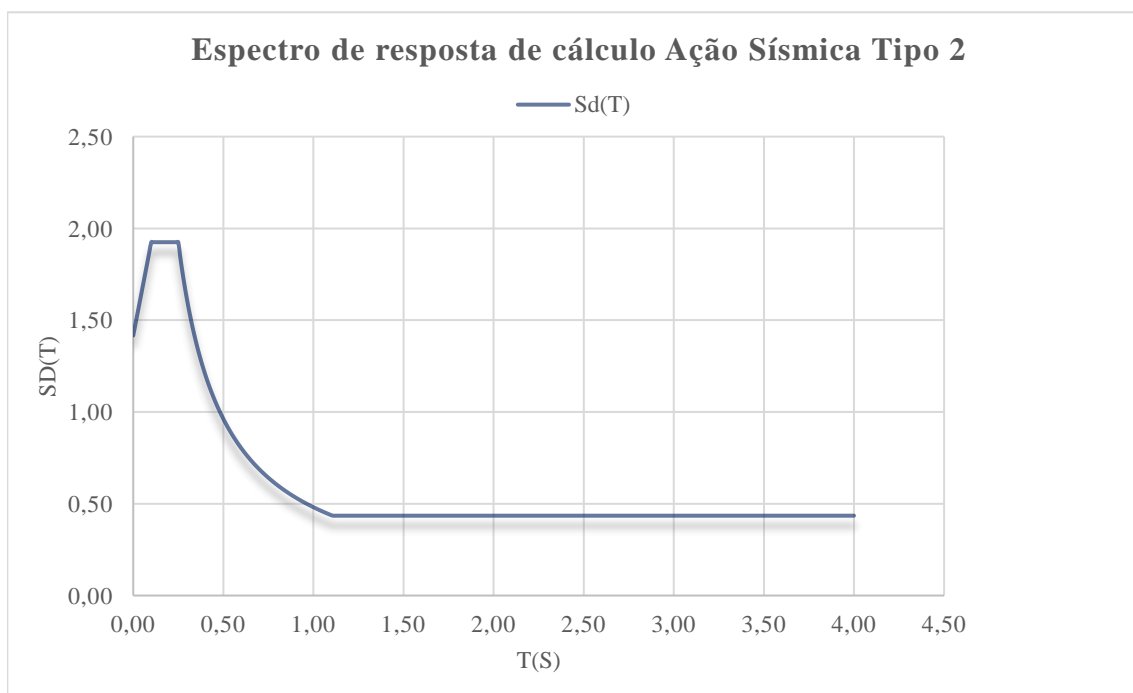


Figura 44 - Espectro de resposta de cálculo para a ação sísmica tipo 2

7.9. Análise Modal por Espectro de Resposta

O EC8 preconiza que o método de referência para a determinação dos efeitos da ação sísmica é o da análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de cálculo obtido no subcapítulo anterior. A cl. 4.3.3.3.1 do EC8 que

caracteriza este método de análise, refere que se deve considerar as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Este requisito é verificado se for verificada uma das seguintes condições apresentadas para cada direção de cálculo considerada:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, pelo menos, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais superiores a 5% da massa total são considerados.

Caso os requisitos acima não sejam verificados, deve ser considerada numa análise espacial um número mínimo, k , de modos que satisfaçam as duas condições seguintes:

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad [7.13]$$

$$T_k \leq 0,20s \quad [7.14]$$

Em que:

- k – Número de modos considerados;
- n – Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;
- T_k – período de vibração do modo k .

Para n igual a 3 resulta um k de aproximadamente 5,2 e, no entanto, o período de vibração é menor do que 0,20 segundos a partir do sétimo modo de vibração. Posto isto, tendo em conta as particularidades da estrutura deste pavilhão multiusos foi elaborado um teste com 500 modos de vibração e os respetivos fatores de participação modal obtidos através do *SAP2000* apresentam-se na Tabela 56.

Tabela 56 - Fatores de participação modal

Modo	Período [s]	U_x	U_y	ΣU_x [%]	ΣU_y [%]
1	0,4617	0,5904	0,0034	59,04	0,34
2	0,3909	0,0901	0,0558	68,05	5,92
3	0,3772	0,0033	0,0455	68,37	10,47
4	0,3618	0,0361	0,0001	71,99	10,48
5	0,3185	0,0038	0,0198	72,36	12,46
6	0,2844	0,0003	0,1939	72,39	31,84
7	0,2641	0,0155	0,0031	73,94	32,15
...
17	0,1436	0,0050	0,0031	90,13	33,12
469	0,0302	0,0000	0,0162	95,11	90,40

Com base nos valores apresentados na Tabela 56 é possível verificar que no 17º modo de vibração se atinge 90% da massa total da estrutura mobilizada na direção X e apenas no 469º modo de vibração, para um teste de 500 modos, se atingiu 90% da massa total na direção perpendicular Y. O valor elevado dos modos de vibração necessários para que seja mobilizada 90% da massa total da estrutura devem-se ao facto de a massa da cave não ser mobilizada. Caso se exclua essa massa, as condições impostas pelo EC8 são verificadas para um menor número de modos.

7.10. Efeitos de Torção

De forma a contabilizar a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, a cl. 4.3.2 do EC8 preconiza que o centro de massa, calculado anteriormente para cada piso, deve ser deslocado, nas duas direções principais, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade accidental dada por:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad [7.15]$$

Em que:

- e_{ai} – Excentricidade accidental da massa do piso i em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;
- L_i – Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

A Tabela 57 apresenta os valores da excentricidade obtidos de cada bloco do edifício para cada piso.

Tabela 57 - Excentricidade accidental para cada piso

Estrutura	Piso	L_x [m]	L_y [m]	e_{ax} [m]	e_{ay} [m]
Bloco 1	1	45,80	3,40	2,29	0,17
	Cob. Inferior	41,30	5,42	2,07	0,27
Bloco 2	1	45,80	12,21	2,29	0,61
	Cob. Inferior	45,80	8,62	2,29	0,43

O efeito da torção accidental é considerado no modelo de cálculo, através da aplicação da envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas tendo em conta a excentricidade accidental, traduzindo-se em conjuntos de momentos torsores, M_{ai} , de eixo vertical aplicados em cada piso (Anexo 9). No modelo de análise espacial concebido, o momento torsor foi aplicado no centro de massa de cada piso e de acordo com a cl. 4.3.3.3 do EC8 o seu valor é dado, para cada direção, por:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad [7.16]$$

Em que:

- M_{ai} – Momento tissor de eixo vertical aplicado no piso i;
- e_{ai} – Excentricidade acidental da massa do piso i;
- F_i – Força horizontal atuando no piso i.

Considerando que os deslocamentos horizontais crescem linearmente ao longo da altura, as forças horizontais, F_i , são calculadas através da expressão 7.17.

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j} \quad [7.17]$$

Onde:

- F_b – Força de corte sísmica na base;
- z_i, z_j – Alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica (fundação ou nível superior de uma cave rígida);
- m_i, m_j – Massas dos pisos.

A força de corte sísmica na base, F_b , é calculada para cada direção a partir da expressão 7.18.

$$F_b = S_d \times (T_1) \times m \times \lambda \quad [7.18]$$

Em que:

- $S_d(T_1)$ – Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;
- T_1 – Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;
- m – Massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;
- λ – Fator de correlação, cujo valor é igual a: $\lambda=0,85$ se $T_1 \leq 2T_C$ e o edifício tiver mais de dois pisos ou $\lambda=1,00$ nos outros casos.

Face aos resultados apresentados na Tabela 56, o período de vibração fundamental na direção X é igual a 0,4617 segundos e na direção Y é de 0,2844 segundos, recorrendo ao espectro de cálculo determina-se $S_d(T_1)$ e utilizando a expressão 7.18 obtém-se a Tabela 58 para a força de corte basal.

Tabela 58 - Força de corte basal para cada direção

Estrutura			S_d [m/s ²]	m [ton]	λ	F_b [kN]
Bloco 1	Sismo Tipo 1	x	1,970	803,42	1,00	1582,82
		y	1,970			1582,82
	Sismo Tipo 2	x	1,046			840,46
		y	1,719			1380,76
Bloco 2	Sismo Tipo 1	x	1,970	1483,34		2922,34
		y	1,970			2922,34
	Sismo Tipo 2	x	1,046			1551,73
		y	1,719			2549,27

Com a determinação das forças de corte sísmica na base para as duas direções procede-se então ao cálculo das forças horizontais através da expressão 7.17. A Tabela 59 exhibe os valores obtidos para F_i .

Tabela 59 - Forças horizontais atuantes em cada piso para cada direção

Estrutura			F_{bx} [kN]	F_{by} [kN]	z_i [m]	m_i [ton]	F_{ix} [kN]	F_{iy} [kN]
Bloco 1	Sismo Tipo 1	Piso 1	1582,82	1582,82	3,34	392,27	479,67	479,67
		Cob. Inf.			7,39	407,73	1103,15	1103,15
	Sismo Tipo 2	Piso 1	840,46	1380,76	3,34	392,27	254,70	418,44
		Cob. Inf.			7,39	407,73	585,76	962,32
Bloco 2	Sismo Tipo 1	Piso 1	2922,34	2922,34	3,34	803,02	1019,98	1019,98
		Cob. Inf.			7,39	676,90	1902,35	1902,35
	Sismo Tipo 2	Piso 1	1551,73	2549,27	3,34	803,02	541,60	889,77
		Cob. Inf.			7,39	676,90	1010,13	1659,50

Com o cálculo das forças horizontais atuantes em cada piso efetuado, estão reunidas as condições para determinar o valor dos momentos torsores atuantes em cada piso através da expressão 7.16. A Tabela 60 apresenta os resultados obtidos e importa referir que na modelação da estrutura se adotaram os maiores valores em cada direção. Neste caso, como a excentricidade accidental é consideravelmente superior segundo o eixo x, os momentos são sempre maiores devido às forças na direção y.

Tabela 60 - Momentos torsores de eixo vertical atuantes em cada piso

Estrutura			M_{aix} [kNm]	M_{aiy} [kNm]	$\sqrt{M_{aix}^2 + M_{aiy}^2}$
Bloco 1	Sismo Tipo 1	Piso 1	81,54	1098,45	1101,48
		Cob. Inf.	298,95	2278,00	2297,53
	Sismo Tipo 2	Piso 1	43,30	958,23	959,20
		Cob. Inf.	158,74	1987,20	1993,53
Bloco 2	Sismo Tipo 1	Piso 1	622,70	2335,76	2417,34
		Cob. Inf.	819,91	4356,39	4432,88
	Sismo Tipo 2	Piso 1	330,65	2037,58	2064,23
		Cob. Inf.	435,36	3800,26	3825,12

7.11. Efeitos de 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem são, por definição, os efeitos adicionais das ações resultantes da deformação da estrutura. A cl. 4.4.2.2 do EC8 preconiza que os efeitos de segunda ordem não necessitam de ser considerados se a seguinte condição for satisfeita em todos os pisos.

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0,10 \quad [7.19]$$

Em que:

- θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- P_{tot} – Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica [kN];
- d_r – Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios d_s no topo e na base do piso considerado [m];
- V_{tot} – Força de corte sísmica total no piso considerado [kN];
- h – Altura entre pisos [m].

Com o objetivo de determinar os deslocamentos entre os pisos recorreu-se à cl. 4.3.4 do EC8 que refere que no caso de ser efetuada uma análise linear, os deslocamentos devido à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão 7.20. Como os deslocamentos resultam do espectro de resposta de cálculo, estes valores são afetados pelo coeficiente de comportamento determinado para a estrutura. Importa, também, referir que para a determinação dos deslocamentos, d_e , os efeitos de torção devidos à ação sísmica devem ser considerados.

$$d_s = q_d \times d_e \quad [7.20]$$

Em que:

- d_s – Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo [m];
- q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , salvo a indicação em contrário;
- d_e – Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo [m].

Posto isto, para um coeficiente de comportamento igual a 2,76 resultaram os seguintes deslocamentos apresentados na Tabela 61 e na Tabela 62.

Tabela 61 - Deslocamentos relativos entre pisos para a ação sísmica do tipo 1

Estrutura			$d_{e,base}$ [m]	$d_{e,topo}$ [m]	q	$d_{s,base}$ [m]	$d_{s,topo}$ [m]	d_r [m]
Bloco 1	Piso 1	x	0,000	-0,011	2,76	0,000	-0,030	0,030
		y	0,000	0,001		0,000	0,003	0,003
	Cobertura Inferior	x	-0,011	-0,022		-0,030	-0,061	0,031
		y	0,001	-0,009		0,003	-0,024	0,027
Bloco 2	Piso 1	x	0,000	0,013		0,000	0,036	0,036
		y	0,000	-0,001		0,000	-0,004	0,004
	Cobertura Inferior	x	0,013	0,031		0,036	0,085	0,049
		y	-0,001	-0,009		-0,004	-0,025	0,021

Tabela 62 - Deslocamentos relativos entre pisos para a ação sísmica do tipo 2

Estrutura			$d_{e,base}$ [m]	$d_{e,topo}$ [m]	q	$d_{s,base}$ [m]	$d_{s,topo}$ [m]	d_r [m]
Bloco 1	Piso 1	x	0,000	-0,005	2,76	0,000	-0,013	0,013
		y	0,000	0,001		0,000	0,002	0,002
	Cobertura Inferior	x	-0,005	-0,010		-0,013	-0,027	0,014
		y	0,001	-0,005		0,002	-0,015	0,017
Bloco 2	Piso 1	x	0,000	0,006		0,000	0,016	0,016
		y	0,000	-0,001		0,000	-0,003	0,003
	Cobertura Inferior	x	0,006	0,013		0,016	0,036	0,020
		y	-0,001	-0,005		-0,003	-0,015	0,012

Com a determinação dos deslocamentos relativos entre pisos estão então reunidas as condições para o cálculo dos coeficientes de sensibilidade (Anexo 10). A Tabela 63 e a Tabela 64 apresentam os valores para a verificação da condição 7.19.

Tabela 63 – Coeficientes de sensibilidade para a ação sísmica do tipo 1

Estrutura			P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	d_r [m]	h [m]	θ	$\Theta \leq 0,1$
Bloco 1	Piso 1	x	7873,54	1582,82	0,03	3,34	0,04	Verifica!
		y		1582,82	0,00		0,00	Verifica!
	Cobertura Inferior	x	4029,29	1103,15	0,03	4,05	0,03	Verifica!
		y		1103,15	0,03		0,02	Verifica!
Bloco 2	Piso 1	x	14536,77	2922,34	0,04	3,34	0,05	Verifica!
		y		2922,34	0,00		0,01	Verifica!
	Cobertura Inferior	x	6667,17	1902,35	0,05	4,05	0,04	Verifica!
		y		1902,35	0,02		0,02	Verifica!

Tabela 64 - Coeficientes de sensibilidade para a ação sísmica do tipo 2

Estrutura			P_{tot} [kN]	V_{tot} [kN]	d_r [m]	h [m]	θ	$\Theta \leq 0,1$
Bloco 1	Piso 1	x	7873,54	840,46	0,01	3,34	0,04	Verifica!
		y		1380,76	0,00		0,00	Verifica!
	Cobertura Inferior	x	4029,29	585,76	0,01	4,05	0,02	Verifica!
		y		962,32	0,02		0,02	Verifica!
Bloco 2	Piso 1	x	14536,77	1551,73	0,02	3,34	0,04	Verifica!
		y		2549,27	0,00		0,00	Verifica!
	Cobertura Inferior	x	6667,17	1010,13	0,02	4,05	0,03	Verifica!
		y		1659,50	0,01		0,01	Verifica!

Observando as tabelas anteriores verifica-se que o coeficiente de sensibilidade é inferior a 0,1 para todas as situações e assim os efeitos de segunda ordem não necessitam de ser considerados.

8. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos elementos estruturais de modo a garantir a segurança das estruturas está intrinsecamente ligado à verificação dos estados limites, estabelecidos pelo EC0, que são de dois tipos:

- Estados Limites Últimos: Estados associados ao colapso ou, de forma mais precisa, ao momento antes do colapso e outras formas de rotura de estruturas que possam interferir com a segurança das pessoas;
- Estados Limites de Utilização: Estados associados ao conforto das pessoas, à estética da construção e ao funcionamento da estrutura sobre condições normais de utilização.

8.1. Estados Limite Últimos

8.1.1. Estrutura Metálica de Cobertura

a) Perfis Metálicos

A verificação da estrutura metálica de cobertura aos estados limites últimos foi efetuada recorrendo ao programa de cálculo automático *SAP2000*, para a obtenção dos esforços atuantes das barras e uma folhas de cálculo para a verificação da segurança das secções transversais. Procede-se à classificação da secção transversal e à verificação da resistência da secção transversal. A estrutura metálica de cobertura, tal como já foi referido, está essencialmente sujeita a esforços axiais, por se tratar de uma estrutura cujas barras se encontram rotuladas nas extremidades.

A secção transversal das barras metálicas que constituem a cobertura metálica é do tipo tubular e, como se utilizou um processo iterativo de dimensionamento, a secção mencionada é dotada das dimensões necessárias para verificar os estados limites. A secção final é uma secção tubular com 88,9 mm de diâmetro, d , e 5 mm de espessura, t . As suas propriedades apresentam-se na Tabela 65.

Tabela 65 - Propriedades da secção transversal dos perfis metálicos

Secção	Diâmetro exterior (d) [mm]	Espessura (t) [mm]	Massa linear (m) [Kg/m]	Área da secção transversal (A) [cm ²]	Momento de Inércia (I) [cm ⁴]	Raio de giração (i) [cm]	Módulo elástico W _{el} [cm ³]	Módulo Plástico W _{pl} [cm ³]
88,9 x 5	88,90	5,00	10,30	13,20	116,00	2,97	26,20	35,20

De acordo com a Figura 17 e considerando que os tubos metálicos são constituídos por um aço S275 ($f_y=275$ MPa), foram obtidos os seguintes resultados relativamente à classe das secções transversais.

Tabela 66 - Classificação da secção transversal

d/t	ε^2	(d/t)/ ε^2	Classificação
17,78	0,8545	20,81	Classe 1

Como (d/t)/ ε^2 é menor que 50 (Figura 17) a secção transversal adotada para a cobertura metálica pertence à classe 1.

Nas tabelas seguintes, são apresentados os resultados relativamente a um conjunto de barras com vários comprimentos que, com base nos esforços atuantes, se consideraram ser mais determinantes para o dimensionamento da estrutura metálica. A verificação da segurança das restantes barras está disposta no Anexo 3.

A verificação da resistência à tração foi efetuada com base na expressão 4.2 e os resultados obtidos para a resistência ao esforço axial de tração estão expressos na Tabela 67.

Tabela 67 - Resistência ao esforço axial de tração

Barra	A [m ²]	L [m]	N _{Ed} [kN]	N _{pl,Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{pl,Rd}
594	13,20	3,11	154,25	363,00	0,425
727	13,20	3,02	105,99	363,00	0,292
971	13,20	2,77	110,86	363,00	0,305
1110	13,20	2,78	163,17	363,00	0,449

A resistência à compressão foi calculada através da expressão 4.4 e os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 68.

Tabela 68 - Resistência ao esforço axial de compressão

Barra	A [m ²]	L [m]	N _{Ed} [kN]	N _{c,Rd} [kN]	N _{Ed} /N _{c,Rd}
572	13,20	3,11	-176,40	-363,00	0,486
734	13,20	3,02	-113,26	-363,00	0,312
971	13,20	2,77	-106,99	-363,00	0,295
1162	13,20	2,78	-180,29	-363,00	0,497

A resistência ao esforço transversal foi determinada de acordo com a expressão 4.6 e os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 69.

Tabela 69 - Resistência ao esforço transversal

Barra	V _{Ed} [kN]	A _v [m ²]	V _{pl,Rd} [kN]	V _{Ed} /V _{pl,Rd}
1187	0,64	8,40	133,42	0,005

Observando a tabela acima, verifica-se que a resistência ao esforço transversal tem pouca influência no dimensionamento das barras da estrutura metálica.

A verificação de segurança à encurvadura de elementos comprimidos foi feita através da equação 4.8 e a Tabela 70 apresenta os resultados referentes à possibilidade de dispensar esta verificação. Adotou-se para comprimento de encurvadura o comprimento real das barras.

Tabela 70 - Verificação da dispensa da verificação à encurvadura por compressão

Barra	N _{Ed} [kN]	f _y [MPa]	E [GPa]	I [cm ⁴]	L _{cr} [m]	N _{cr} [kN]	N _{Ed} /N _{cr}	A [cm ²]	$\bar{\lambda}$
572	-176,40	275	210	116	3,11	248,73	0,71	13,20	1,208
734	-113,26	275	210	116	3,02	263,79	0,43	13,20	1,173
971	-106,99	275	210	116	2,77	313,13	0,34	13,20	1,077
1162	-180,29	275	210	116	2,78	310,68	0,58	13,20	1,081

Observando a tabela anterior verifica-se que as condições mencionadas pela cl. 6.3.1.2(4) do EC3 não são verificadas e devem ser então contabilizados os efeitos da encurvadura por compressão. A Tabela 71 apresenta os resultados da verificação da segurança à encurvadura da estrutura metálica de cobertura. Para efetuar estes cálculos recorreu-se ao quadro 6.2 do EC3 e à Tabela 32 para se obter o valor do fator de imperfeição.

Tabela 71 - Verificação da segurança à encurvadura por compressão uniforme

Barra	N_{Ed} [kN]	$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
572	-176,40	1,208	0,21	1,336	0,525	190,55	0,926
734	-113,26	1,173	0,21	1,290	0,547	198,64	0,570
971	-106,99	1,077	0,21	1,172	0,612	222,18	0,482
1162	-180,29	1,081	0,21	1,177	0,609	221,11	0,815

Com base nos resultados da Tabela 71, é possível verificar que a barra 572 é a barra mais condicionante na verificação da segurança à encurvadura de elementos comprimidos, face à relação entre o seu comprimento de encurvadura e o esforço axial atuante.

A Tabela 72 contém os resultados do cálculo da resistência à flexão para a barra com maior momento fletor, de acordo com a expressão 4.12.

Tabela 72 - Resistência à Flexão

Barra	M_{Ed} [kNm]	f_y [MPa]	W_{pl} [cm ³]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{Ed}/M_{pl,Rd}$
1250	1,36	275	35,20	9,68	0,14007

A Tabela 73 contém os resultados do cálculo da resistência à flexão composta de acordo com a expressão 4.12.

Tabela 73 - Resistência à Flexão Composta

Barra	N_{Ed} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{Ed}/N_{pl,Rd}$ (n)	M_{Ed} [kNm]	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{N,Rd}$ [kNm]	$M_{Ed}/M_{N,Rd}$
1250	-4,07	-363,00	0,011	1,36	9,68	9,67532	0,14014

Os resultados referentes à verificação de elementos à flexão composta (coluna-viga) estão expostos na Tabela 74 e Tabela 75, obtidos com base no método descrito em 4.1.1.

Tabela 74 – Cálculo dos Coeficientes de momento uniforme equivalente

Barra	N_{Ed} [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	N_{cr} [kN]	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ	χ_{LT}	ψ	$C_{m,i}$
1250	-4,07	-363,00	1,36	9,68	246,43	1,214	1,343	0,521	1,00	-0,60	0,40

Tabela 75 – Verificação do elemento à flexão composta (Coluna-Viga)

Barra	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}	Eq. 4.15	Eq. 4.16	Verificação
1250	0,407	0,244	0,244	0,407	0,113	0,113	Verifica!

Com base nos resultados obtidos nas tabelas anteriores, referentes à flexão e flexão composta, verifica-se que a influência dos momentos fletores no dimensionamento das barras da cobertura metálica é pouco significativa.

b) Nós de Ligação Esféricos

Os resultados obtidos para o diâmetro da esfera metálica apresentam-se na Tabela 76 e basearam-se nas expressões 4.17 e 4.18.4.184.184.18

Tabela 76 - Dimensionamento da esfera metálica

Equação	d_1 [mm]	d_2 [mm]	θ [rad]	ξ	η	D [mm]
6.9	12	12	0,75	1,10	1,80	60,85
6.10						58,97

Com base nos resultados da tabela acima, adotou-se uma esfera de diâmetro $\phi 70$ mm considerando um diâmetro de parafusos M12 e o menor ângulo entre dois parafusos enroscados de 43° .

8.1.2. Estrutura em Betão Armado

8.1.2.1. Lajes

O dimensionamento das lajes foi executado com base nos princípios descritos em 4.1.2.2. Posto isto, a Tabela 77 apresenta os resultados relativamente à quantidade mínima e máxima de armadura que as lajes de diferentes espessuras deste projeto podem ter.

Tabela 77 - Armadura mínima e máxima para as lajes maciças

f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	b_t [m]	e [m]	d [m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,max}$ [cm ² /m]
2,60	400	1,00	0,25	0,22	3,63	100
			0,30	0,27	4,48	120

Considerando os resultados da Tabela 77, definiu-se uma disposição de armaduras mínima de $\phi 10//20$ para as lajes com 0,25 m de espessura e $\phi 10//15$ para as lajes com 0,30 m de espessura, reforçando as zonas necessárias.

A determinação das armaduras de flexão das lajes foi efetuada com recurso ao programa *SAP2000*. Com base na modelação concebida, o programa disponibiliza as áreas de aço nos elementos finitos do tipo *shell* (*Show Shell/Concrete Design*), permite estabelecer os limites de área de armadura (*Contour Range*) a considerar, facultando um gráfico de cores ao longo da laje. Neste diagrama é perceptível as zonas que necessitam de reforço de armaduras e as zonas que verificam a segurança com a armadura definida nos limites. Este gráfico é obtido para a combinação fundamental de ações, nas duas direções principais e para a face superior e inferior da laje.

São ignorados picos de área de armadura na zona dos pilares pois correspondem a uma elevada concentração de esforços no eixo do pilar o que acaba por não corresponder ao esforço a que a laje está realmente sujeita, deste modo, foi considerada a área de armadura indicada na zona delimitada pela secção transversal do pilar. A Figura 45 ilustra o gráfico de área de armadura segundo a direção x na face inferior da laje do piso 1. Para a conceção do gráfico foi considerado um limite máximo de armadura de $3,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ correspondentes a uma disposição do tipo $\phi 10//20$, as zonas a azul escuro representam os locais que necessitam de reforço de armaduras.

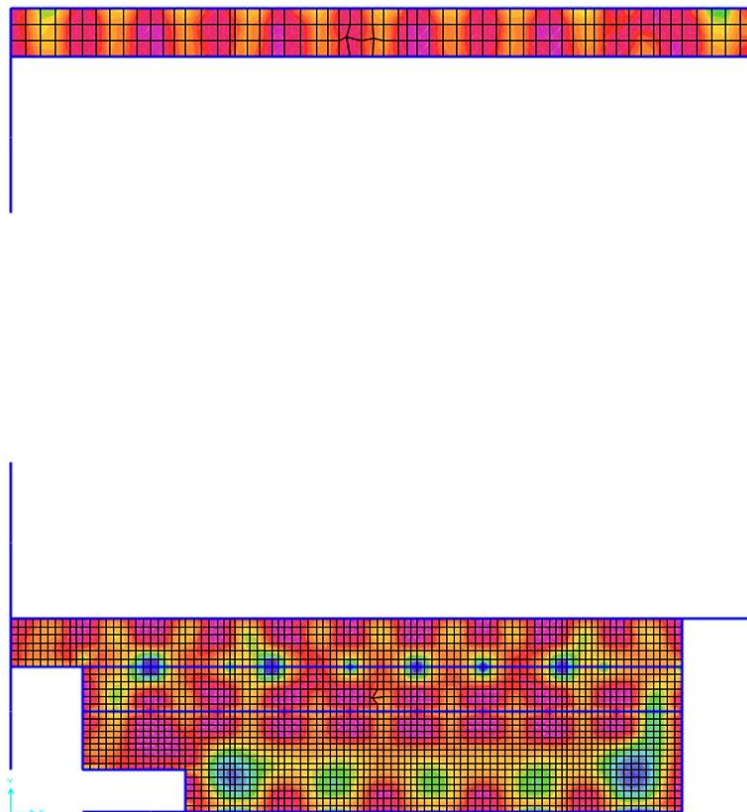


Figura 45 - Armadura longitudinal inferior da laje do piso 1 para a combinação fundamental de ações

A Tabela 78 apresenta os resultados referentes à aplicação das expressões de verificação do esforço transversal para lajes maciças.

Tabela 78 - Valor de cálculo do esforço transversal resistente para as lajes maciças

e [m]	d [m]	$C_{rd,c}$	k	A_{sl} [cm ² /m]	b_w [m]	ρ_l	$V_{mín}$ [MPa]	$V_{rd,c}$ [kN]
0,25	0,22	0,12	1,964	3,93	1,00	0,001828	0,482	103,60
0,30	0,27		1,869	5,24		0,001977	0,447	118,47

Recorrendo ao programa *SAP2000* para visualizar os esforços transversos atuantes nas lajes, verifica-se que o esforço transversal resistente de cálculo é superior (Figura 46). É importante referir que os valores acima se referem apenas à armadura mínima adotada. No caso da laje fungiforme maciça a zona da laje que apoia nos pilares está claramente mais armada, ao que corresponde um maior valor $V_{rd,c}$ satisfazendo também a condição referida na cl.6.2.1(3) (ver Anexo 12).

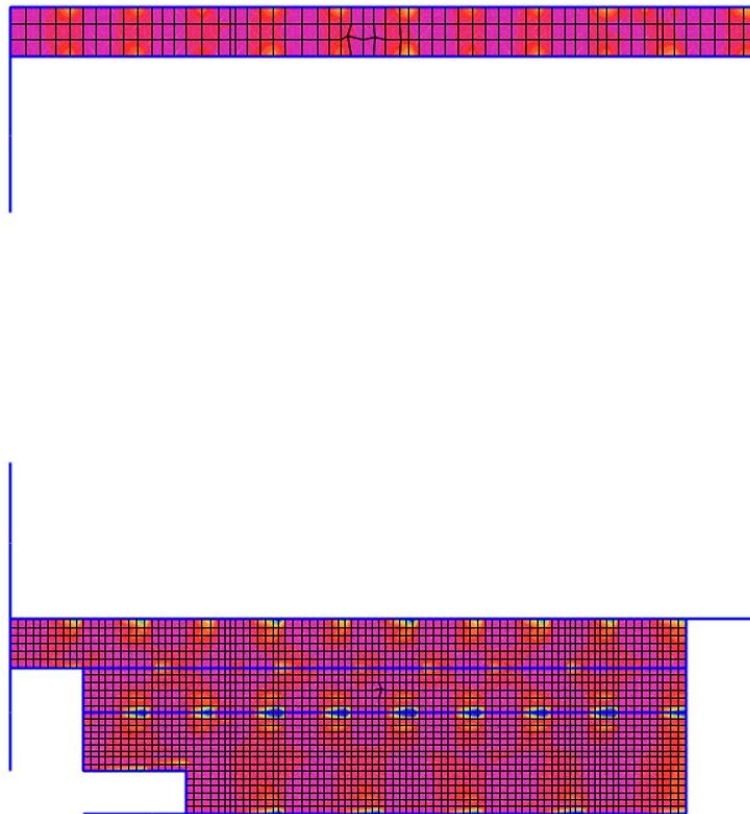


Figura 46 – Verificação do esforço transversal na laje do piso 1

Determinados os parâmetros referidos em 4.1.2.2, relativamente ao punçoamento em lajes fungiformes, estão reunidas as condições para efetuar a verificação ao estado limite último

de punçoamento. A Tabela 79 apresenta os resultados referentes à verificação $v_{Ed} \leq v_{Rd,máx}$ no perímetro da área carregada (pilar) e a Tabela 80 os resultados da verificação $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ no primeiro perímetro de controlo para os pilares mais esforçados em cada piso, onde há possibilidade de ocorrer este fenómeno.

Tabela 79 - Verificação da tensão máxima de punçoamento na área carregada

Pilar	e_y [m]	e_z [m]	β	u_0 [m]	d [m]	V_{Ed} [kN]	v_{Ed} [kPa]	$v_{Rd,máx}$ [kPa]
58	-0,010	0,003	1,013	1,80	0,22	764,35	92,44	3600
124	0,055	0,000	1,072	1,20	0,27	131,73	31,17	3600

Tabela 80 - Verificação da tensão de punçoamento no primeiro perímetro de controlo u_1

Pilar	β	d [m]	u_1 [m]	V_{Ed} [kN]	$v_{Ed,1}$ [kPa]	$C_{rd,c}$	k	ρ_1	$v_{mín}$ [MPa]	$v_{rd,c}$ [kPa]
58	1,013	0,22	4,502	764,35	799,62	0,12	1,964	0,017	0,482	805,82
124	1,072	0,27	4,530	131,73	117,58	0,12	1,869	0,000	0,447	447,06

Com base nos resultados obtidos nas tabelas anteriores, verifica-se que não existe necessidade de adotar armadura de punçoamento na zona dos pilares considerados.

8.1.2.2. Vigas

O método de cálculo descrito em 4.1.2.3 foi aplicado a todas as vigas sísmicas do projeto em questão, sob a forma de folhas de cálculo, pois o software de análise estrutural *SAP2000* não contabiliza automaticamente o contributo das lajes, para o momento resistente real das vigas. Deste modo, apresentam-se em seguida os resultados do dimensionamento de uma viga exemplo, neste caso, a viga V.1.9.1, representada em planta na Figura 47.

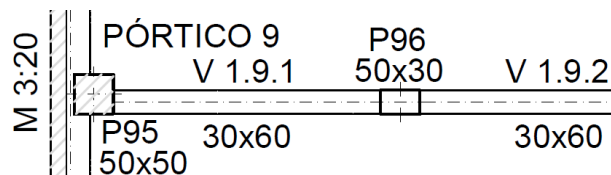


Figura 47 - Representação da viga V.1.9.1 em planta.

A Tabela 81 exibe as características da viga em estudo e a Tabela 82 o cálculo da armadura mínima e da armadura máxima que pode conter.

Tabela 81 - Características da viga V.1.9.1

Viga	b [m]	h [m]	d [m]	c [m]	h_{laje} [m]	μ_{ϕ}	q_0
V. 1.9.1	0,300	0,600	0,565	0,035	0,250	8,538	3,900

Tabela 82 - Armaduras mínimas e máximas para a secção transversal da viga V.1.9.1

Viga	A_c [m ²]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	$A_{s,mín}$ [cm ²]	$A_{s,máx}$ [cm ²]
V.1.9.1	0,17	2,60	400,00	2,86	67,80

Tabela 83 - Armadura longitudinal inferior da viga V.1.9.1

Viga	x [m]	M_{Ed} [kNm]	μ	ω	A_s [cm ²]	$A_{s,calc.}$ [cm ²]	Disp. de armaduras	$A_{s,adot.}$ [cm ²]
V.1.9.1	0,000	221,33	0,14	0,15	12,17	12,17	2 ϕ 20+3 ϕ 25	21,01
	2,075	92,63	0,06	0,06	4,86	4,86	2 ϕ 20	6,28
	4,150	50,38	0,03	0,03	2,61	2,86	2 ϕ 20+3 ϕ 25	21,01

Tabela 84 - Armadura longitudinal superior da viga V.1.9.1

Viga	x [m]	M_{Ed} [kNm]	μ	ω	A_s [cm ²]	$A_{s,calc.}$ [cm ²]	(70%) $A_{s,calc.}$ [cm ²]	Disp. de armaduras	$A_{s,adot.}$ [cm ²]
V.1.9.1	0,000	-282,12	0,18	0,20	15,91	15,91	11,14	3 ϕ 16+2 ϕ 20	12,30
	2,075	-16,89	0,01	0,01	0,86	2,86	2,01	2 ϕ 16	4,02
	4,150	-212,79	0,13	0,14	11,67	11,67	8,17	3 ϕ 16+2 ϕ 20	12,30

Observando os resultados da Tabela 83 e da Tabela 84 verifica-se que, em alguns casos, a armadura adotada é consideravelmente superior à armadura necessária para resistir ao momento a que a viga está sujeita. Isto deve-se ao carácter iterativo do processo, de forma a satisfazer todas as condições de ductilidade local impostas pela regulamentação e à normalização das secções das vigas no projeto, considerando a contribuição da armadura da laje para o cálculo do momento resistente na viga.

A Tabela 85 apresenta os resultados referentes aos momentos resistentes da viga em estudo, de acordo com as armaduras adotadas e a contribuição da armadura presente na laje. A verificação das condições de ductilidade local está expressa na Tabela 86 e na Tabela 87.

Tabela 85 - Valores dos momentos resistentes da viga V.1.9.1

Viga	x [m]	$A_{s,sup.laje}$ [cm ²]	$A_{s,sup.viga}$ [cm ²]	z_1 [m]	$A_{s,inf.laje}$ [cm ²]	z_2 [m]	$A_{s,inf.viga}$ [cm ²]	M_{Rd}^+ [kNm]	M_{Rd}^- [kNm]
V.1.9.1	0,000	10,47	12,30	0,51	3,93	0,35	21,01	371,97	450,56
	2,075	5,24	4,02	0,51	3,93	0,35	6,28	211,38	111,18
	4,150	12,78	12,30	0,51	3,93	0,35	21,01	371,97	491,46

Tabela 86 - Verificação da condição de ductilidade local relativamente à armadura de tração e compressão dispostas na viga V.1.9.1

Viga	x [m]	$A_{s,sup.laje}$ [cm ²]	$A_{s,inf.laje}$ [cm ²]	$A_{s,sup.viga}$ [cm ²]	$A_{s,inf.viga}$ [cm ²]	$A_{s,comp}$ [cm ²]	$A_{s,tração}$ [cm ²]	Verificação
V.1.9.1	0,000	10,47	3,93	12,30	21,01	21,01	26,70	Verifica!
	2,075	5,24	3,93	4,02	6,28	13,19	6,28	Verifica!
	4,150	12,78	3,93	12,30	21,01	21,01	29,01	Verifica!

Tabela 87 - Verificação da condição de ductilidade local relativamente à taxa de armadura de tração disposta na viga V.1.9.1

Viga	x [m]	ρ	ρ'	μ_ϕ	$\rho_{mín}$	$\rho_{máx}$	Verificação
V.1.9.1	0,000	0,0158	0,0124	8,5378	0,0033	0,0182	Verifica!
	2,075	0,0037	0,0078			0,0136	Verifica!
	4,150	0,0171	0,0124			0,0182	Verifica!

Relativamente ao cálculo das armaduras de esforço transversal foram obtidos os seguintes resultados, Tabela 88 e Tabela 89, para a viga V.1.9.1.

Tabela 88 - Esforço transversal presente na viga V.1.9.1

Viga	x [m]	M_{Rd}^- [kNm]	M_{Rd}^+ [kNm]	V_g [kN]	V_{Ed} [kNm]
V.1.9.1	0,000	371,97	450,56	44,85	281,41
	1,825	---	---	2,31	238,87
	3,650	371,97	491,46	59,79	285,14

Tabela 89 - Armadura de esforço transverso para a viga V.1.9.1

Viga	V.1.9.1		
x [m]	0,000	1,825	3,650
V_{Ed} [kN]	281,41	238,87	285,14
z [m]	0,509		
$\cot(\theta)$	1,00		
A_{sw}/s [cm ² /m]	15,89	13,49	16,11
$A_{sw}/s/ramo$ [cm ² /m]	7,95	6,75	8,05
$\rho_{w,min}$	0,001		
$A_{sw,min}/s$ [cm ² /m]	3,00		
$A_{sw,min}/s/ramo$ [cm ² /m]	1,50		
$S_{L,max}$ [m]	0,42		
$S_{T,max}$ [m]	0,42		
Disp. de armaduras	φ10//0.075	φ10//0.10	φ10//0.075
A_{sw}/s adot. [cm ² /m]	10,47	7,85	10,47
$V_{Rd,max}$	687,15		

Tabela 90 - Comparação entre a área de armadura obtida pelo cálculo analítico e a área de armadura obtida através do programa SAP2000

x [m]	0,000	1,825	3,650
A_{sw}/s (calc. analítico) [cm ² /m]	15,89	13,49	16,11
A_{sw}/s (SAP2000) [cm ² /m]	14,84	12,14	15,75

Observando a Tabela 90 verifica-se que as diferenças entre os valores da área de armadura obtida através do cálculo analítico e a área de armadura obtida através do *SAP2000* são pouco significativas, podendo resultar de simplificações adotadas na elaboração do modelo de cálculo.

Tabela 91 - Espaçamento máximo de varões transversais na zona crítica, de acordo com o EC8, para a viga V.1.9.1

$h_w/4$ [cm]	$24d_{bw}$ [cm]	225 [cm]	$8d_{bl}$ [cm]	s [cm]
0,15	0,24	0,225	0,128	0,128

O espaçamento determinado na Tabela 91 deve ser respeitado na zona crítica da viga que, neste caso, corresponde a uma extensão de 0,60 m em cada extremo da viga. O cálculo das restantes vigas é apresentado no Anexo 13.

8.1.2.3. Pilares

Tendo por base o processo de cálculo referido em 4.1.2.4, as tabelas seguintes apresentam os resultados relativamente ao dimensionamento de um pilar exemplo, representado em planta na Figura 48.

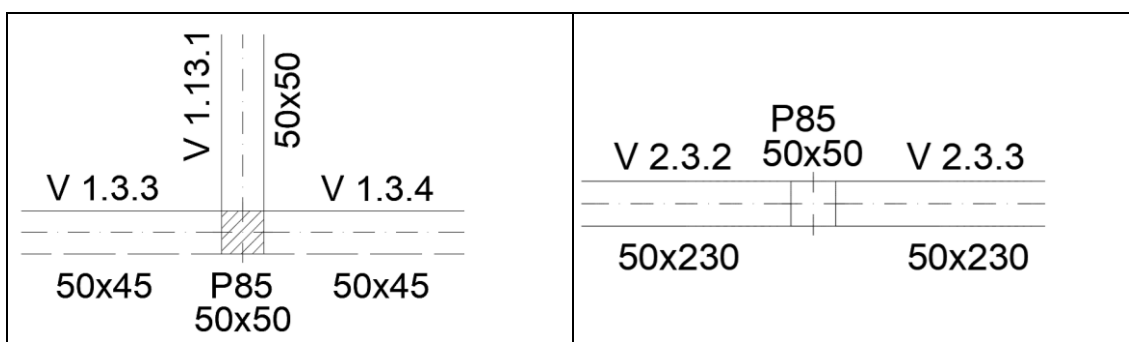


Figura 48 - Esquema, em planta, do pilar 85 na laje do piso 1 (esquerda) e na laje da cobertura inferior (direita)

Na Tabela 92 apresentam-se as características relevantes do pilar P85.

Tabela 92 - Propriedades da secção transversal do pilar 85

b [m]	h [m]	f_{yd} [MPa]	f_{cd} [MPa]	N_{Ed} [kN]	v_d	$A_{s,mín}$ [cm ²]	$A_{s,máx}$ [cm ²]
0,50	0,50	347,80	16,67	1227,69	0,29	25,00	100,00

Tabela 93 - Equilíbrio do nó 2 do pilar 85 para a condição de pilar forte-viga fraca

Direção	x	y
$M_{Ed,sup}$ [kNm]	316,99	180,44
$M_{Ed,inf}$ [kNm]	57,24	33,31
$M_{Rd,V.1.3.3}$ [kNm]	174,60	-----
$M_{Rd,V.1.3.4}$ [kNm]	216,21	-----
$M_{Rd,V.1.13.1}$ [kNm]	-----	137,12
ΣM_{Rd} [kNm]	374,23	213,75
ΣM_{Rb} [kNm]	390,81	137,12
$1.3 \cdot \Sigma M_{Rb}$ [kNm]	508,05	178,26
Verificação	Não verifica!	Verifica!

Através dos resultados apresentados na Tabela 93, é possível verificar o pilar não verifica a condição 4.65 na direção x, sendo necessária uma redistribuição de momentos no nó do pilar.

A Tabela 94 apresenta a redistribuição de momentos do nó do pilar em estudo de acordo com a expressão 4.65 e o cálculo da armadura longitudinal do pilar é exibido na Tabela 95.

Tabela 94 - Redistribuição de momentos do pilar 85

$\% M_{Rd,sup}$	$\% M_{Rd,inf}$	ΣM_{Rd} [kNm]	$M_{Rd,sup}$ [kNm]	$M_{Rd,inf}$ [kNm]
85	15	508,05	431,84	76,21

Tabela 95 - Cálculo da armadura longitudinal do pilar 85

Direção	x	y
N_{Ed} [kN]	-588,68	-588,68
M_{Ed} [kNm]	431,84	180,44
v	0,14	0,14
μ	0,21	0,09
d' [m]	0,035	0,035
h [m]	0,50	0,50
d'/h	0,07	0,07
ω	0,35	0,09
A_s [cm ²]	42,01	10,80
$A_{s/face}$ [cm ²]	21,01	5,40
Disposição Construtiva	5 ϕ 25	2 ϕ 25+2 ϕ 20
$A_{s,adot/face}$ [cm ²]	24,54	12,96

A armadura acima calculada teve que ser alterada, posteriormente, para verificar a condição da flexão desviada, os resultados que se apresentam em seguida correspondem aos valores para a nova armadura, o cálculo do momento resistente real do pilar 85 é apresentado na Tabela 96.

Tabela 96 - Cálculo do momento resistente real do pilar 85

Direção	Disp. Construtiva	$A_{s,adot/face}$ [cm ²]	ω	μ	M_{Rd} [kNm]
x	6 ϕ 25	29,45	0,49	0,27	563,63
y	5 ϕ 25	24,54	0,41	0,23	480,13

A verificação da condição de flexão desviada, enunciada em 4.1.2.4, está exposta na Tabela 97 e o cálculo da armadura transversal do pilar em estudo, de acordo com a Figura 28, é apresentado na Tabela 98.

Tabela 97 - Verificação da condição de flexão desviada para o pilar 85

N_{Ed} [kN]	588,68
N_{Rd} [kN]	6907,32
N_{Ed}/N_{Rd}	0,085
a	1,00
$M_{Ed,x}$ [kNm]	316,99
$M_{Ed,y}$ [kNm]	180,44
$M_{Rd,x}$ [kNm]	563,63
$M_{Rd,y}$ [kNm]	480,13
Flexão Desviada	0,94
Verificação	Verifica!

Tabela 98 - Cálculo das amaduras transversais para o pilar 85

$M_{Rc,1}$ [kNm]	563,63
$M_{Rc,2}$ [kNm]	563,63
ΣM_{Rb} [kNm]	390,81
ΣM_{Rc} [kNm]	1127,26
l_{cl} [m]	2,98
V_{Ed} [kN]	280,18
z [m]	0,419
$\cot(\theta)$	1,00
A_{sw}/s [cm ² /m]	19,25
ρ_{\min}	0,001
$(A_{sw}/s)_{\min}$ [cm ² /m]	5,00
$V_{Rd,máx}$ [kN]	1572,51

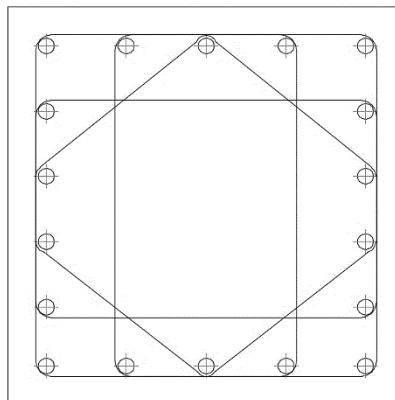


Figura 49 - Pormenorização da secção transversal do pilar 85

A pormenorização proposta visa a respeitar todas as condições de ductilidade local, tendo em conta a Figura 49 a área de aço por ramo obtém-se dividindo a armadura transversal calculada pelo número de ramos considerado, correspondendo a 3,85 cm²/m considerando os 5 ramos acima ilustrados. Posto isto, adotou-se uma configuração de armaduras de $\phi 8//0.125$ que

corresponde a uma área de aço por ramo de 4,02 cm²/m e a verificação das condições de ductilidade local para a pormenorização concebida, apresenta-se na Tabela 99.

Tabela 99 - Verificação das condições de ductilidade local para o pilar 85

b_c [m]	0,50
l_{cr} [m]	0,50
b_0 [m]	0,43
d_{bL} [mm]	25,00
$s_{máx}$ [m]	0,175
b_h [m]	0,1005
b_v [m]	0,0820
s [m]	0,125
α_n	0,87
α_s	0,73
α	0,64
L_{cintas} [m]	5,62
V_{cintas} [m ³]	$2,81 \cdot 10^{-4}$
$V_{nuc.betão}$ [m ³]	0,023
ω_{wd}	0,32
Eq 5.15 do EC8	$0,083 \geq 0,073$
Verificação	Verifica!
ρ_L	0,031
$0,01 \leq \rho_L \leq 0,04$	Verifica!

O processo de dimensionamento dos pilares sísmicos foi otimizado com recurso ao programa de cálculo *SAP2000*, que permite a verificação da equação 4.65. No entanto, têm que ser fornecidas ao programa as armaduras das vigas e dos pilares, ou seja, é necessário atribuir as armaduras da secção transversal aos pilares do modelo concebido, o que torna este dimensionamento num procedimento de carácter iterativo. Relativamente às condições de ductilidade local, foram calculadas à parte, com recurso a folhas de cálculo para cada tipo de

secção transversal, o Anexo 14 contém os resultados obtidos do dimensionamento de todos os pilares.

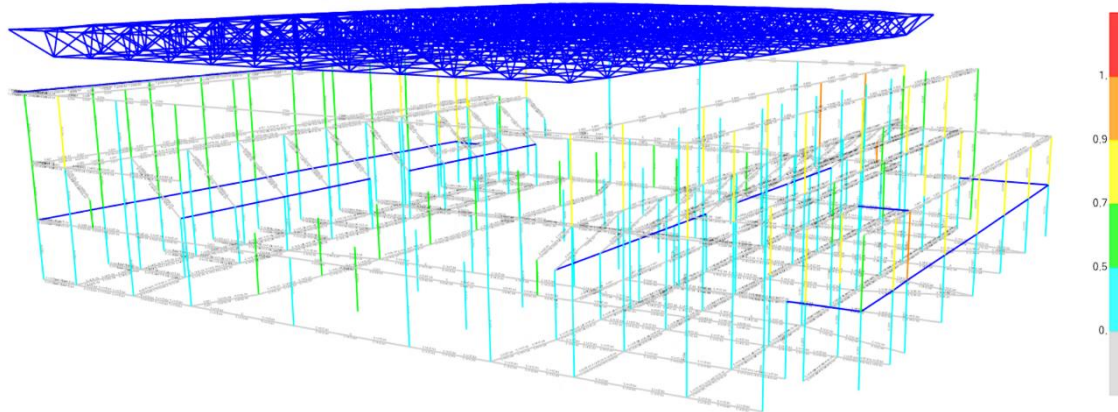


Figura 50 - Verificação da segurança dos pilares através do SAP2000

Ao analisar o modelo de cálculo (Figura 50), é possível verificar que alguns pilares verificam a equação 4.65 com uma folga considerável, isto deve-se ao facto de se ter considerado a armadura longitudinal dos pilares igual ao longo de todo o seu comprimento e de se ter uniformizado, de certa forma, as secções transversais dos pilares com o intuito de facilitar a sua execução em obra e até mesmo os processos de cálculo.

8.1.2.4. Escadas

O dimensionamento das escadas do edifício foi efetuado a partir dos modelos de cálculo apresentados na Figura 51 e Figura 52.

O primeiro passo do dimensionamento das escadas, consiste em definir o seu modelo de funcionamento e o pré-dimensionamento da secção transversal, depois são definidos os seus carregamentos e através da análise estrutural são obtidos os esforços atuantes necessários para dimensionar as escadas.

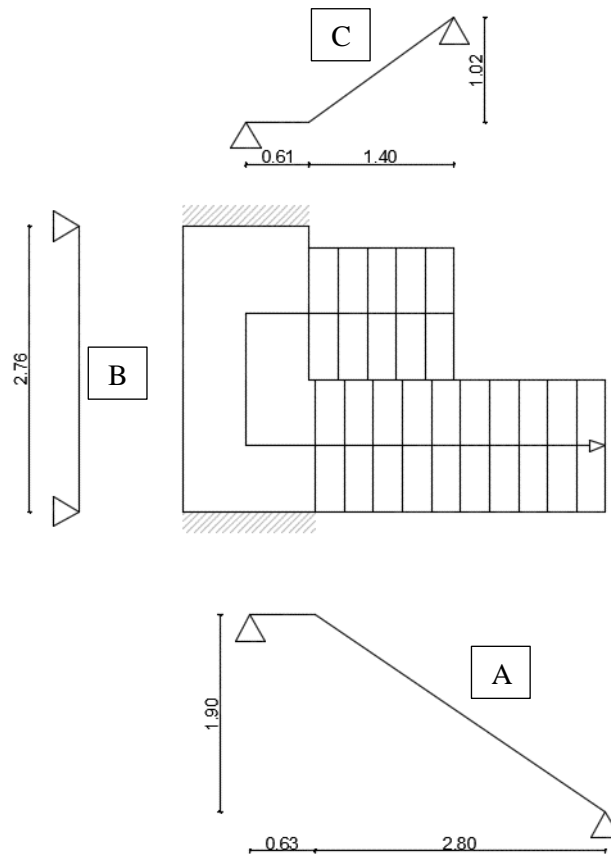


Figura 51 - Modelo de cálculo da escada n°1

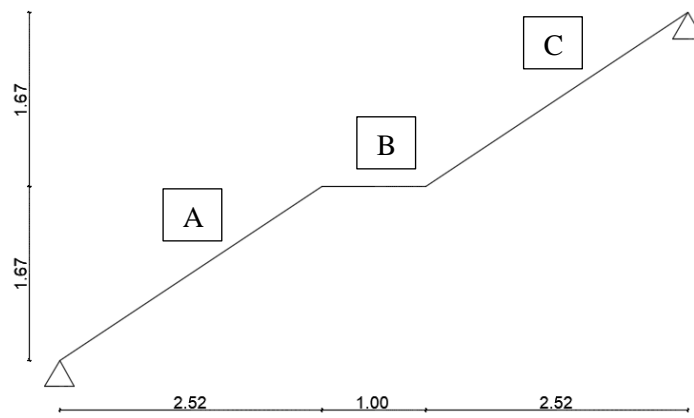
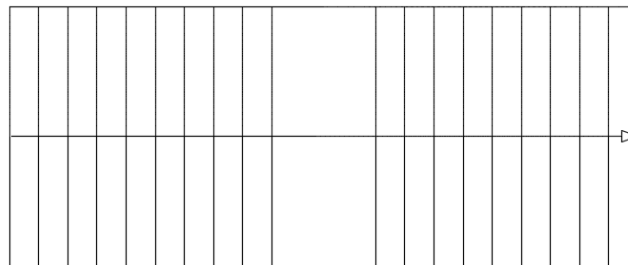


Figura 52 - Modelo de cálculo da escada n°2

Em seguida apresentam-se, na Figura 53 e Figura 54, os esquemas de carregamento para cada um dos modelos.

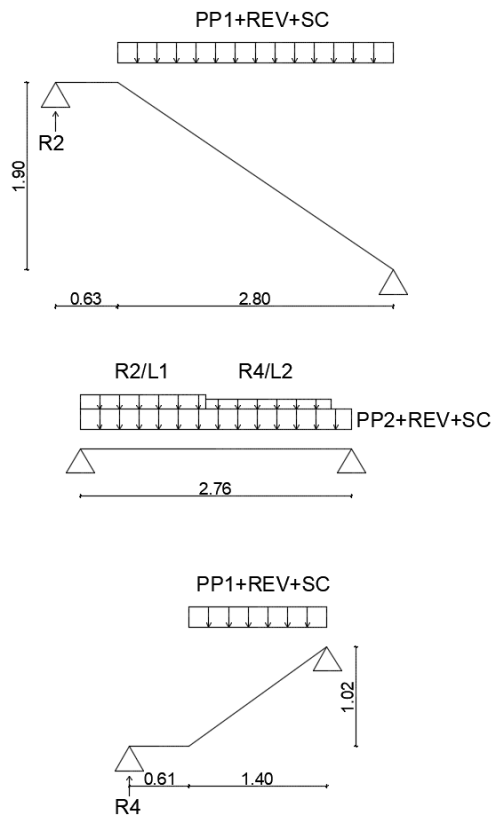


Figura 53 - Esquema de carregamento da escada n°1

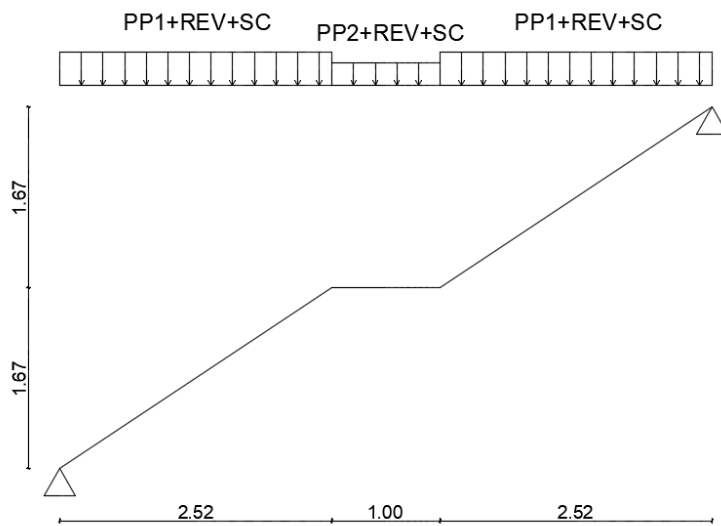


Figura 54 - Esquema de carregamento da escada n°2

A Tabela 100 apresenta todas as cargas consideradas na concepção do modelo de cada uma das escadas e a combinação de ações a utilizar, para o dimensionamento ao estado limite último, é a combinação fundamental de ações.

Tabela 100 - Cargas aplicadas nas escadas nº1 e nº2 do edifício

Escadas	Escada nº1	Escada nº2
$PP_{\text{lanço}}$ [kN/m]	4,50	6,25
$PP_{\text{lanço,proj}}$ [kN/m]	5,43	7,54
PP_{degraus} [kN/m]	2,13	2,13
PP_{patim} [kN/m]	4,50	6,25
PP_1 [kN/m]	7,56	9,67
PP_2 [kN/m]	4,50	6,25
Revestimento [kN/m]	1,50	1,50
Sobrecarga [kN/m]	5,00	5,00
R_2 [kN]	25,41	-----
R_4 [kN]	3,56	-----
R_2/l_1 [kN/m]	18,41	-----
R_4/l_2 [kN/m]	3,56	-----

As escadas em questão são analisadas como lajes armadas numa direção. Deste modo, as armaduras mínima e máxima a adotar são dadas pelas expressões 4.32 e 4.33 indicadas no cálculo das lajes.

Analisando os modelos de cálculo ilustrados na Figura 51 e Figura 52 são obtidos os esforços de dimensionamento das escadas. Com o processo de cálculo definido em 4.1.2.5 apresenta-se em seguida os resultados obtidos relativamente ao dimensionamento das escadas do pavilhão multiusos (Anexo 15). A Tabela 101 apresenta as propriedades das secções transversais das escadas.

Tabela 101 - Propriedades da secção transversal das escadas

Escadas	b [m]	h [m]	d [m]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	A_c [m ²]	$A_{s,mín}$ [cm ² /m]	$A_{s,máx}$ [cm ² /m]
nº1	1,00	0,18	0,145	2,60	400,00	0,18	2,45	72,00
nº2		0,25	0,215			0,25	3,63	100,00

O cálculo da armadura longitudinal das escadas é exibido na Tabela 102 e na Tabela 103, enquanto as armaduras de distribuição são apresentadas na Tabela 104 e na Tabela 105.

Tabela 102 - Armadura longitudinal inferior para cada troço das escadas

Escadas	M_{Ed} [kNm]	f_{cd} [MPa]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,adot}$ [cm ² /m]
1-A	15,41	347,80	0,044	0,045	2,64	φ8//0,15	3,35
1-B	25,12		0,072	0,074	4,24	φ10//0,15	5,24
1-C	4,47		0,013	0,013	0,76	φ8//0,15	3,35
2-A	108,61		0,141	0,153	15,72	φ16//0,125	16,08
2-B	110,46		0,143	0,155	16,02	φ16//0,125	16,08
2-C	108,61		0,141	0,153	15,72	φ16//0,125	16,08

Tabela 103 - Armadura longitudinal superior para cada troço das escadas

Escadas	M_{Ed} [kNm]	f_{cd} [MPa]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,adot}$ [cm ² /m]
1-A	0	347,80	0,000	0,000	2,45	φ8//0,20	2,51
1-B	0		0,000	0,000	2,45	φ8//0,20	2,51
01-C	0		0,000	0,000	2,45	φ8//0,20	2,51
2-A	0		0,000	0,000	3,63	φ10//0,20	3,93
2-B	0		0,000	0,000	3,63	φ10//0,20	3,93
2-C	0		0,000	0,000	3,63	φ10//0,20	3,93

Tabela 104 - Armadura de distribuição inferior para cada troço das escadas

Escadas	$A_{s,dist.}$ [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,dist.adot.}$ [cm ² /m]
1-A	0,67	φ8//0,20	2,51
1-B	1,05	φ8//0,20	2,51
1-C	0,67	φ8//0,20	2,51
2-A	3,22	φ10//0,20	3,93
2-B	3,22	φ10//0,20	3,93
2-C	3,22	φ10//0,20	3,93

Tabela 105 - Armadura de distribuição superior para cada troço das escadas

Escadas	$A_{s,dist.}$ [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,dist.adot.}$ [cm ² /m]
1-A	0,50	φ8//0,20	2,51
1-B	0,50	φ8//0,20	2,51
1-C	0,50	φ8//0,20	2,51
2-A	0,79	φ8//0,20	2,51
2-B	0,79	φ8//0,20	2,51
2-C	0,79	φ8//0,20	2,51

A verificação do esforço transversal nas escadas é apresentada na Tabela 106, para cada troço, de acordo com os modelos de cálculo ilustrados na Figura 51 e Figura 52.

Tabela 106 - Verificação do esforço transversal para cada troço de escadas

Escadas	1-A	1-B	1-C	2-A	2-B	2-C
$C_{rd,c}$	0,12					
k	2,00			1,96		
ρ_l	0,0023	0,0036	0,0023	0,0075		
k_l	0,15					
$v_{mín}$	0,495			0,482		
$V_{rd,c}$ [kN]	62,44	72,48	62,44	133,48		
$V_{rd,c,calc}$ [kN]	71,77			134,52		
V_{Ed} [kN]	32,34	41,81	15,54	64,37	8,98	64,37
Verificação	Verifica!					

8.1.2.5. Muros de Contenção

Os muros de contenção da cave que se encontram a nascente e a poente do em estudo, foram modelados sob a forma de uma estrutura bidimensional com a altura do muro, admitindo encastramento na base e apoiada no topo. Os muros estão sujeitos ao impulso ativo do terreno e, no caso do muro a poente, a sobrecarga rodoviária também deve ser considerada.

A Figura 55 esquematiza o modelo de cálculo adotado para o dimensionamento dos muros.

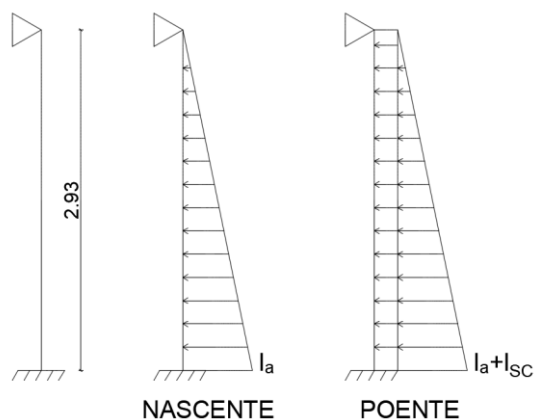


Figura 55 - Modelo de cálculo dos muros de suporte do edifício

Os esforços de cálculo dos muros de suporte são obtidos através da análise estrutural dos modelos acima apresentados, deste modo, é necessário contabilizar as cargas que estes muros terão de suportar. A Tabela 107 apresenta as cargas (contabilizando os coeficientes parciais de segurança) para as quais os muros serão dimensionados, de acordo com as expressões apresentadas em 4.1.2.6.

Tabela 107 - Cargas atuantes para cada muro de suporte

Muro	I_a [kN/m]	I_{sc} [kN/m]
Nascente	25,05	-----
Poente		5,00

Com as cargas definidas, após a análise estrutural, os resultados obtidos no dimensionamento dos muros de suporte do edifício apresentam-se nas tabelas seguintes (Anexo 16). O cálculo da armadura mínima e máxima dos muros é apresentado na Tabela 108.

Tabela 108 - Armadura mínima e máxima da secção transversal dos muros

e [m]	b [m]	d [m]	f_{ctm} [MPa]	f_{yk} [MPa]	A_c [m ²]	$A_{s,mín}$ [cm ² /m]	$A_{s,máx}$ [cm ² /m]
0,20	1,00	0,165	2,60	400	0,20	2,79	80,00

O cálculo das armaduras do muro, para cada face, é apresentado na Tabela 109 e na Tabela 110, enquanto a verificação do esforço de corte, em cada muro, é exposta na Tabela 111. A armadura horizontal do muro calculada de acordo com a expressão 4.88 é apresentada na Tabela 112.

Tabela 109 - Armadura de momentos positivos para cada muro de suporte

Muro	M_{Ed} [kNm]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,adot}$ [cm ² /m]
Poente	8,99	0,020	0,020	1,58	$\phi 10//0,15$	5,24
Nascente	6,30	0,014	0,014	1,10	$\phi 10//0,15$	5,24

Tabela 110 - Armadura de momentos negativos para cada muro de suporte

Muro	M_{Ed} [kNm]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,adot}$ [cm ² /m]
Poente	19,64	0,043	0,044	3,50	$\phi 10//0,15$	5,24
Nascente	14,29	0,031	0,032	2,53	$\phi 10//0,15$	5,24

Tabela 111 - Verificação do esforço transversal em cada muro de suporte

Muro	Poente	Nascente
$C_{rd,c}$	0,12	
k	2,00	
ρ_l	0,00238	
k_l	0,15	
v_{\min}	0,495	
$V_{rd,c}$ [kN]	71,78	
$V_{rd,c,calc}$ [kN]	81,67	
V_{Ed} [kN]	38,49	29,34
Verificação	Verifica!	

Tabela 112 - Armadura horizontal dos muros de suporte

$k_c \cdot k$	A_{ct} [m ²]	$f_{ct,eff}$ [MPa]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,min/face}$ [cm ² /m]	Disposição Construtiva	$A_{s,adot}$ [cm ² /m]
1,00	0,20	2,60	13,00	6,50	$\phi 10//0,10$	7,85

8.1.2.6. Fundações

As fundações do edifício foram dimensionadas de acordo com os pressupostos indicados em 4.1.2.7. Em seguida apresentam-se os resultados para um exemplo de cada tipo de sapata, sendo que, o dimensionamento das restantes é apresentado no Anexo 17.

O pré-dimensionamento das sapatas de fundação foi executado de acordo com a expressão 5.5 apresentada em 5.2 e a Tabela 113 contém os resultados obtidos para as sapatas exemplo.

Tabela 113 - Pré-dimensionamento das sapatas de fundação

FUND.	N_{pilar} (kN)	$1,10 * N_{\text{pilar}}$ (kN)	σ_{adm} (kPa)	A_{min} (m ²)	DimX (m)	DimY (m)	DimX _{adopt} (m)	DimY _{adopt} (m)	A_{adopt} (m ²)
M. Nasc.	6851,63	7536,79	300,00	25,12	39,41	0,64	39,41	1,00	39,41
P19	1111,83	1223,01	300,00	4,08	2,02	2,02	2,10	2,10	4,41
P47	768,63	845,49	300,00	2,82	1,68	1,68	1,70	1,70	2,89
P57	765,03	841,53	300,00	2,81	1,67	1,67	1,70	1,70	2,89
P63	591,49	650,64	300,00	2,17	1,47	1,47	1,50	1,50	2,25

Relativamente ao estado limite de rotura por punçoamento do solo, a Tabela 114 apresenta o cálculo das excentricidades e a Tabela 115 os resultados da verificação da segurança.

Tabela 114 – Cálculo das excentricidades

FUND.	DimX _{pilar} (m)	DimY _{pilar} (m)	N_{pilar} (kN)	DimX _{adopt} (m)	DimY _{adopt} (m)	A_{adopt} (m ²)	Mxx(2) (kNm)	Myy(3) (kNm)	e_x (m)	e_y (m)
M. Nasc.	39,41	0,20	6851,63	39,41	1,00	39,41	14,29	0,00	0,00	0,08
P19	0,50	0,50	1111,83	2,10	2,10	4,41	0,00	0,00	0,00	0,00
P47	0,30	0,60	768,63	1,70	1,70	2,89	-12,86	0,00	0,00	-0,02
P57	0,30	0,60	765,03	1,70	1,70	2,89	-8,55	-79,09	-0,10	-0,01
P63	0,30	0,60	591,49	1,50	1,50	2,25	0,00	-55,89	-0,09	0,00

Tabela 115 - Verificação das fundações à rotura por corte ou punçoamento do solo

FUND.	a (m)	b (m)	A' (m ²)	H (m)	H _{adopt} (m)	PP _{sapata} (kN)	σ_{solo} (kPa)	Verificação
M. Nasc.	1,00	0,84	0,84	0,40	0,50	12,50	223	Verifica
P19	2,10	2,10	4,41	0,40	0,50	55,13	265	Verifica
P47	1,70	1,67	2,83	0,35	0,50	36,13	284	Verifica
P57	1,49	1,68	2,51	0,35	0,50	36,13	320	Verifica
P63	1,31	1,50	1,97	0,30	0,50	28,13	315	Verifica

A sapata do pilar P19 é centrada em ambas as direções e a Tabela 116 apresenta o cálculo da carga a considerar no dimensionamento e a Tabela 117 as armaduras obtidas.

Tabela 116 - Cálculo do esforço axial na base da sapata centrada

FUND.	DimX _{pilar} (m)	DimY _{pilar} (m)	N _{pilar} (kN)	DimX _{sap} (m)	DimY _{sap} (m)	H _{sap} (m)	PP _{sapata} (kN)	d (m)	N _{bsd} (kN)
P19	0,50	0,50	1111,83	2,10	2,10	0,50	55,13	0,47	1750,43

Tabela 117 - Cálculo das armaduras da sapata centrada

FUND.	F _{tsd} [kN]	As _x (cm ² /m)	As _y (cm ² /m)	As _x _{adopt} (disp.)	As _y _{adopt} (disp.)	As _x _{adopt} (cm ² /m)	As _y _{adopt} (cm ² /m)	Verificação
P19	752,87	10,31	10,31	φ12//0.10	φ12//0.10	11,31	11,31	Verifica

A sapata isolada excêntrica corresponde à sapata do pilar P57 e os resultados referentes ao seu dimensionamento estão indicados na Tabela 118 e na Tabela 119.

Tabela 118 - Dimensionamento da sapata isolada excêntrica - Pt.I

FUND.	DimX _{sap} /4	Dimy _{sap} /4	e _x ≤ DimX _{sap} /4	e _y ≤ DimY _{sap} /4	e _x /DimX _{pilar}	e _y /DimY _{pilar}	K _x	K _y
P57	0,425	0,425	True	True	0,34	0,02	0,18	0,25

Tabela 119 - Dimensionamento da sapata isolada excêntrica - Pt.II

FUND.	R _x (kN)	R _y (kN)	F _{tsdx} (kN)	F _{tsdy} (kN)	As _x (cm ² /m)	As _y (cm ² /m)	As _x _{adopt} (disp.)	As _y _{adopt} (disp.)	As _x _{adopt} (cm ² /m)	As _y _{adopt} (cm ² /m)	Verificação
P57	456,04	405,91	484,00	360,09	8,29	6,93	φ12//0.10	φ10//0.10	11,31	7,85	Verifica

Observando a Tabela 114, o pilar P63 tem uma sapata excêntrica em *x* e centrada em *y*, os resultados do seu dimensionamento são exibidos na Tabela 120 e na Tabela 121.

Tabela 120 - Cálculo do esforço axial na base da sapata do pilar P63

FUND.	DimX _{sap} /4	e _x ≤ DimX _{sap} /4	e _x /DimX _{pilar}	K _x	R _x (kN)	a (m)	b (m)	σ _{so} (kPa)	N _{bsd} (kN)
P63	0,38	True	0,06	0,24	354,47	1,311	1,500	315,08	619,6

Tabela 121 - Cálculo das armaduras da sapata do pilar P63

FUND.	Ftsdx (kN)	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Asx _{adopt} (disp.)	Asy _{adopt} (disp.)	Asx _{adopt} (cm ² /m)	Asy _{adopt} (cm ² /m)	Verificação
P63	339,6	6,51	2,87	φ10//0.10	φ10//0.15	7,85	5,24	Verifica

O pilar P47 tem uma sapata com excentricidade em y e é centrado em x, os resultados referentes ao seu dimensionamento apresentam-se na Tabela 122 e na Tabela 123.

Tabela 122 - Cálculo do esforço axial na base da sapata do pilar P47

FUND.	DimY _{sap} /4	e _y ≤ DimY _{sap} /4	e _y /DimY _{pilar}	K _y	R _y (kN)	a (m)	b (m)	σ _{solo} (kPa)	N _{bsd} x (kN)
P47	0,425	True	0,01	0,25	410,46	1,700	1,667	284,05	804,8

Tabela 123 - Cálculo das armaduras da sapata do pilar P47

FUND.	Ftsdy (kN)	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Asx _{adopt} (disp.)	Asy _{adopt} (disp.)	Asx _{adopt} (cm ² /m)	Asy _{adopt} (cm ² /m)	Verificação
P47	364,11	5,12	6,16	φ10//0.10	φ10//0.10	7,85	7,85	Verifica

O dimensionamento das sapatas do muro de suporte é feito conforme o método descrito em 4.1.2.7 e a Tabela 124 e a Tabela 125 contêm os resultados relativamente ao cálculo das armaduras segundo a direção y e a **Erro! A origem da referência não foi encontrada.** segundo a direção de cálculo x, para o muro de suporte nascente do edifício em estudo.

Tabela 124 – Cálculo da força no tirante de armadura horizontal junto à base da sapata do muro de suporte nascente segundo a direção y

MURO	e _y /DimY _{muro}	K _y	N _{bsd} (kN)	a (m)	b (m)	σ _{solo} (kPa)	Ftsdy (kN)
Nascente	0,08	0,24	186,4	1,00	0,84	223,0	222,3

Tabela 125 – Cálculo da armadura da sapata do muro de suporte nascente segundo a direção y

MURO	A_{sy} (cm ² /m)	$A_{sy_{adopt}}$ (disp.)	$A_{sy_{adopt}}$ (cm ² /m)	Verificação
Nascente	6,39	φ10//0.10	7,85	Verifica

As vigas de fundação foram dimensionadas de acordo com o método especificado em 4.1.2.7 e os seus resultados apresentam-se no Anexo 17.

8.2. Estados Limite de Utilização

8.2.1. Estrutura Metálica de Cobertura

Os estados limite de utilização da estrutura metálica consistem em verificar que os deslocamentos verticais dos elementos da estrutura não são superiores aos valores limite estabelecidos pela regulamentação, com base no que foi descrito em 4.2.1. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 126.

a) Deslocamentos Verticais

Tabela 126 – Verificação dos deslocamentos verticais da estrutura metálica de cobertura

L [m]	$\delta_{v,calc}$ [m]	$\delta_{máx}$ [m]	Verificação
34,20	0,023	0,171	Verifica

8.2.2. Estrutura em Betão Armado

Os estados limite de utilização da estrutura em betão armado foram verificados através dos critérios apresentados em 4.2.2. São apresentados em seguida os resultados referentes ao controlo da deformação e à verificação da limitação de dano.

a) Controlo da Deformação

A título de exemplo, a Tabela 127 e a Tabela 128 exibem os resultados obtidos para a maior flecha elástica encontrada na laje do piso 1. Os resultados do controlo da deformação dos restantes elementos são apresentados no Anexo 12 para lajes e no Anexo 13 para vigas.

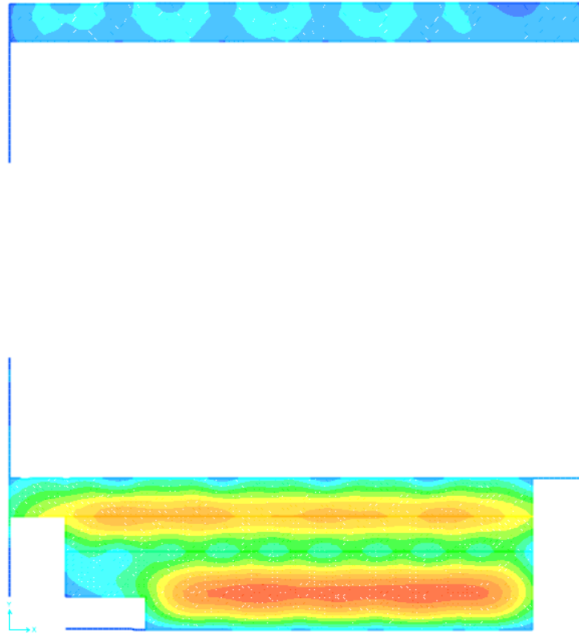


Figura 56 - Deslocamentos verticais da laje do piso 1 para a combinação de ações quase-permanente

Tabela 127 - Momento de fendilhação do local da laje do piso 1 com a máxima flecha elástica

b [m]	h [m]	d [m]	L [m]	A'_s [cm ²]	A_s [cm ²]	a_c [mm]	M_{QP} [kNm]	M_{cr} [kNm]
1,00	0,25	0,215	6,11	0,00	12,78	3,30	53,98	27,08

Através da Tabela 127 é possível verificar que o momento fletor da combinação quase-permanente de ações, M_{QP} , é superior ao momento de fendilhação, M_{cr} , sendo que os cálculos apresentados na tabela seguinte correspondem a uma secção fendilhada (Estado II).

Tabela 128 - Verificação do estado limite de deformação para a laje do piso 1

$E_{c,eff}$ [GPa]	9,30
$\varphi(\infty, t_0)$	2,50
α	21,51
ρ	0,0059
I_I/I_c	1,21
I_{II}/I_c	0,58
ζ_0	0,75
ζ_∞	0,87
a_{I0} [mm]	2,73
a_{II0} [mm]	5,69
$a_{I\infty}$ [mm]	9,55
$a_{II\infty}$ [mm]	19,91
a_0 [mm]	4,94
a_∞ [mm]	18,61
$L/250$ [mm]	24,44
$a_0 \leq L/250$	Verifica!
$a_\infty \leq L/250$	Verifica!

Observando os resultados da Tabela 128 verifica-se o estado limite de deformação da laje, uma vez que a flecha a curto prazo e a flecha a longo prazo cumprem o valor limite de deformação estipulado pelo EC2 de acordo com a cl.7.4.1(4). A flecha associada à danificação de elementos não estruturais suscetíveis de serem danificados, de $L/500$, estabelecida pela cl. 7.4.1(5) do EC2 não foi considerada neste caso, pois a laje não possui elementos dessa natureza.

b) Limitação de Dano

De acordo com 4.2.2c), a Tabela 129 exhibe os resultados obtidos da verificação do requisito de limitação de dano, para o pavilhão multiusos, efetuada para cada um dos blocos que constituem o edifício.

Tabela 129 - Verificação do requisito de limitação de dano para cada bloco do edifício

Bloco	Piso	Sismo	Direção	d_r [m]	vd_r [m]	h [m]	$0,005 \cdot h$ [m]	Verificação
Bloco 1	Piso 1	Tipo 1	x	0,0296	0,0118	3,34	0,0167	Verifica!
			y	0,0031	0,0012		0,0167	Verifica!
		Tipo 2	x	0,0133	0,0073		0,0167	Verifica!
			y	0,0021	0,0012		0,0167	Verifica!
	Cob. Inf.	Tipo 1	x	0,0312	0,0125	4,05	0,0203	Verifica!
			y	0,0270	0,0108		0,0203	Verifica!
		Tipo 2	x	0,0135	0,0074		0,0203	Verifica!
			y	0,0167	0,0092		0,0203	Verifica!
Bloco 2	Piso 1	Tipo 1	x	0,0357	0,0143	3,34	0,0167	Verifica!
			y	0,0035	0,0014		0,0167	Verifica!
		Tipo 2	x	0,0157	0,0086		0,0167	Verifica!
			y	0,0027	0,0015		0,0167	Verifica!
	Cob. Inf.	Tipo 1	x	0,0491	0,0196	4,05	0,0203	Verifica!
			y	0,0211	0,0084		0,0203	Verifica!
		Tipo 2	x	0,0200	0,0110		0,0203	Verifica!
			y	0,0119	0,0065		0,0203	Verifica!

Com base nos resultados da Tabela 129 o edifício em estudo cumpre o requisito de limitação de dano expresso pela equação 4.126.

9. CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho, estabelecido no primeiro capítulo, que consistia no projeto de uma estrutura de um pavilhão multiusos recorrendo aos Eurocódigos foi cumprido.

A arquitetura fornecida continha uma proposta de localização e dimensão dos elementos estruturais verticais. No entanto, optou-se por alterar a dimensão de alguns pilares, de forma a que o edifício tivesse uma rigidez de torção mínima evitando uma estrutura torsionalmente flexível e, conseqüentemente, permitir um aumento do valor do coeficiente de comportamento da estrutura, pois este tipo de sistema estrutural possibilita uma maior exploração de ductilidade e um melhor desempenho em caso de sismo.

O processo da modelação da estrutura no software de cálculo automático é essencial para o dimensionamento de uma estrutura e, também, o procedimento mais moroso de todo o projeto. No decorrer desta etapa, o espírito crítico do projetista deve ser elevado, pois um resultado duvidoso pode estar associado a um erro no modelo.

O recurso aos Eurocódigos como ferramenta de dimensionamento da estrutura permite a conceção de estruturas com um comportamento adequado às ações a que estão sujeitas devido em grande parte ao crescente conhecimento a nível das propriedades dos materiais, caracterização das ações e comportamento estrutural. No entanto, a interpretação das normas deve ser efetuada de forma cuidada.

Os conceitos presentes no EC8, nomeadamente, o dimensionamento através da capacidade real, apesar de possibilitarem tirar partido da capacidade de dissipação de energia da estrutura através da exploração da ductilidade, traduz-se em processos com um nível de complexidade elevado que são difíceis de implementar. Um dos exemplos que mais faz sobressair essa situação é o cálculo da capacidade resistente das vigas que inclui a contribuição da laje para o momento resistente, o programa de cálculo ainda não faz essa contabilização automaticamente, o que torna este processo moroso.

Por último, o valor considerado para a carga permanente referente à betonilha foi relativamente elevado. Com base na gama de materiais que existe hoje em dia, a utilização de uma betonilha mais leve poderia resultar numa estrutura menos solicitada e menos armada, as vigas também seriam menos armadas face aos requisitos de ductilidade local e, por sua vez, utilizando a condição pilar forte - viga fraca, os pilares iriam necessitar de menos armadura.

Conclui-se que a conceção de um projeto de estruturas como trabalho final de mestrado se revela uma ferramenta essencial para a formação de um aluno de engenharia civil no ramo de estruturas, pois permite a aplicação dos conhecimentos adquiridos ao longo do curso. Um projeto

de estruturas proporciona também ao aluno uma visão, ainda que de forma moderada face ao seu caráter académico, das dificuldades com que os profissionais desta área se deparam no dia a dia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, I. M. (1991) *Características geotécnicas dos solos de Lisboa*. Universidade de Lisboa.
- CEN (2009a) *Eurocódigo – Bases para o projecto de estruturas*.
- CEN (2009b) *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-1: Acções gerais Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*.
- CEN (2009c) *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-5: Acções gerais Acções térmicas*.
- CEN (2010a) *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas Parte 1-4: Acções gerais Acções do vento*.
- CEN (2010b) *Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*.
- CEN (2010c) *Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*.
- CEN (2010d) *Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*.
- Costa, A. (2011) *Projecto de estruturas para resistência aos sismos EC8-1 - Exemplo de aplicação 1*. Lisboa.
- Tien T. Lan (1999) 'Space Frame Structures', in *Structural Engineering Handbook*. Boca Raton: CRC Press LLC.

BIBLIOGRAFIA

1. Appleton J. (2013). *Estruturas de Betão Vols. I e II*. Orion.
2. Bernuzzi, C., & Cordova, B. (2016). *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*. John Wiley & Sons, Ltd Registered.
3. CEN (2005) *NP EN 206-1 – Betão: parte1: especificações, desempenho, produção e conformidade*.
4. CEN (2007) *NP EN 10025-2 – Produtos laminados a quente de aços de construção. Parte 2*.
5. Chen, W. F., & Lui, E. M. (2015). *Handbook of Structural Engineering (Second Edition)*. CRC Press.
6. Correia dos Reis, A., Farinha, M. B., Brazão Farinha, J. P. (2012). *Tabelas Técnicas*. ED. TÉCNICAS.
7. Elnashai, A. S., & Sarno, L. (2015). *Fundamentals of Earthquake Engineering: From Source to Fragility (Second Edition)*. John Wiley & Sons, Ltd.
8. Gião, A. (2016). *Folhas da Unidade Curricular de Engenharia Sísmica*. ISEL.
9. Gorgulho, A. S. (2016). *Folhas da Unidade Curricular de Betão Estrutural II*. ISEL.
10. Jacinto, L. (2012). *Folhas da Unidade Curricular de Betão Estrutural I*. ISEL.
11. LNEC (2007) *E464 Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e 100 anos face às ações ambientais*.
12. Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. Orion.
13. Martin, L., & Purkiss, J. (2006). *Concrete Design to EN 1992 (Second Edition)*. Butterworth-Heinemann.
14. Reis, A., Camotim D. (2012). *Estabilidade e Dimensionamento de Estruturas*. Orion.
15. Silva, L. S. da, Simões, R., & Gervásio, H. (2010). *Design of Steel Structures*. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.
16. Simões, Rui A. D. (2014). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas (3ª Edição)*. CMM.
17. Viseu, J. S. (2016). *Folhas da Unidade Curricular de Estruturas Metálicas e Mistas*. ISEL.