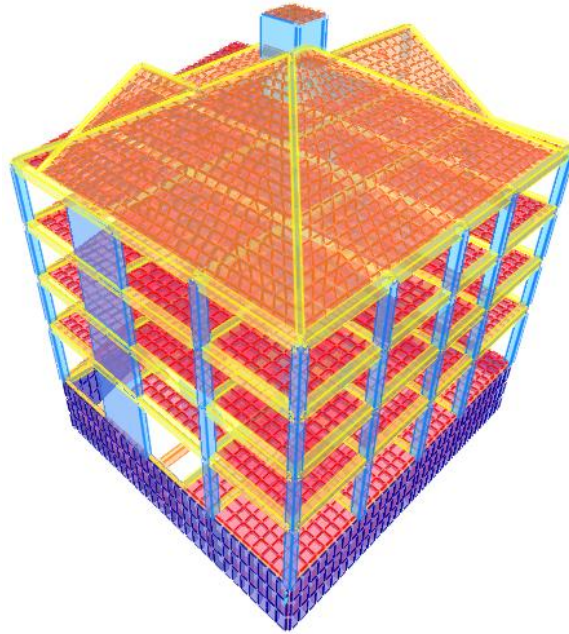


INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Projeto de Estruturas de um Edifício em Betão Armado

NANCY NEVES DELGADO
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização em Estruturas

Orientadores:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto
Mestre Mara Luísa Camacho Abreu

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto
Doutora Ana Rita Sousa Gião

Dezembro de 2016

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil

Projeto de Estruturas de um Edifício em Betão Armado

NANCY NEVES DELGADO

(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na
Área de Especialização em Estruturas

Orientadores:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto
Mestre Mara Luísa Camacho Abreu

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier de Brito Machado

Vogais:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto
Doutora Ana Rita Sousa Gião

Dezembro de 2016

*Aos meus avós Olinda e Amílcar,
minha querida mãe Adélia e meu irmão Eduino*

AGRADECIMENTOS

Na elaboração desde projeto e na realização da minha etapa acadêmica pude contar com o apoio e o incentivo de várias pessoas. Assim, é com imenso gosto que expresso o meu agradecimento, passando a citar algumas pessoas cujo apoio fez toda a diferença.

Aos meus professores por todos os conhecimentos transmitidos ao logo do curso.

Aos meus orientadores, Eng.º Luciano Jacinto e Eng.ª Mara Abreu, agradeço todo o apoio e disponibilidade para transmitir os seus conhecimentos.

Ao grupo, Portugal CTL Engenharia Unipessoal LD, particularmente ao José Cláudio, agradeço a compreensão, a paciência, e as oportunidades oferecidas durante este percurso acadêmico.

Aos meus colegas, especialmente à Isabel Antunes pelo apoio e pelos inúmeros momentos que compartilhamos durante esta etapa acadêmica.

À Dilma Cardoso, pelo laço de amizade, que teve um contributo importante durante esta etapa.

O meu profundo agradecimento ao meu amigo Michael Gomes, pela amizade, pela força, pelo apoio e motivação especialmente na realização deste projeto.

À Fidélia Neves, pela amizade, pelo companheirismo e pelo carinho transmitido ao longo das nossas vidas.

A minha querida família, pelo carinho incondicional. Especialmente aos meus avós, Olinda e Amílcar, agradeço a educação e os princípios transmitidos na infância, que hoje refletem a pessoa que sou.

A minha mãe, Adélia, agradeço os ensinamentos, a confiança e todas as formas de ajuda para a concretização dos meus objetivos.

Ao meu irmão, Eduíno Júnior, pelo imenso carinho.

Ao Eduíno Santos, pelo apoio facultado durante a execução desta etapa.

E por fim, agradeço a todos aqueles que de muitas formas contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

O presente documento apresenta o Trabalho Final de Mestrado – TFM, em Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, pela Licenciada Nancy Neves Delgado. Trata-se de um projeto de fundações e estruturas de um edifício de habitação em betão armado, com a designação de “Casa da Igreja” a construir em Ribeira Brava, ilha da Madeira.

Este trabalho compreendeu na sua elaboração diferentes fases de um projeto de dimensionamento estrutural, o pré-dimensionamento, a conceção estrutural para a ação sísmica, a modelação estrutural, a análise sísmica, o dimensionamento da estrutura e a pormenorização dos elementos estruturais. A realização destas diferentes fases teve por base a regulamentação Europeia, que são os Eurocódigos, onde se apresentam os critérios de dimensionamento estrutural. Estes definem os princípios e requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade a aplicar nos projetos de estruturas.

Uma vez que atualmente o projeto de estruturas é baseado na aplicação de ferramentas de cálculo automático. Neste projeto foi utilizado um programa tridimensional de elementos finitos SAP2000 na modelação da estrutura, com exceção das fundações. No entanto, foram também utilizados métodos tradicionais ao longo da elaboração deste trabalho, nomeadamente no pré-dimensionamento, na validação do modelo e no dimensionamento.

Para o dimensionamento dos elementos estruturais, efetuou-se cálculos que estão devidamente justificados, permitindo assim a obtenção da solução estrutural final. Estes encontram-se devidamente pormenorizados através de peças desenhadas.

Palavras-chaves: Projeto, Estrutura, Fundações, Edifício, Betão Armado, Análise Sísmica, Eurocódigos Estruturais, Dimensionamento Estrutural, Pormenorização de Armaduras.

ABSTRACT

This document presents the Master Final Project in Civil Engineering, in the specialization area of Structures in the Lisbon Superior Institute of Engineering, made by bachelor Nancy Neves Delgado. This is a project of foundations and structures of a residential building in reinforced concrete, with the designation of “CASA DA IGREJA” to be build in Ribeira Brava, Madeira.

This project is the development of the different stages of a structural design project, ranging from the conception to the design phase of the structural elements (columns, walls, beams, slabs and cores). The design phases were: the pre-dimensioning, structural design for seismic action, structural modeling, seismic analysis, the dimensioning of the structure and the detail of structural elements. The execution of these different phases was based on the European regulations, which are the Eurocodes that present the structural design criteria. It defines the principles and safety requirements, the services and durability requirements to be applied in structural projects.

Since currently the structural design is based on the application of automatic data process tools, it has been used a three-dimensional programme of finite element modeling named SAP2000, except for the foundations. However, traditional methods were also used throughout the preparation of this work, in particular the pre-dimensioning in model validation and design.

The calculations done for the dimensioning of the structural elements allowed to achieve the final structural solution, that are detailed by the appropriate drawings.

Keywords: Project, Structure, Foundations, Building, Reinforced concrete, Seismic analysis, Structural Eurocodes, Structural design, Structural detailing

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIV
ÍNDICE DE TABELAS.....	XVIII
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	XXII
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2. OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO.....	3
CAPÍTULO 2 – LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO.....	5
2.1. LOCALIZAÇÃO DO EDIFÍCIO.....	5
2.2. DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO.....	5
CAPÍTULO 3 – BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO.....	9
3.1. TEMPO DE VIDA ÚTIL DO PROJETO.....	9
3.2. MATERIAIS.....	9
3.3. AÇÕES.....	10
3.3.1. CARGAS PERMANENTES (CP).....	10
3.3.2. SOBRECARGAS.....	12
3.3.3. AÇÃO SÍSMICA.....	13
3.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	22
CAPÍTULO 4 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	25
4.1. SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....	25
4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	26
4.2.1. LAJES.....	26
4.2.2. VIGAS.....	26
4.2.3. PILARES E PAREDES.....	27
4.2.4. FUNDAÇÕES.....	27
CAPÍTULO 5 – CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA.....	29
5.1. PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO.....	29
5.1.1. SIMPLICIDADE ESTRUTURAL.....	29
5.1.2. UNIFORMIDADE, SIMETRIA E REDUNDÂNCIA DA ESTRUTURA.....	30
5.1.3. RESISTÊNCIA E RIGIDEZ NAS DUAS DIREÇÕES.....	30
5.1.4. RESISTÊNCIA E RIGIDEZ À TORÇÃO.....	30
5.1.5. AÇÃO DE DIAFRAGMA AO NÍVEL DOS PISOS.....	31
5.1.6. FUNDAÇÃO ADEQUADA.....	31
5.2. ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS.....	31

5.3.	CRITÉRIO DE REGULARIDADE ESTRUTURAL	32
5.3.1.	REGULARIDADE EM PLANTA.....	32
5.3.2.	REGULARIDADE EM ALTURA	34
5.4.	CLASSIFICAÇÃO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS	35
5.5.	CLASSES DE DUCTILIDADE.....	36
5.6.	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	36
5.7.	CONCEÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO	38
5.7.1.	PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO	38
5.7.2.	ELEMENTOS SÍSMICOS PRIMÁRIOS E SECUNDÁRIOS.....	38
5.7.3.	REGULARIDADE EM PLANTA.....	39
5.7.4.	REGULARIDADE EM ALTURA	44
5.7.5.	CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	44
5.7.6.	CLASSES DE DUCTILIDADE.....	44
5.7.7.	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO.....	45
	CAPÍTULO 6 – ANÁLISE ESTRUTURAL.....	47
6.1.	MODELAÇÃO DA ESTRUTURA	47
6.1.1.	DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS E MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS ..	48
6.1.2.	DEFINIÇÃO DAS CONDIÇÕES DE APOIO	51
6.1.3.	DEFINIÇÃO DAS AÇÕES E COMBINAÇÃO DE AÇÕES	51
6.1.4.	VALIDAÇÃO DAS DIMENSÕES DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS (PILARES).....	52
6.2.	ANÁLISE MODAL POR ESPETRO DE RESPOSTA.....	52
6.2.1.	COMBINAÇÃO DE RESPOSTAS MODAIS	53
6.2.2.	COMBINAÇÃO DIRECIONAL	54
6.2.3.	EFEITOS DE TORÇÃO ACIDENTAL	54
6.2.4.	CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS DEVIDO À AÇÃO SÍSMICA.....	57
6.2.5.	EFEITOS DE 2ª ORDEM	58
	CAPÍTULO 7 - DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	59
7.1.	ASPETOS GERAIS DE DIMENSIONAMENTO	59
7.1.1.	RECOBRIMENTO DAS ARMADURAS	59
7.1.2.	DISTÂNCIA ENTRE VARÕES.....	61
7.1.3.	DIÂMETROS MÍNIMOS DE DOBRAGEM DE VARÕES.....	62
7.1.4.	COMPRIMENTO DE AMARRAÇÃO DOS VARÕES	62
7.1.5.	AMARRAÇÃO DE ARMADURAS TRANSVERSAIS	65
7.1.6.	COMPRIMENTO DE EMENDA DE ARMADURAS	65
7.2.	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	67
7.2.1.	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	67
7.2.1.1.	ÁREA MÍNIMA E MÁXIMA DE ARMADURA.....	67

7.2.1.2.	ESPAÇAMENTO MÁXIMO ENTRE VARÕES.....	68
7.2.1.3.	ARMADURA JUNTO AOS APOIOS.....	68
7.2.1.4.	ARMADURA DE BORDO LIVRE.....	69
7.2.1.5.	VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE FLEXÃO.....	69
7.2.1.6.	VERIFICAÇÃO AO ESTADO LIMITE ÚLTIMO DE ESFORÇO TRANSVERSO	70
7.2.2.	DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS	72
7.2.3.	VIGAS.....	76
7.2.3.1.	ARMADURA LONGITUDINAL.....	77
	MOMENTO RESISTENTE NAS VIGAS.....	80
7.2.3.2.	ARMADURA TRANSVERSAL	84
7.2.4.	PILARES.....	89
7.2.4.1.	ARMADURA LONGITUDINAL.....	90
7.2.4.2.	ARMADURA TRANSVERSAL	93
7.2.4.3.	VERIFICAÇÃO DA DUCTILIDADE LOCAL	98
7.2.5.	PAREDES DÚCTEIS	101
7.2.5.1.	DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS	102
7.2.5.2.	ARMADURA LONGITUDINAL.....	104
7.2.5.3.	ARMADURA TRANSVERSAL	109
7.2.5.4.	VERIFICAÇÃO DA DUCTILIDADE LOCAL	110
7.2.6.	MUROS DE SUPORTE.....	112
7.2.7.	FUNDAÇÕES	114
7.2.7.1.	SAPATAS	116
7.2.7.1.1.	SAPATAS ISOLADAS	117
7.2.7.1.2.	SAPATAS CONTÍNUAS	119
7.2.7.1.3.	SAPATA DO NÚCLEO	121
7.2.7.2.	VIGAS DE FUNDAÇÃO	123
7.2.	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	124
7.2.1.	CONTROLO DAS DEFORMAÇÕES.....	124
7.2.2.	CONTROLO DE FENDILHAÇÃO.....	128
7.2.3.	LIMITAÇÃO DE DANOS	128
	CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES	131
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	133

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Figura 2.1 – Mapa de localização do edifício em estudo [adaptado do Google].....	5
Figura 2.2 - Planta arquitetónica dos pisos correntes [Plantas de arquitetura].....	6
Figura 2.3 – Corte E-F [Arquitetura].....	7

CAPÍTULO 3 – BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO

Figura 3. 1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].	15
Figura 3. 2 - Zonamento sísmico nos arquipélagos da Madeira (Ação Sísmica Tipo 1) e dos Açores (Ação Sísmica Tipo 2) [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].	15
Figura 3. 3 - Representação gráfica do espectro de cálculo [Folhas Eng.º Luciano Jacinto].	21
Figura 3.4 - Espectro de cálculo (componente horizontal) para o edifício em estudo.	21

CAPÍTULO 5 – CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA AÇÃO SÍSMICA

Figura 5.1 – Elementos sísmicos primários e secundários.	39
Figura 5.2 – Representação das alturas a considerar no cálculo do C.M e do C.R.	40
Figura 5.3 – Centro de massa e centro de rigidez dos pisos correntes.	40

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE ESTRUTURAL

Figura 6.1 – Modelo da estrutura (SAP2000).	47
Figura 6. 2 – Representação das vigas, paredes e pilares do piso tipo.	48
Figura 6.3 – Exemplo da modelação da laje do teto da cave.....	49
Figura 6. 4 – Modelação da laje de cobertura.	50
Figura 6. 5 – Representação da laje equivalente às escadas (Piso 0,1,2 e 3).....	50
Figura 6. 6 – Muros de suporte modelados com elementos “Shell”.....	51

CAPÍTULO 7 – DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Figura 7. 1 – Armaduras de bordo livre numa laje [Adaptado do EC2].....	69
Figura 7.2 – Laje da cave modelada como piso isolado.....	69
Figura 7.3 – Escadas: a) Vista em planta; b) Modelo de funcionamento.....	72
Figura 7. 4 – Esquemas de cálculo das escadas: a) Bandas B1 e B3; b) Banda B2;	72
Figura 7.5 – Elementos que constituem as escadas.....	73
Figura 7. 6 – Dimensionamento do lanço das escadas.....	74
Figura 7.7 - Dimensionamento dos patins das escadas.....	75
Figura 7.8 – Vista em planta das vigas exemplo.....	77
Figura 7. 9 – Largura efetiva do banzo, beff, para vigas ligadas a pilares [EC8].	79
Figura 7.10 – Diagrama retangular [Folhas IST, Betão Estrutural].	81
Figura 7. 11 – Disposições complementares para amarração nos nós viga-pilar exteriores [EC8].....	83
Figura 7. 12 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas.....	86
Figura 7.13 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [EC8].	87
Figura 7.14 – Vista em planta do pilar exemplo.....	89
Figura 7.15 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal em pilares [EC8].	96
Figura 7.16 – Dimensões e pormenorização do pilar exemplo.....	98
Figura 7. 17 – Confinamento no núcleo de betão [EC8].....	99
Figura 7.18 – Vista em planta da parede exemplo.....	101
Figura 7. 19 – Esquema representativo do método dos pilares fictícios.....	104
Figura 7. 20 - Esquema ilustrativo para o cálculo das paredes do núcleo do elevador e caixa de escadas da cave.....	105
Figura 7. 21 – Esquema ilustrativo para o cálculo das paredes do núcleo do elevador e caixa de escadas dos pisos 0, 1,2 e 3.....	106
Figura 7. 22 - Esquema ilustrativo para o cálculo das paredes do núcleo do elevador do sótão.....	106
Figura 7. 23 – Envolvente de momentos fletores da parede exemplo (acima da cave rígida).	107
Figura 7. 24 - Envolvente de esforços transversos da parede exemplo (acima da cave rígida).	108
Figura 7.25 - Dimensões do pilar fictício da parede exemplo para a verificação da ductilidade local.....	110
Figura 7. 26 – Muro de suporte: a) Corte do muro de suporte; b) Modelo de cálculo.....	112
Figura 7. 27 – Momento fletor máximo devido ao impulso.....	113
Figura 7. 28 – Esquema representativo do método das bielas aplicado a sapatas (isoladas) com cargas centradas.....	117
Figura 7.29 – Sapatas: a) Vista em planta; b) Vista em alçado.....	118

Figura 7.30 - Esquema representativo do método das bielas aplicado a sapatas (contínuas) com cargas excêntricas.	119
Figura 7.31 – Representação em planta da sapata do núcleo de elevador e da caixa de escadas.	121
Figura 7.32 – Modelo da Sapata do núcleo: a) Vista em planta; b) Representação dos apoios que simulam as paredes.	122
Figura 7.33 – Deslocamento no piso 3 para a combinação quase-permanente.	125

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 3 – BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO

Tabela 3.1 - Principais características do betão C30/37 e do A500 NR SD.....	10
Tabela 3.2 - Cálculo das cargas permanentes nas paredes interiores e exteriores.....	12
Tabela 3.3 – Resumo dos valores das estantes cargas permanentes a considerar no projeto.	12
Tabela 3.4 - Categorias de Utilização das diferentes zonas de ocupação do edifício, respetivos valores de sobrecarga e coeficiente de combinação.....	13
Tabela 3. 5 – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)]......	16
Tabela 3.6 – Tipos de terrenos [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)]......	17
Tabela 3.7 – Coeficiente de importância γ_I [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].	18
Tabela 3. 8 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo I [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)]......	19
Tabela 3. 9 - Parâmetros necessários na definição do espectro de resposta.....	21
Tabela 3. 10 - Valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta elástica verticais.	22
Tabela 3. 11 – Coeficientes parciais de segurança.....	24

CAPÍTULO 5 – CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA AÇÃO SÍSMICA

Tabela 5.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	32
Tabela 5.2 - Valor do coeficiente de comportamento (q_0) para edifícios regulares em altura.....	37
Tabela 5. 3 – Fator de majoração α_u / α_1	37
Tabela 5. 4 – Coordenadas do centro de massa e do centro de rigidez ao nível de cada piso.....	40
Tabela 5.5 – Verificação da esbelteza do edifício.....	41
Tabela 5. 6 – Determinação do momento polar de inércia e valores do raio de giração.....	41
Tabela 5.7 – Deslocamentos nas direções x e y e rotação no eixo z.	42
Tabela 5.8 – Valores da rigidez lateral nas direções x e y e do raio de torção.....	42
Tabela 5.9 – Verificação do raio de torção.....	43
Tabela 5. 10 – Excentricidade estrutural ao nível de cada piso.....	43
Tabela 5. 11 – Verificação da excentricidade estrutural ao nível dos pisos.	43
Tabela 5. 12 – Resistência das paredes à força de corte basal.....	44
Tabela 5. 13 – Características das paredes estruturais e valores do coeficiente α_0	45

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE ESTRUTURAL

Tabela 6. 1 – Valores dos períodos e da participação modal.	53
Tabela 6. 2 – Valores das excentricidades acidentais de cada piso.	54
Tabela 6.3 – Valores dos períodos de vibração fundamentais e respectivas acelerações espectrais.	56
Tabela 6.4 – Valores das forças de corte na base.	56
Tabela 6. 5 – Determinação dos valores das forças horizontais de cada piso.	56
Tabela 6. 6 – Valores dos momentos torsores nas direções X e Y e momentos torsores aplicados em cada piso.	57
Tabela 6. 7 – Valores dos deslocamentos devidos à ação sísmica.	57
Tabela 6. 8 – Determinação do coeficiente de sensibilidade.	58

CAPÍTULO 7 – DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Tabela 7.1 – Classes de exposição ambiental.	61
Tabela 7.2 – Valores dos recobrimentos adotados.	61
Tabela 7.3 – Diâmetros mínimos de dobragem de varões.	62
Tabela 7.4 – Tensão de rotura da aderência.	64
Tabela 7.5 – Comprimentos de amarração de referência.	64
Tabela 7.6 – Comprimentos de amarração mínimos.	64
Tabela 7.7 – Comprimentos de amarração de cálculo.	65
Tabela 7.8 – Comprimentos de emenda mínimos.	66
Tabela 7.9 – Comprimentos de emenda adotados.	66
Tabela 7. 10 – Áreas de armaduras mínimas e máximas para as lajes.	68
Tabela 7. 11 – Valores de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura específica de esforço transversal.	71
Tabela 7. 12 – Dimensões dos elementos que constituem as escadas.	73
Tabela 7.13 – Cargas nas escadas.	73
Tabela 7.14 – Valores de armadura adotada nas lajes de escadas.	76
Tabela 7.15 – Características das vigas exemplo.	77
Tabela 7.16 – Armadura mínima, taxa de armadura mínima e armadura máxima de flexão nas vigas.	78
Tabela 7.17 – Fator de ductilidade em curvatura nas vigas.	79
Tabela 7.18 – Larguras efetivas do banzo e respectivas áreas de armadura.	80
Tabela 7.19 – Armadura longitudinal adotada.	80
Tabela 7.20 – Valores dos momentos resistentes e dos momentos atuantes nas vigas exemplo.	82
Tabela 7.21 – Verificação da ductilidade local.	82

Tabela 7.22 - Diâmetros admissíveis para os varões longitudinais das vigas exemplos.	84
Tabela 7.23 – Taxa de armadura mínima e armadura mínima de esforço transverso.	85
Tabela 7.24 – Valores máximos para o espaçamento longitudinal e transversal entre armaduras das vigas.	86
Tabela 7.25 – Valores dos esforços transversos máximos atuantes nas vigas – exemplo.	88
Tabela 7.26 – Valores das armaduras de esforço transverso e pormenorização das vigas exemplo.	89
Tabela 7. 27 – Características do pilar exemplo.	89
Tabela 7.28 – Área de armadura mínima e máxima de flexão nos pilares.	90
Tabela 7 29 – Valores do esforço normal reduzido no pilar exemplo.	91
Tabela 7.30 – Armadura longitudinal adotada para o pilar exemplo.	92
Tabela 7. 31 – Momento resistente em torno de x.	93
Tabela 7. 32 - Momento resistente em torno de y.	93
Tabela 7.33 – Espaçamentos máximos para as zonas críticas e correntes do pilar exemplo.	94
Tabela 7.34 – Comprimento da zona critica para o pilar exemplo.	94
Tabela 7.35- Valores de cálculo de esforço transverso atuante no pilar-exemplo, nas duas direções. .	96
Tabela 7.36 - Armadura de esforço transverso segundo o eixo x, adotada para as zonas críticas do pilar exemplo.	97
Tabela 7.37 - Armadura de esforço transverso segundo o eixo y, adotada para as zonas críticas do pilar exemplo.	97
Tabela 7.38 - Armadura de esforço transverso segundo o eixo y, adotada para as zonas correntes do pilar exemplo.	97
Tabela 7.39 - Armadura de esforço transverso segundo o eixo y, adotada para as zonas correntes do pilar exemplo.	98
Tabela 7.40 - Fator de ductilidade em curvatura para zonas críticas de pilares sísmicos primários. ..	100
Tabela 7.41 – Valores do 1º membro para verificação da ductilidade da ductilidade local.	100
Tabela 7.42 - Valores do 1º membro para verificação da ductilidade da ductilidade local.	101
Tabela 7.43 – Verificação da ductilidade local do pilar exemplo.	101
Tabela 7.44 – Características da parede-exemplo.	102
Tabela 7.45 – Verificação da espessura da alma.	102
Tabela 7.46 – Valor do comprimento mínimo, máximo e adotado para os pilares fictícios.	103
Tabela 7.47 – Verificação do alargamento dos pilares (1).	103
Tabela 7.48 - Verificação do alargamento dos pilares (2).	103
Tabela 7.49 – Valor da altura crítica para a paredes exemplo.	104
Tabela 7. 50 – Armaduras de flexão adotada na parede exemplo.	108
Tabela 7. 51 – Verificações das armaduras longitudinais da parede exemplo.	109

Tabela 7. 52 – Valores do esfoço transverso áreas de armaduras dos pilares fictícios da parede exemplo.	109
Tabela 7. 53 - Valores do esfoço transverso áreas de armaduras da alma da parede exemplo.	110
Tabela 7.54- Características do pilar fictício da parede exemplo.....	111
Tabela 7.55 – Taxa mecânica volumétrica do pilar fictício da parede exemplo.	111
Tabela 7.56 – Valores dos parâmetros para a verificação da ductilidade local do pilar fictício da parede exemplo.	111
Tabela 7.57 - Verificação da ductilidade local do pilar fictício da parede exemplo.	111
Tabela 7.58 – Valores das cargas atuantes nos muros de suporte.	113
Tabela 7.59 – Valor da área de armadura mínima vertical.....	113
Tabela 7.60 – Valor da área de armadura vertical.....	113
Tabela 7.61 – Valor da área de armadura mínima na zona tracionada (armadura horizontal).	114
Tabela 7.62 – Dimensões e áreas das sapatas isoladas - exemplo.....	118
Tabela 7.63 – Verificação do critério da rigidez das sapatas isoladas - exemplo.	118
Tabela 7.64 – Verificação da segurança das sapatas isoladas - exemplo.	119
Tabela 7. 65 – Armaduras de flexão das sapatas isoladas- exemplo.....	119
Tabela 7.66 - Dimensões e áreas da sapata continua- exemplo.....	120
Tabela 7.67 - Verificação do critério da rigidez da sapata contínua - exemplo.	120
Tabela 7.68 - Verificação da segurança da sapata contínua- exemplo.....	121
Tabela 7.69 - Armaduras de flexão – sapatas exemplo.	121
Tabela 7.70 – Características e esforços da sapata do núcleo.	122
Tabela 7. 71 – Verificação da segurança do solo da sapata do núcleo e caixa de escadas.....	122
Tabela 7.72 - Armadura da sapata do núcleo do elevador e caixa de escadas.	123
Tabela 7.73 – Valores necessários para a verificação da deformação nas lajes.	126
Tabela 7.74 – Momentos de inercia em seção retangulares de betão armado.....	127
Tabela 7.75 – Verificação da limitação de danos.....	129

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

Siglas

Cl	Cláusula
CP	Carga Permanente
CQC	Combinação Quadrática Completa
DCH	Classe de Ductilidade Alta
DCL	Classe de Ductilidade Baixa
DCM	Classe de Ductilidade Média
EC0	Eurocódigo 0 – Bases para o projeto de estruturas
EC1	Eurocódigo 1 – Ações em estruturas
EC2	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas em betão
EC8	Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos
EC2	Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas em betão
ELU	Estados limites últimos
ELS	Estados limites de utilização
EN	Norma Europeia
NA	Anexos Nacional
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações Para Estruturas de Edifícios e Pontes
RCP	Restante carga permanente
SC	Sobrecarga
TFM	Trabalho Final de Mestrado

Letras maiúsculas latinas

A	Área da seção transversal
A_c	Área de seção de betão
A_{Ed}	Valor de cálculo de ação sísmica
A_s	Área de seção de uma armadura para betão armado
$A_{s, min}$	Área de armadura mínima regulamentar
$A_{s, max}$	Área de armadura máxima regulamentar
A_{sl}	Área de armadura de tração

A_{sw}	Área de secção de armadura de esforço transverso
E	Efeito de uma ação
E_c	Módulo de elasticidade do betão
$E_{c,eff}$	Módulo de elasticidade efetivo do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
E_d	Valor de cálculo do efeito das ações
E_{Edi}	Esforços devido à aplicação sísmica segundo o eixo horizontal i
$E_{F,E}$	Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo
$E_{F,G}$	Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força
F_b	Força de corte basal
F_c	Força de compressão no betão
F_i	Força horizontal atuando no piso i
F_s	Força de tração nas armaduras
F_{tsd}	Força de cálculo no tirante da armadura ordinária junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I	Momento de inércia
I_I	Momento de inércia na seção não fendilhada
I_{PCM}	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K	Rigidez
K_i	Rigidez lateral na direção i
K_{θ}	Rigidez de torção
L	Comprimento
L_{min}	Dimensão mínima em planta do edifício medida em direções ortogonais
L_{max}	Dimensão máxima em planta do edifício medida em direções ortogonais
M	Momento de fletor
M_{ai}	Momento torsor
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento fletor atuante de cálculo
M_{qp}	Momento devido à combinação quase-permanente de ações
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal

P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
P_{tot}	Valor de cargas verticais acima do piso de análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de ações
$Q_{k,1}$	Valor característico de ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
S	Coefficiente do solo
$S_d(T)$	Espetro de cálculo
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade
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 deslocamento constante
T_k	Período de vibração de modo k
T_{NCR}	Período de retorno de referência da ação sísmica de referência para requisitos de não ocorrência de colapso
V_{Ed}	Esforço transversal atuante de cálculo
V_{Rd}	Esforço transversal resistente de cálculo
V_{tot}	Força de corte total ao nível do piso em análise
$X_{CR} Y_{CR}$	Coordenadas do centro de rigidez
$X_{CM} Y_{CM}$	Coordenadas do centro de massa

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A
a_{gR}	Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A
a_{vg}	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical
b	Largura total de uma secção transversal, ou largura real do banzo de uma viga em T ou L
b_c	Dimensão da secção transversal do pilar
b_{eff}	Largura efetiva do banzo
b_i	Distâncias medidas a eixo entre varões travados consecutivos
b_0	Largura do elemento confinado medida entre cintas
b_w	Largura da alma nas vigas

$b_{w,min}$	Largura mínima das vigas de fundação
b_{w0}	Espessura da alma de uma parede
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d	Altura útil de uma seção transversal
d_{bl}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bw}	Diâmetro de uma cinta
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamento real da estrutura
e	Excentricidade
e_{ai}	Excentricidade acidental de massa do piso i
e_{oi}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i , perpendicular à direção de cálculo considerada
f_{bd}	Tensão de rotura da aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	Valor característico de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para o betão armado
g	Aceleração gravítica
h	Altura
h_0	Altura do núcleo confinado
h_{cr}	Altura da zona crítica nas paredes
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga
$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas de fundação
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de parede
l	Comprimento ou vão
l_0	Comprimento de emenda

$l_{b,rqd}$	Comprimentos de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
l_c	Comprimento da zona crítica na extremidade das paredes
l_{cl}	Comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração em planta
l_w	Maior dimensão da parede em planta
m	Massa
q	Coefficiente de comportamento
q_0	Valor básico do coeficiente de comportamento
r_i	Raio de torção, na direção i
s	Espaçamento das armaduras transversais
$s_{cl,max}$	Espaçamento máximo entre os varões longitudinais em lajes
s_{max}	Espaçamento máximo entre os varões nas lajes
$s_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre os ramos de estribos
x_u	Posição de linha neutra nas paredes
w	Abertura de fendas
z_i	Altura do piso i , medida a partir do nível da aplicação de ação sísmica

Letras maiúsculas gregas

α	Coefficiente de homogeneização
α	Coefficiente de eficiência do confinamento
α_n	Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da seção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
α_1	Coefficiente que tem em consideração o efeito da forma dos varões admitindo um recobrimento adequado
α_2	Coefficiente que tem em consideração o efeito de recobrimento mínimo do betão
α_3	Coefficiente que tem em consideração o efeito de cintagem das armaduras transversais
α_4	Coefficiente que tem em consideração a influência de varões transversais soldados

α_5	Coeficiente que tem em consideração o efeito de pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração de cálculo
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
δ	Deformação a longo prazo
ϵ_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\epsilon_{sy,d}$	Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço
γ_c	Peso volúmico do betão
$\gamma_{G,j}$	Coeficiente parcial de segurança relativo à ação permanente j
$\gamma_{Q,i}$	Coeficiente parcial relativo à ação variáveis i
$\gamma_{Q,1}$	Coeficiente parcial relativo à ação variável base
γ_s	Peso volúmico do aço
γ_I	Coeficiente de importância
ϕ	Coeficiente de fluência
λ	Esbelteza
μ_ϕ	Fator de ductilidade em curvatura
ν	Coeficiente de redução da ação sísmica
ν_1	Esforço normal reduzido
ν	Coeficiente de Poisson
ν_d	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
Φ	Diâmetro do varão
$\Phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
ρ	Taxa de armadura longitudinal da zona tracionada
ρ_1	Taxa de armadura longitudinal
ρ'	Taxa de armadura longitudinal da zona comprimida
ρ_w	Taxa de armadura transversal
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
σ_{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
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na seção do varão
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
ΔC_{dev}	Valor de aumento de reconhecimento para ter em conta tolerâncias de execução

$\Delta C_{dur,y}$	Margem de segurança
$\Delta C_{dur,st}$	Redução do cobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta C_{dur,add}$	Redução do reconhecimento mínimo no caso de proteção adicional
$\psi_{0,i}$	Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i
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
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma das paredes
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por objetivo fazer o enquadramento do tema escolhido para a elaboração do TFM, definir os seus objetivos, metodologias e descrever os diferentes capítulos que o compõem.

1.1. Enquadramento do tema

O presente trabalho consiste na elaboração de um projeto de estruturas para um edifício de habitação em betão armado, com a designação de “Casa da Igreja” a contruir em Ribeira Brava, ilha da Madeira.

A realização deste projeto considera os conhecimentos adquiridos no âmbito do curso de Engenharia Civil na área de especialização de Estruturas, que se aplicam desde a conceção até à fase de dimensionamento dos elementos estruturais. Para tal, as fases percorridas no projeto foram, o pré-dimensionamento, a conceção estrutural para a ação sísmica, a modelação estrutural, a análise sísmica, o dimensionamento da estrutura e a pormenorização dos elementos estruturais.

A realização destas diferentes fases teve por base os Eurocódigos Estruturais, que constituem um conjunto de Normas Europeias (EN) para o projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil. Neles são definidos princípios e requisitos de segurança, de utilização e de durabilidade a aplicar nos projetos de estruturas.

Cada País possui um Anexo Nacional (NA) no qual podem ser estabelecidas condições específicas e alguns parâmetros deixados em aberto nos Eurocódigos para cada país.

Anteriormente à utilização dos Eurocódigos Estruturais, o dimensionamento das estruturas de betão armado em Portugal era baseado em diversos regulamentos, nomeadamente, no Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). O primeiro tem por objetivo a definição dos princípios relativos à segurança, às ações e às respetivas combinações de ações, e o segundo define o dimensionamento dos diversos elementos estruturais e pormenorização das armaduras.

De momento, verifica-se uma fase de transição com vista à implementação exclusiva da regulamentação Europeia (Eurocódigos) acompanhada dos Anexos Nacionais específicos para cada país.

Recorrendo à regulamentação Europeia para a elaboração de um projeto de estruturas em betão armado, torna-se necessária a utilização dos seguintes regulamentos: Eurocódigo 0 - Bases para o projeto de estruturas (EC0); Eurocódigo 1 – Ações em estruturas (EC1); Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão (EC2); Eurocódigo 8 - Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos (EC8). De uma forma resumida pode dizer-se que o EC0 define os princípios base para a verificação da segurança e as combinações de ações, o EC1 a determinação das diferentes ações com exceção da ação sísmica, o EC2 contém as verificações de segurança e pormenorização dos elementos estruturais e o EC8 define a ação sísmica e dá indicações adicionais para o dimensionamento e pormenorização dos elementos em estruturas resistentes ao sismo.

1.2. Objetivos e metodologia

O projeto a conceber tem como principais objetivos:

- Desenvolver uma solução estrutural que respeite o projeto arquitectónico (plantas e cortes e todos os elementos);
- Modelar a estrutura 3D através de um programa de cálculo automático, o SAP2000;
- Verificar a segurança preconizada na regulamentação em vigor, cumprindo os níveis de funcionalidade, fiabilidade e durabilidade aí especificados;
- Elaborar peças desenhadas dos elementos estruturais com as devidas pormenorizações de armaduras.

Para definir a solução estrutural é necessário analisar o projeto arquitetónico de modo a perceber onde é necessária a colocação dos elementos estruturais e fazer o respetivo pré-dimensionamento. Após a definição da estrutura procede-se à modelação dos elementos estruturais no programa de cálculo automático (SAP2000), com o objetivo de analisar o comportamento da estrutura e os seus resultados em termos de esforços e deslocamentos. De seguida faz-se o dimensionamento utilizando a regulamentação Europeia e verifica-se a segurança aos estados limites últimos e estados limites de utilização.

1.3. Estrutura do Trabalho

O presente documento encontra-se estruturado por capítulos. Com os seguintes conteúdos:

- Capítulo 1 – “Introdução”: Faz-se a introdução ao tema do TFM;
- Capítulo 2 – “Localização e Descrição do Edifício”: faz-se referência à localização do edifício em estudo e a sua descrição.
- Capítulo 3 – “Bases para elaboração do projeto”: definem-se os materiais e as ações a serem consideradas no dimensionamento, assim como as combinações de ações utilizadas na verificação da segurança da estrutura;
- Capítulo 4 – “Pré – Dimensionamento”: é dedicado à definição da solução estrutural, onde são definidos os elementos que compõem a estrutura. Esta definição é feita com base na arquitetura fornecida e no pré-dimensionamento dos elementos estruturais.
- Capítulo 5 – “Conceção Estrutural para a Ação Sísmica”: referem-se os conceitos teóricos, as normas e as disposições regulamentares mais importantes para a elaboração do projeto anti-sísmico;
- Capítulo 6 – “Análise Estrutural”: descrevem-se as opções que foram consideradas para efetuar a modelação da estrutura no programa de cálculo automático SAP 2000. Estuda-se também o comportamento da estrutura mediante a ocorrência de um sismo;
- Capítulo 7 – “Dimensionamento da Estrutura”: corresponde à apresentação de todos os cálculos que envolvem o dimensionamento estrutural e a verificação relativamente aos estados limites últimos e estados limites de utilização;
- Capítulo 8 – “Conclusões”: referem-se as conclusões do presente trabalho;
- “Referências Bibliográficas”: faz-se referência às bibliografias consultadas para elaboração deste trabalho;
- “Anexos”: Apresentam-se as tabelas de cálculos justificativos e as peças desenhadas.

CAPÍTULO 2 – LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

É importante descrever e localizar o edifício, uma vez que estes parâmetros são relevantes na definição das ações a que o edifício estará sujeito.

2.1. Localização do Edifício

O edifício em estudo localiza-se na ilha da Madeira no concelho de Ribeira Brava.

Na Figura 2.1 apresenta-se um mapa com a localização do edifício.

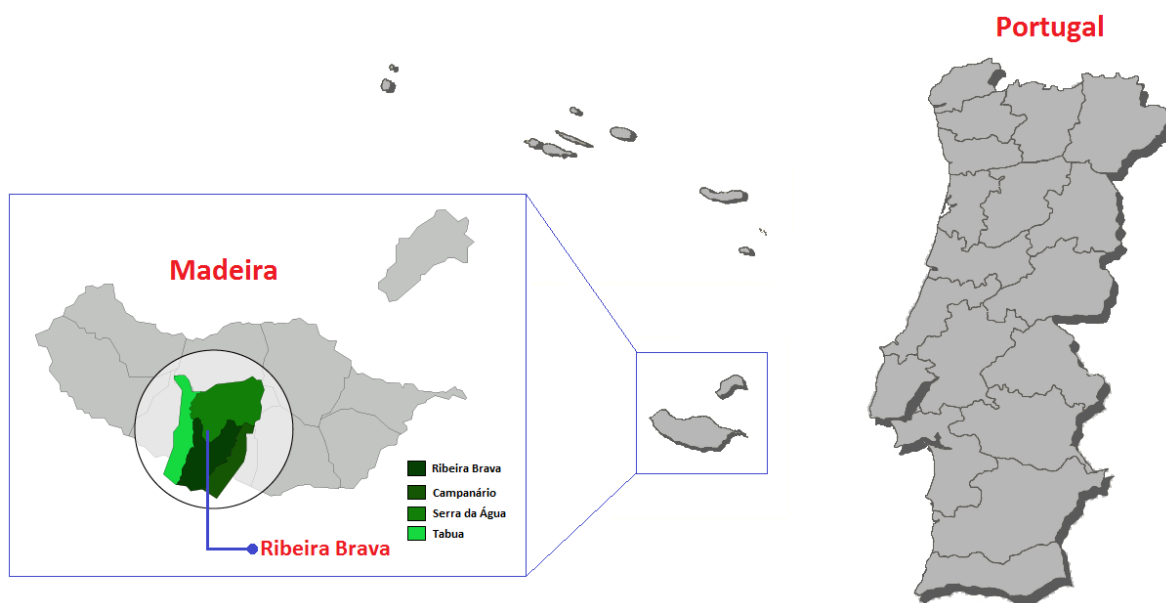


Figura 2.1 – Mapa de localização do edifício em estudo [adaptado do Google].

2.2. Descrição geral do Edifício

A estrutura em estudo corresponde a um edifício destinado a habitação com designação de “Casa da Igreja” constituído por uma cave enterrada, quatro (4) pisos acima do nível do solo e um sótão acessível.

Em termos geométricos, o edifício é irregular (ver capítulo 5) em planta e regular em altura com exceção da cave. A cave tem um pé direito de 2,83 m, o primeiro piso 3,70 m e os restantes pisos 2,80 m. O sótão tem uma altura variável com um máximo de 4,23 m. No total, o edifício tem uma altura aproximada de 19,13 m e uma área de implantação de cerca de 294 m², com uma extensão máxima de 19,60 m.

O piso -1 é constituído por um parque de estacionamento, uma arrecadação e uma sala de máquinas. O piso 0 é constituído por áreas administrativas (recepção, sala de reuniões), um

gabinete técnico, um espaço comercial, vestiários e instalações sanitárias. Os pisos 1, 2 e 3 destinam-se a quartos de dormir, sala de refeições, cozinha, lavanderia, arrumos (arrecadação) e instalações sanitárias. O sótão é acessível e é constituído por um espaço de lazer, uma cozinha, uma lavanderia e uma instalação sanitária. A ligação entre os pisos é feita por escadas e por um elevador situado ao lado das escadas.

A Figura 2.2 representa a planta arquitetónica dos pisos correntes do edifício em estudo.

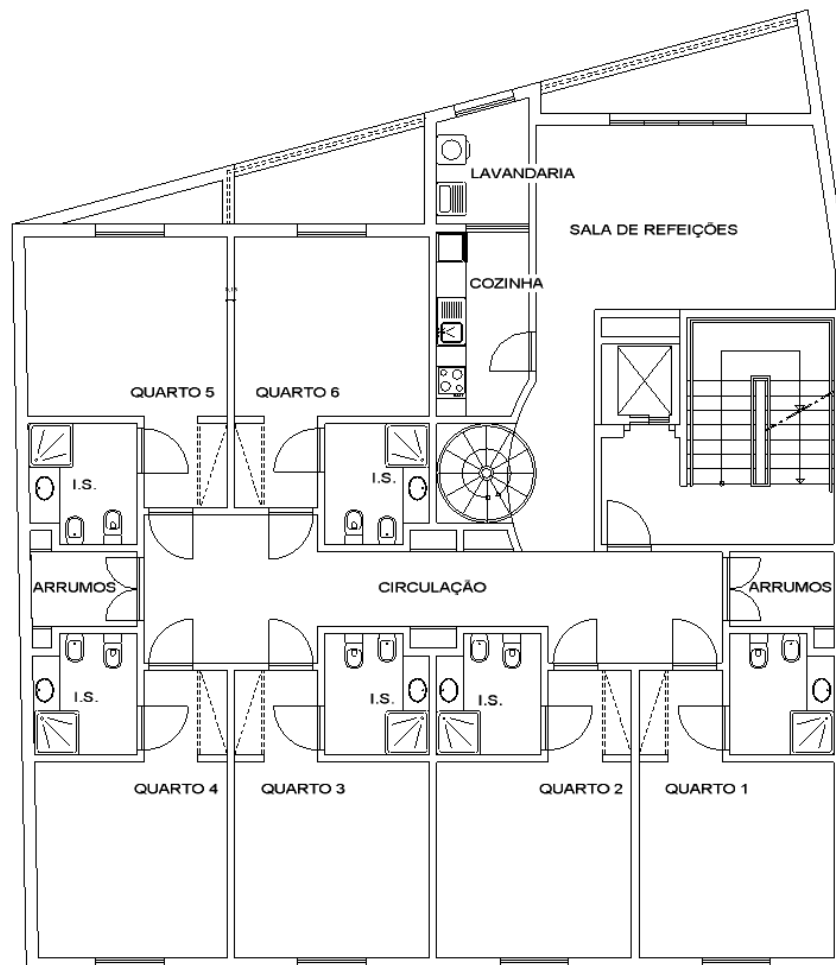


Figura 2.2 - Planta arquitetónica dos pisos correntes [Plantas de arquitetura].

A Figura 2.3 representa o corte E-F das plantas arquitetônicas.

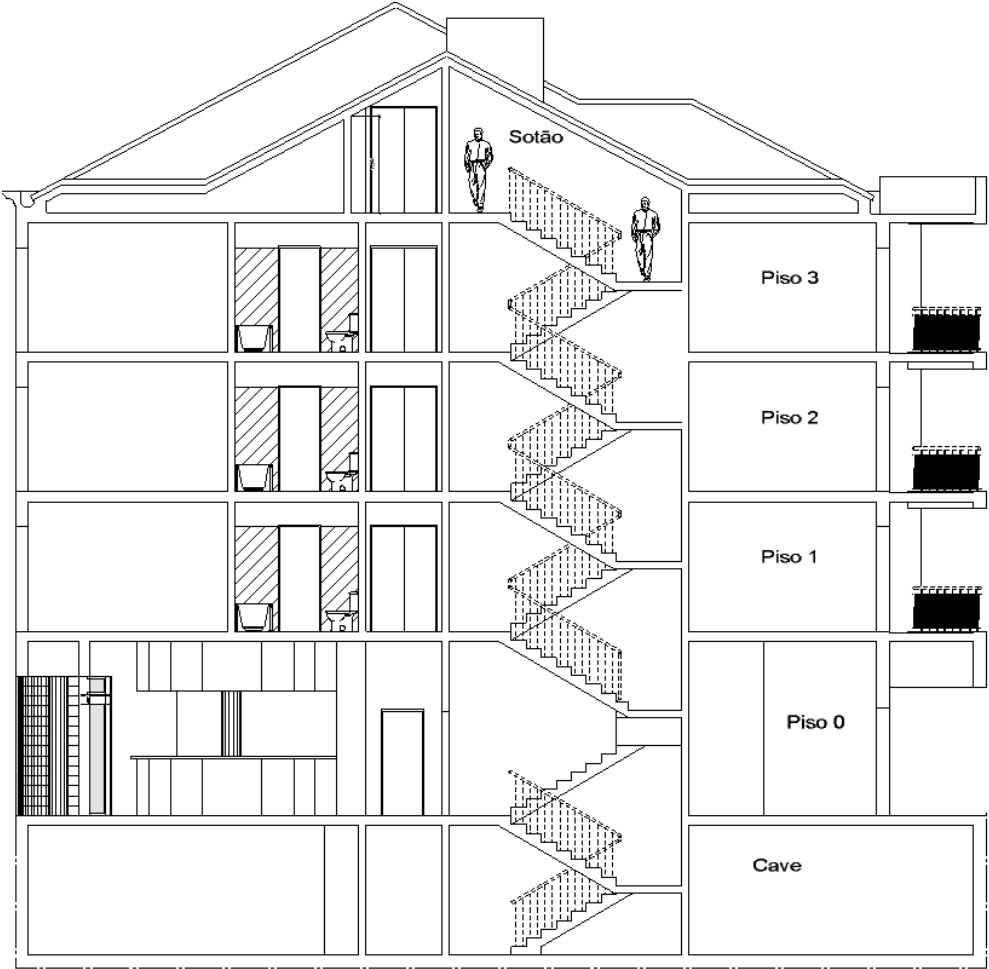


Figura 2.3 – Corte E-F [Arquitetura].

CAPÍTULO 3 – BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO

Neste capítulo apresenta-se as bases para elaboração de um projeto de estruturas, tais como, o tempo de vida útil do projeto, os materiais necessários para resistir durante o tempo de vida útil, as ações que a estrutura estará sujeita e as combinações de ações impostas pelos Eurocódigos.

3.1. Tempo de vida útil do projeto

Segundo a Cl.2.3 do EC0, o tempo de vida útil de um projeto estrutural deverá ser especificado tendo em conta o tipo de estrutura e sua respetiva categoria. Sendo que, o projeto a conceber será destinado a habitação, o EC0 estipula um tempo de vida útil de projeto de 50 anos que corresponde a uma classe estrutural S4 (categoria do tempo de vida útil da estrutura).

3.2. Materiais

A resistência do edifício será garantida por uma estrutura de betão armado.

Para definir o tipo de aço e de betão a utilizar, é necessário caracterizar o edifício mediante a sua durabilidade, a sua classe de importância e classe de ductilidade.

Durabilidade

De acordo com o EC0 Cl.2.4 as estruturas devem ser projetadas de modo a que a sua deterioração, ao longo da vida útil do projeto, não reduza o seu desempenho abaixo do prescrito, tendo em conta o ambiente e nível de manutenção previsto. Deste modo torna-se importante a definição do tempo de vida útil do projeto, referido em 3.1, e a classe de exposição da estrutura.

De acordo com a norma referida anteriormente atribui-se ao edifício as seguintes classes de exposição: XC2 para os elementos de fundação (elementos que se encontram num ambiente húmido, raramente seco) e XC1 para os restantes elementos (elementos que se encontram num ambiente seco ou permanentemente húmido).

Classe de importância

Para garantir que na ocorrência de sismo os edifícios mantêm-se funcionais, é necessário ter em conta o seu efeito quando se projeta edifícios.

O EC8 define 4 classes de importância que pretendem distinguir as diferentes categorias de edifícios em função das consequências sociais, económicas e de colapso.

O edifício é classificado como classe de importância III (Cl.4.2.5 (4) do EC8), que refere a edifícios cuja resistência sísmica é importante, tendo em vista as consequências associadas ao colapso. Essa classificação tem em conta o fim a que este se destina, habitação (Lar de idosos). O facto de este aglomerar um grupo grande de pessoas, torna sua resistência sísmica importante.

Classe de ductilidade

No que diz respeito a classe de ductilidade, o EC8 define três classes, classe de ductilidade baixa (DCL), classe de ductilidade média (DCM) e classe de ductilidade alta (DCH). Estes encontram-se definidos no ponto 5.5 do Capítulo 5.

O edifício poderia ter sido classificado como classe de ductilidade baixa, tendo em conta que este localiza-se numa região de baixa sismicidade (zona sísmica 1.6). No entanto, querendo explorar melhor a ductilidade do mesmo, considerou-se uma classe de ductilidade média (DCM).

Tendo em conta os aspetos acima mencionados, optou-se por escolher um betão C30/37, e um aço A500 NR SD, cujas principais características encontram-se definidas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Principais características do betão C30/37 e do A500 NR SD.

Betão - C30/37		Aço - A500NR	
f_{yk} [Mpa]	30	f_{yk} [Mpa]	500
f_{cd} [MPa]	20	f_{yd} [Mpa]	435
f_{ctm} [MPa]	2,9	ϵ_{yd}	2,17
E_{cm} [GPa]	33	E_s [Gpa]	200
γ_c [kN/m ³]	25	γ_s [kN/m ³]	77

3.3. Ações

Para avaliar a segurança de uma estrutura é necessário efetuar uma análise da mesma, quantificando as ações que influenciam o seu comportamento. Essas ações são todos os tipos de solicitações que possam produzir estados de tensão, deformação ou esforços em qualquer elemento estrutural.

Tendo em conta a variabilidade das ações e suas ocorrências, elas podem ser classificadas em ações permanentes, ações variáveis e ações acidentais.

3.3.1. Cargas Permanentes (CP)

As cargas permanentes são ações que ocorrem durante toda a vida útil da estrutura e está dividida em dois grupos: peso próprio e restantes cargas permanentes.

Peso Próprio (PP)

O peso próprio de um elemento estrutural define-se pelo peso do material que o compõe e pela sua dimensão. Sendo a estrutura em betão armado, considera-se um peso volúmico de 25 kN/m³.

Restantes Cargas Permanentes (RCP)

As restantes cargas permanentes definem-se pelo peso dos materiais não estruturais, nomeadamente os revestimentos dos pisos e da cobertura, o peso das paredes divisórias e o peso das paredes exteriores.

Revestimento

O valor considerado foi de 1,0 kN/m² para as lajes de todos os pisos (revestimento feito por tacos de madeira), e 1,5 kN/m² para a laje da cobertura inclinada (inclui o peso das telhas, ripas e varas).

Paredes interiores

As paredes interiores têm todas 15 cm de espessura deste modo, para simular o peso destas paredes no modelo de cálculo, considerou-se uma carga equivalente uniformemente distribuída nas lajes de 1,8 kN/m², valor recomendado para paredes com 15cm de espessura (Fonte: Tabelas Técnicas). Devido à existência de aberturas nas paredes, tais como as portas, utilizou-se apenas 60% deste valor, obtendo assim um valor de 1,08 kN/m², tal como se apresenta na expressão (3.1).

$$G_{\text{parede int.}} = 0,6 \times PP_{\text{parede int.}} \quad (3.1)$$
$$G_{\text{parede int.}} = 0,6 \times 1,8 = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

Em que,

$G_{\text{parede int.}}$ - Peso próprio das paredes interiores;

PP_{parede} - Peso próprio das paredes tendo em conta a sua espessura.

Paredes exteriores

Para as paredes exteriores considerou-se um valor de 2,7 kN/m² que é o valor recomendado para paredes duplas com 22 cm de espessura [1]. Devido à existência de aberturas nas paredes, nomeadamente janelas, utilizou-se apenas 80% deste valor, obtendo um valor de 2,16 kN/m²,

tal como se apresenta na expressão (3.2). Este valor é posteriormente multiplicado pela altura do pé direito de cada piso, para obter assim um valor por metro linear.

Esse valor é introduzido no modelo de cálculo como uma carga linear aplicada em todas as vigas exteriores, simulando a existência das paredes exteriores.

$$G_{\text{parede ext.}} = 0,8 \times PP_{\text{parede ext.}} \times h \quad (3.2)$$

$$G_{\text{parede ext.}} = 0,8 \times 2,7 \times h = 2,16 \times h \text{ [kN/m]}$$

Em que,

$G_{\text{parede ext.}}$ - Peso próprio das paredes exteriores;

PP_{parede} - Peso próprio das paredes tendo em conta a sua espessura;

H – Altura das paredes.

Na Tabela 3.2 e Tabela 3.3, apresentam-se os cálculos das cargas permanentes nas paredes interiores e exteriores, e um resumo dos valores das restantes cargas permanentes a considerar no projeto, respetivamente.

Tabela 3.2 - Cálculo das cargas permanentes nas paredes interiores e exteriores.

Pisos	Altura [m]	RCP Parede int. [kN/m ²]	60% (RCP Parede int.) [kN/m ²]	RCP Parede ext. [kN/m ²]	80% (RCP Parede ext.) x h [kN/m]
Sótão	2,33	1,8	1,08	2,7	—
Piso 3	2,8				6,05
Piso 2	2,8				6,05
Piso 1	2,8				6,05
Piso 0	3,7				7,99

Tabela 3.3 – Resumo dos valores das estantes cargas permanentes a considerar no projeto.

Designação		RCP
Revestimento dos pisos		1,0 kN/m ²
Revestimento da cobertura (inclui telhas, ripas e varas)		1,5 kN/m ²
Paredes divisórias	15cm	1,08 kN/m ²
Paredes exteriores	22cm	Piso 0
		Restantes pisos

3.3.2. Sobrecargas

As sobrecargas em edifícios resultam da sua ocupação e incluem a utilização normal das pessoas, mobiliário de objetos, veículos e eventos raros.

Os valores das sobrecargas consideradas são definidas de acordo com as categorias presentes na Cl.6.3 do EC1, sendo esses valores, resultantes da classificação das diferentes zonas de ocupação do edifício.

Apresentam-se na Tabela 3.4 as categorias e respectivos valores de sobrecarga e os respectivos coeficientes de combinação (Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2) atribuídos às diferentes zonas de ocupação do edifício.

Tabela 3.4 - Categorias de Utilização das diferentes zonas de ocupação do edifício, respectivos valores de sobrecarga e coeficiente de combinação.

Categoria	Utilização	SC [kN/m²]	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
A	Quartos, Vestiários, I.S, Circulação	2	0,7	0,5	0,3
	Escadas	3			
	Varandas	2,5			
C1	Sala de refeições, Lavandaria e Recepção	4	0,7	0,7	0,6
C2	Sala de reunião e Gabinete Técnico	3			
D	Espaço comercial	4	0,7	0,7	0,6
F	Estacionamento	2,5	0,7	0,7	0,6
H	Cobertura	0,4	0	0	0

3.3.3. Ação Sísmica

O sismo é um fenómeno que resulta do movimento das placas tectónicas. Estes movimentos provocam vibrações no solo que são transmitidas às estruturas, levando muitas vezes ao colapso.

A quantificação da ação sísmica foi efetuada neste Projeto de acordo com o EC8.

Pretende-se com a aplicação dos disposto no EC8, assegurar, em caso de ocorrências de sismos, que:

- As vidas humanas são protegidas;
- Os danos sejam limitados;
- As estruturas importantes para a proteção civil mantêm-se operacionais.

Para que as estruturas projetadas tenham um comportamento eficiente perante a ação sísmica é necessário que essas satisfaçam com um elevado grau de fiabilidade os seguintes requisitos (Cl.2.1 (1) do EC8):

- Requisito de não ocorrência de colapso (Estado Limite Último): Nos casos correntes, as estruturas devem ser projetadas e contruídas de forma a resistir à ação sísmica com uma probabilidade de 10% de ser excedida em 50 anos (equivalente a uma ação com um

período de retorno de referência $T_{NCR} = 475$ anos), sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.

- Requisito de limitação de danos (Estado Limite de Utilização): As estruturas devem ser projetadas e contruídas de forma a resistir a uma ação sísmica com uma probabilidade de 10% de ser excedido em 10 anos (equivalente a uma ação com um período de retorno de referência $T_{NCR} = 95$ anos), sem ocorrência de danos e de limitação de utilização.

Segundo o EC8 a definição da ação sísmica tem por base espectros de resposta de acelerações, que representam o movimento sísmico à superfície do terreno. O movimento sísmico divide-se em duas grandezas, deslocamento horizontal e deslocamento vertical, em que ambos são representados por um espectro de resposta elástica de aceleração à superfície do terreno.

Refere-se também no EC8 os parâmetros necessários para a definição dos espectros de resposta, sendo estes, o tipo de ação sísmica, a zona sísmica, o tipo de terreno, a classe de importância, o coeficiente de comportamento e o coeficiente de solo.

Tipos de ações sísmicas

O EC8 prevê dois tipos de ações sísmicas em Portugal, a Ação Sísmica Tipo 1 e a Ação Sísmica Tipo 2. Para o dimensionamento estrutural o Anexo Nacional obriga à consideração dos dois tipos de ação sísmica para Portugal continental, apenas a Ação Sísmica Tipo 1 para o arquipélago da Madeira e apenas a Ação Sísmica Tipo 2 para o arquipélago dos Açores.

A Ação Sísmica Tipo 1 está associada a sismicidade interplacas pelo facto do epicentro estar localizado numa zona afastada do território nacional, representa um sismo de magnitude elevada, baixas frequências, grande distância focal e consequentemente uma maior duração.

A Ação Sísmica Tipo 2 está associada a sismicidade intraplacas pelo facto do epicentro estar localizado dentro do território nacional, representa um sismo rico em altas frequências, pequena distância focal e consequentemente uma menor duração.

Para o edifício em estudo considera-se que a ação sísmica é do tipo 1, dado que, este localiza-se no arquipélago da Madeira onde considera-se somente a ação sísmica do tipo 1.

Zonas sísmicas

Para a distinção das zonas sísmicas do território nacional, o Anexo Nacional do EC8 prevê a diferenciação geográfica em função da natureza e intensidade da ação sísmica numa determinada região. Esta diferenciação é definida no Anexo Nacional por cidades e também

por gráficos que ilustram a intensidade sísmica que se vai reduzindo da zona 1 para a zona 6 no caso da Ação Sísmica Tipo 1 ou da zona 1 para a zona 5 para o caso da Ação Sísmica Tipo 2.

Na Figura 3.1 está representado o zonamento sísmico em Portugal Continental, definido no NA – 3.2.1 (2) do EC8.

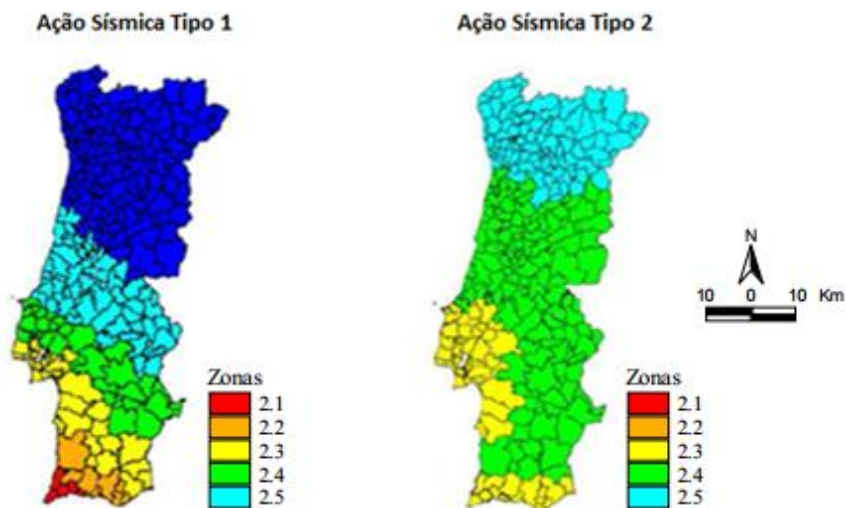


Figura 3.1 - Zonamento sísmico em Portugal Continental [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].

Na Figura 3.2 está representado o zonamento sísmico para os arquipélagos da Madeira e dos Açores, definidos no NA – 3.2.1 (2) do EC8.

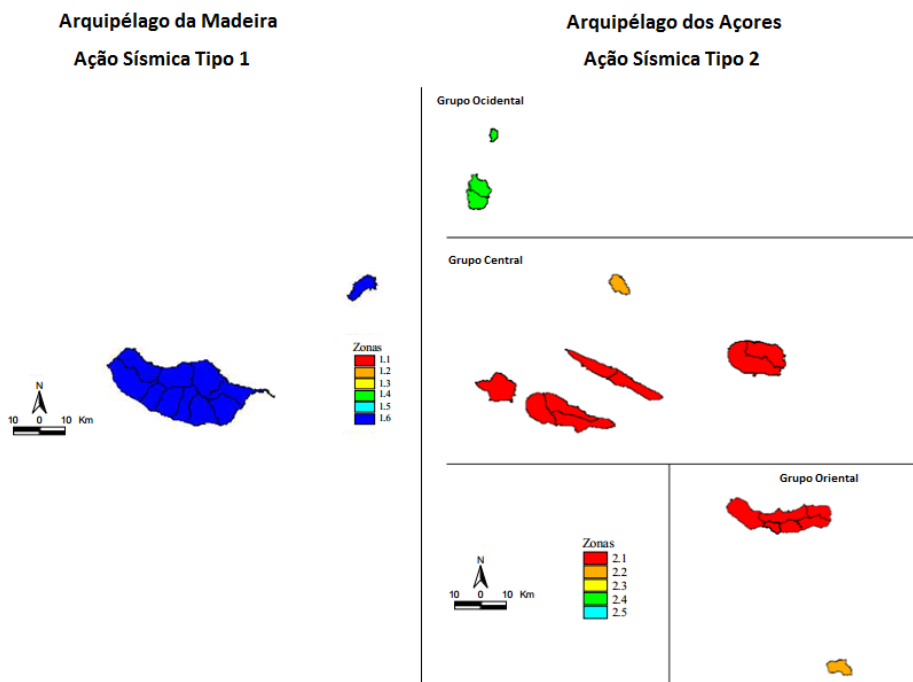


Figura 3.2 - Zonamento sísmico nos arquipélagos da Madeira (Ação Sísmica Tipo 1) e dos Açores (Ação Sísmica Tipo 2) [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].

Os dois tipos de ação sísmica e os zonamentos definidos baseiam-se na intensidade e consequente perigosidade do sismo. Para tal, o Anexo Nacional do EC8 define para cada zona sísmica e para os dois tipos de ação sísmica o valor corresponde de aceleração máxima de referência, a_{gR} . A aceleração máxima de referência é a variável básica para a quantificação da ação sísmica, corresponde ao período de retorno de referência, T_{NCR} , para a ação sísmica para o requisito de não ocorrência de colapso.

Na Tabela 3.5 apresentam-se os valores de aceleração máxima de referência a_{gR} , nas várias zonas sísmicas.

Tabela 3.5 – Aceleração máxima de referência nas várias zonas sísmicas [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].

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

Para este edifício, devido à sua localização, na definição da ação sísmica, considera-se apenas a Ação Sísmica Tipo 1 que corresponde a uma zona sísmica 1.6 cuja aceleração máxima de referência é de 0,35 m/s².

Tipo de terreno

Segundo o EC8, para efeitos de quantificação da ação sísmica, é necessário classificar o terreno onde a estrutura será implantada.

Na Tabela 3.6 encontram-se definidos os tipos de terrenos, suas descrições em termos de perfil estratigráfico e seus parâmetros, segundo o EC8.

Tabela 3.6 – Tipos de terrenos [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos profundos de areia compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta, ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija, com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 – 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	<100 (indicativo)	–	out/20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A - E ou S ₁			

Quando não é possível classificar os terrenos devido a falta de informações, o NA do EC8, sugere a adoção do tipo de terreno B nos seguintes casos (NA – 3.1.1 (4)):

- Ausência de relatório geotécnico;
- As construções não estarem situadas em locais cujas condições do terreno correspondam aos tipos de terreno especiais S1 ou S2;
- Construções pertencentes as classes de importância I ou II;
- As construções terem uma área de construções igual ou inferior a 1000 m²;
- As construções terem um número de pisos acima do terreno envolvente, igual ou inferior a 4.

Para a classificação do terreno pertencente à zona de implantação do edifício em estudo foi necessário recorrer ao Anexo Nacional do EC8, porque não foi possível obter o relatório geotécnico que contém a informação da geologia do terreno. De acordo com o disposto do NA – 3.1.1. (4), o edifício deveria pertencer ao terreno B (edifícios com um número de pisos acima

do terreno igual a 4). Neste projeto optou-se pelo tipo de terreno C (depósitos profundos de areia compacta ou mediamente compacta, de seixo ou argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros).

Classe e Coeficiente de importância

Como referido no ponto 3.2 é necessário classificar a estrutura quanto à sua classe de importância, que se reflete na escolha dos materiais e na quantificação da ação sísmica.

A classe de importância para o edifício, foi definida como sendo a classe III. De acordo com essa classe e com o tipo de ação sísmica define-se o coeficiente de importância, que traduz o valor mais elevado ou mais baixo do período de retorno do sismo.

Na Tabela 3.7 indicam-se os valores dos coeficientes de importância, γ_I .

Tabela 3.7 – Coeficiente de importância γ_I [Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].

Classe de Importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1	1	1
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,5	1,45

Neste projeto considera-se um valor do coeficiente de importância de 1,45.

Aceleração à superfície de um terreno Tipo A

Definido o coeficiente de importância, γ_I , e a aceleração máxima de referência, a_{gR} , é possível através da expressão (3.3) determinar o valor da aceleração à superfície do terreno.

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad [m/s^2] \quad (3.3)$$

Em que,

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

a_{gR} – Aceleração máxima de referência;

γ_I – Coeficiente de importância.

Sendo o valor do coeficiente de importância igual a 1,45 e a aceleração máxima de referência igual a $0,35 \text{ m/s}^2$, o valor da aceleração à superfície do terreno calculado pela expressão (3.3) é de $0,51 \text{ m/s}^2$.

Coeficiente do solo

De acordo com a Cl. NA – 3.2.2.2 (2) do NA, para a definição dos espectros de resposta elásticos, o valor do parâmetro S, determina-se através das seguintes expressões:

$$\text{Para: } a_g \leq 1[\text{m/s}^2] \quad S = S_{\max} \quad (3.4)$$

$$1[\text{m/s}^2] < a_g < 4[\text{m/s}^2] \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max}-1}{3}(a_g - 1) \quad (3.5)$$

$$a_g \geq 4[\text{m/s}^2] \quad S = 1,0 \quad (3.6)$$

Em que,

a_g - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

γ_I – Coeficiente de importância;

a_{gR} – Aceleração.

S – Coeficiente do solo;

S_{\max} – Coeficiente de solo máximo.

Apresentam-se na Tabela 3.8, os valores dos parâmetros que o EC8 (Quadro NA-3.2 do NA) define para o espectro de resposta elástico.

Tabela 3.8 - Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico para a Ação Sísmica Tipo I
[Adaptado do NP EN1998-1 (2010)].

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

Dado que o valor da aceleração sísmica, a_g , é menor que 1, aplica-se a expressão (3.4), obtendo assim um valor de coeficiente de solo igual a 1,6.

Espectro de resposta

O EC8 sugere vários métodos de análise para a determinação dos esforços devido a ação sísmica e admite que as estruturas podem ser analisadas considerando modelos de comportamento elástico linear e não linear.

Os métodos lineares são mais usuais devido à sua simplicidade e rapidez de utilização. No caso de se adotar análises elásticas lineares, o EC8 sugere a consideração de coeficientes de comportamento que têm em conta os efeitos do comportamento não linear das estruturas. Por forma a considerar este efeito, os resultados obtidos pelas análises elásticas lineares como

espectro de resposta elástico são reduzidos (corrigidos) através da introdução do coeficiente de comportamento, q , que depende do tipo de estrutura e das suas características de ductilidade. Este espectro afetado pelo coeficiente de comportamento é designado de “espectro de resposta de cálculo”.

Os espectros de resposta podem ser caracterizados pela representação gráfica do valor máximo da resposta, em termos de deslocamentos, velocidades, acelerações, a partir de um determinado conjunto de osciladores com um grau de liberdade quando solicitados por uma ação sísmica.

Segundo a Cl.3.2.2 do EC8, o movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno encontra-se dividido em duas componentes, a componente horizontal e a componente vertical, em que são ambas representadas por um espectro de resposta elástico da aceleração à superfície do terreno.

Espectro de resposta de cálculo horizontal

O espectro de cálculo $S_d(T)$ pode ser determinado a partir das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \times S \times \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \quad (3.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \geq \beta \times a_g \quad (3.9)$$

$$T_D \leq T: \quad S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \geq \beta \times a_g \quad (3.10)$$

Em que,

$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ - Valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno do tipo A;

γ_I - Coeficiente de importância;

a_{gR} - Valor de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno;

$S_d(T)$ - Espectro de cálculo;

S - Coeficiente do solo;

T - Período de vibração de um sistema de vibração com um grau de liberdade;

T_B - Limite inferior do período para patamar de aceleração espectral constante;

T_C - Limite Superior do período para patamar de aceleração espectral constante;

T_D - Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;

q - Coeficiente de comportamento;

β - Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. Toma o valor recomendado de 0,2.

Na Figura 3.3 encontra-se representado o gráfico correspondente ao espectro de resposta de cálculo, $S_d(T)$, com um coeficiente de amortecimento viscoso de 5% (valor de referência para estruturas de betão armado), quando se aplica as expressões (3.7) à (3.10).

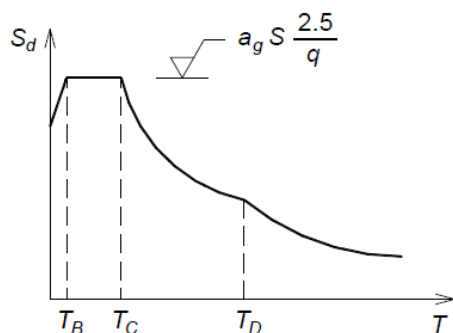


Figura 3.3 - Representação gráfica do espectro de cálculo [Folhas Eng.º Luciano Jacinto].

Na Tabela 3.9 apresenta-se um resumo dos parâmetros para definição do espectro de cálculo.

Tabela 3.9 - Parâmetros necessários na definição do espectro de resposta.

Tipo de terreno	Ação sísmica	Zona sísmica	Classe de importância	a_{gR} [m/s ²]	a_g [m/s ²]	ξ_c [%]	γ_I	S_{max}	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	q	B
C	Tipo I	1.6	III	0,35	0,51	5	1,45	1,6	0,1	0,6	2	1,6	3	0,2

Nota: O valor do coeficiente de comportamento q, apresentado na tabela, encontra-se definido no ponto 5.6 do capítulo 5.

Apresenta-se na Figura 3.4 o espectro de cálculo da componente horizontal da ação sísmica para o edifício em estudo.

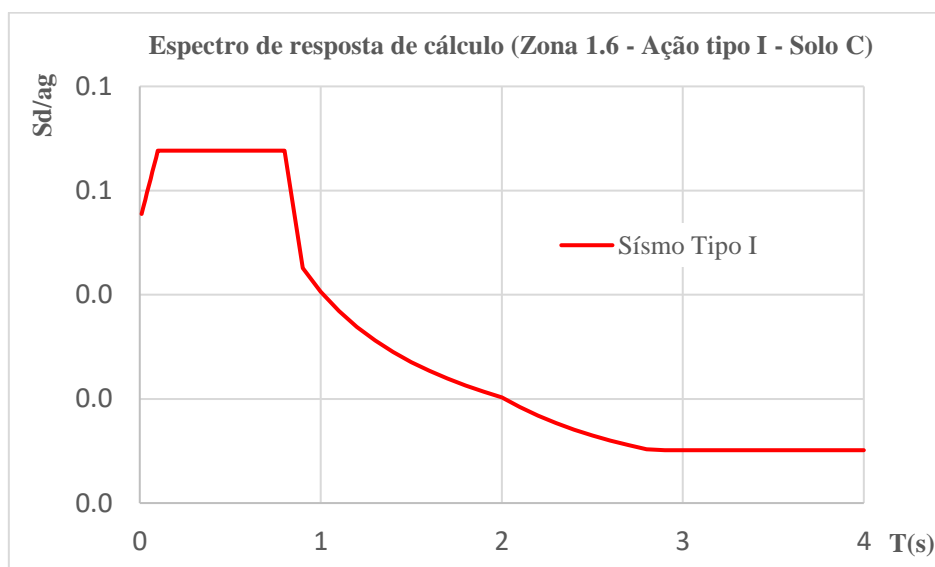


Figura 3.4 - Espectro de cálculo (componente horizontal) para o edifício em estudo.

Espetro de resposta vertical da ação sísmica

Segundo o disposto na Cl. 4.3.3.5.2 do EC8, se a_{vg} for superior a $0,25 g$ ($2,5 m/s^2$), considera-se o efeito da componente vertical da ação sísmica nos seguintes casos:

- Elementos estruturais horizontais ou quase horizontais com vãos iguais ou superiores a 20 m;
- Elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento;
- Elementos pré-esforçados horizontais ou quase horizontais;
- Vigas que suportam pilares;
- Estruturas com isolamento de base.

No Anexo Nacional do EC8 encontram-se definidos os parâmetros que definem os espectros de resposta elástica verticais (quadro NA-3.4). A Tabela 3.10 apresenta-se os valores desses parâmetros.

Tabela 3.10 - Valores dos parâmetros que definem os espectros de resposta elástica verticais.

Ação sísmica	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	0,75	0,05	0,3	1
Tipo 2	0,95	0,05	0,2	1

No edifício em estudo existem dois casos de vigas que suportam pilares, logo é necessário verificar se deve ter em conta o efeito da componente vertical da ação sísmica. Na expressão (3.11) calcula-se, a aceleração à superfície do terreno na direção vertical.

$$\frac{a_{vg}}{a_g} = 0,75 \Leftrightarrow a_{vg} = 0,75 \times 0,51 = 0,382 m/s^2 \quad (3.11)$$

Como, a_{vg} é menor que $2,5 m/s^2$, logo não é necessário utilizar o espectro de resposta vertical.

3.4. Combinações de ações

As estruturas devem ser dimensionadas por forma a conseguirem resistir às ações de forma separada e através de combinações das mesmas.

O EC0 estabelece combinações de ações para cada estado limite, com o objetivo de estudar os efeitos mais desfavoráveis a que a estrutura pode estar sujeita. Apresenta-se de seguida as combinações de ações consideradas no presente projeto.

Para resistir as ações que atuam na estrutura devem ser verificadas os seguintes estados limites:

- Os Estados Limites Últimos que são associados ao colapso ou a outras formas de rutura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas e bens.
- Os Estados Limites de Utilização que são associados aos danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

Estado limite último

- Combinação fundamental:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.12)$$

- Combinação fundamental para estado de limite Geo:

$$E_d = E \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{array} \right. \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.13)$$

- Combinação de ações para situações de projeto sísmico:

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.14)$$

De acordo com o EC8, ao quantificar a ação sísmica, pretende-se que os efeitos da sua inércia sejam avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que resultam na seguinte combinação de ações:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.15)$$

O coeficiente $\Psi_{E,i}$, é determinado através da expressão (3.16), sendo o valor de φ obtido através do quadro 4.2 do EC8. Neste projeto e para efeitos de cálculo foi utilizado um $\varphi = 1,0$ para a cobertura e $\varphi = 0,8$ para os pisos com ocupação correlacionados.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \cdot \Psi_{2,i} \quad (3.16)$$

Estado limite de utilização

- Combinação quase- permanente:

$$E_d = E\{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.15)$$

- Combinação característica:

$$E_d = E\{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.16)$$

Em que:

E_d – Valor de cálculo do efeito das ações;

E – Efeito de uma ação;

$\gamma_{G,j}$ - Coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

$G_{k,j}$ - Valor característico da ação permanente j ;

$\gamma_{Q,1}$ - Coeficiente parcial relativo à ação variável base;

$Q_{k,1}$ - Valor característico da ação variável base;

$\gamma_{Q,i}$ - Coeficiente parcial relativo a uma ação variável i ;

$\Psi_{0,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i ;

$Q_{k,i}$ - Valor característico de uma ação variável i ;

A_{Ed} - Valor de cálculo de uma ação sísmica;

$\Psi_{2,i}$ - Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i ;

ξ - Coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis G .

Na Tabela 3.11, apresentam-se os coeficientes parciais de segurança (Quadro A1.2 (B) do EC0).

Tabela 3.11 – Coeficientes parciais de segurança.

Coeficientes parciais de segurança		
Situações de projeto	γ_c betão	γ_s aço
Persistentes / transitórias	1,5	1,15
Acidentais	1,2	1

CAPÍTULO 4 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para conceber uma estrutura resistente ao sismo é necessário conceber um sistema estrutural que resista a este fenómeno. Para tal, é indispensável que numa primeira fase seja feita uma abordagem arquitetónicas, definindo a posição dos elementos estruturais.

4.1. Solução Estrutural

Para definir a solução estrutural é necessário começar por fazer uma análise do projeto de arquitetura, e mediante este, definir a posição dos elementos estruturais.

Tendo por base o projeto de arquitetura, faz-se é mais fácil a definição da posição destes elementos, visto que estes têm de ser coerentes com a arquitetura.

Para além da arquitetura a solução estrutural deverá contemplar a função a que ele se destina.

A solução estrutural adotada consiste numa estrutura simples constituída por lajes maciças vigadas, pilares e um núcleo de paredes resistentes para a zona de escadas e do elevador. Relativamente às fundações, adotou-se uma solução de sapatas isoladas para os elementos estruturais verticais, interligadas por vigas de fundação e sapatas contínuas para os muros de suporte. Essas sapatas são sapatas diretas, porque, considera-se que o terreno de fundação é um terreno resistente, apoiando os elementos de fundação diretamente no terreno.

Na Figura 4.1 está representado a solução estrutural adotada para os pisos 0, 1, 2 e 3.

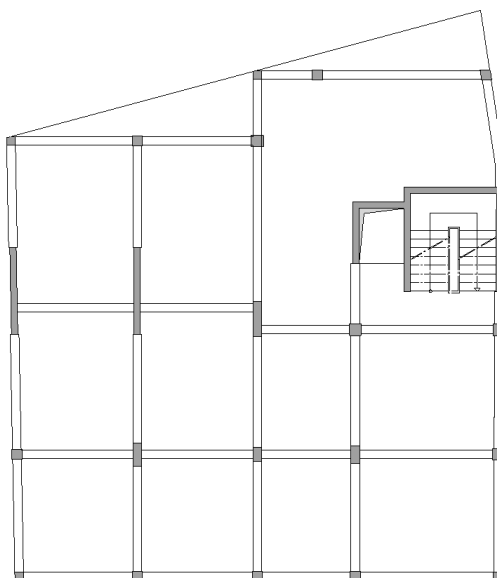


Figura 4.1 - Solução estrutural do piso tipo.

Após a escolha da solução estrutural pretendida, é necessário proceder ao pré-dimensionamento dos diferentes elementos estruturais para ter uma ideia das dimensões, tais como, as espessuras das lajes, as dimensões em planta dos pilares e a altura das vigas para posteriormente proceder à modelação da estrutura.

4.2. Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento consiste na definição, através de regras semi-empíricas, das dimensões dos elementos estruturais. Na fase de dimensionamento, a execução dos cálculos poderá conduzir a um ajuste das dimensões. No entanto, é conveniente que o pré-dimensionamento efetuado não seja radicalmente alterado aquando do projeto de execução, podendo trazer implicações graves com a arquitetura.

4.2.1. Lajes

Relativamente às lajes adotou-se uma solução de lajes vigadas, tal como foi referido. Para efetuar o pré-dimensionamento da espessura das mesmas utilizou-se a seguinte expressão:

$$h \approx \frac{L}{30 \text{ a } 35} \quad (4.1)$$

Em que:

h – Espessura da laje;

L – Vão equivalente a laje.

Depois de analisar todos os vãos, obteve-se para a situação mais desfavorável, espessura de 0,20 m correspondente às lajes dos pisos e laje da rampa. Para as lajes das escadas e da cobertura obteve-se uma espessura de 0,15 m.

4.2.2. Vigas

Para efetuar o pré-dimensionamento das vigas mediu-se os vãos a vencer pelas mesmas e com esses valores calculou-se as alturas das vigas, através da seguinte expressão:

$$h = \frac{l}{10 \text{ a } 12} \quad (4.2)$$

Em que:

h – Altura da viga;

l – Vão a vencer entre vigas;

Considerando as situações mais desfavoráveis, obteve-se as seguintes alturas:

- $h = 0,5$ m para a viga da rampa e para as vigas dos pisos;
- $h = 0,3$ m para a viga da cobertura.

A largura das vigas foi condicionada pela espessura das paredes de alvenaria, adotando-se uma largura de 0,3 m para as vigas dos pisos e da rampa e 0,20 m para as vigas da cobertura.

4.2.3. Pilares e paredes

Para a determinação da seção dos pilares é necessário estimar o valor do esforço axial a que estes estão sujeitos. O esforço axial é a soma de todos os esforços verticais a que ele está sujeito, tais como, o peso próprio da laje inserida na sua área de influência, as restantes cargas permanentes, o peso das paredes exteriores e interiores, as sobrecargas, o peso da cobertura e o seu próprio peso. Após a soma de todos esses esforços e recorrendo à expressão (4.3) determina-se o valor da área necessária para a secção dos pilares.

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{0,65 \times f_{cd}} \quad (4.3)$$

Em que:

A_c – Área da secção do pilar/paredes.

N_{sd} – Valor do esforço axial nos elementos para a combinação fundamental de ações;

f_{cd} – Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

Para as paredes do núcleo considerou-se uma espessura de 0,22 m, o que vai de encontro com a arquitetura.

4.2.4. Fundações

O pré-dimensionamento dos elementos de fundações faz-se por um processo iterativo estimando o valor das dimensões em planta e verificar se o terreno resiste a essas cargas.

Este permite obter as dimensões mínimas para que os elementos de fundação, nomeadamente as sapatas isoladas e as sapatas contínuas não sejam sobredimensionadas.

A área mínima para definir as dimensões em plantas das sapatas é calculada através da seguinte expressão:

$$A_{\min} \geq \frac{N_{\text{pilar ou parede}}}{\sigma_{\text{adm}}} \quad (4.4)$$

Em que:

A_{\min} – Área mínima da secção dos pilares/paredes.

$N_{\text{pilar ou parede}}$ – Valor do esforço axial nos pilares/paredes;

σ_{amd} – Valor da tensão admissível no solo, $\sigma_{\text{amd}}=300$ kPa (valor admitido devido a falta de relatório geotécnico).

CAPÍTULO 5 – CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA

A fase de conceção é muito importante no projeto de estruturas. Tratando-se de regiões sísmicas, esse aspeto torna-se mais relevante. Define-se então no presente capítulo as regras gerais para o projeto de edifícios em regiões sísmicas, de acordo com o EC8.

Aborda-se neste capítulo os seguintes tópicos:

- Princípios básicos de conceção;
- Definição dos elementos sísmicos primários e elementos sísmicos secundários;
- Critérios de regularidade estrutural;
- Classificação dos sistemas estruturais;
- Classe de ductilidade;
- Coeficiente de comportamento.

5.1. Princípios Básicos de Conceção

Na fase de projeção e construção de edifícios em regiões sísmicas, deve-se ter em conta a possibilidade de ocorrência de sismos, por forma a obter um sistema estrutural que satisfaça, com um custo sustentável, os requisitos fundamentais de não ocorrência de colapso e de limitação de danos. Para tal, o EC8 define os princípios básicos de conceção que permite aos edifícios resistirem aos sismos:

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

5.1.1. Simplicidade Estrutural

Deve-se conceber uma estrutura com um desenvolvimento simples, com trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas. Tal permite que, a modelação, a análise, o dimensionamento e a pormenorização construtiva proporcionem um maior grau de certeza e fiabilidade do comportamento sísmico da estrutura.

5.1.2. Uniformidade, Simetria e Redundância da Estrutura

O princípio de uniformidade em planta, como em altura, é caracterizada por uma distribuição regular dos elementos estruturais. Permite transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício.

O princípio de uniformidade em altura permite a eliminação de zonas sensíveis de concentração de tensões e de grandes exigências de ductilidade, evitando assim roturas locais prematuras.

A configuração simétrica ou quase-simétrica dos elementos estruturais, que deverão ter uma distribuição regular em planta, permite obter uniformidade, reduzindo assim os efeitos de torção.

O princípio de redundância é caracterizado pela utilização de elementos estruturais regularmente distribuídos que contribuem para a redundância e permite uma adequada redistribuição de esforços e uma dissipação de energia distribuída ao longo de toda a estrutura.

5.1.3. Resistência e Rigidez nas Duas Direções

Visto que o movimento sísmico é um fenómeno bidirecional, toda a estrutura do edifício deve ser capaz de resistir a ações sísmicas horizontais em qualquer direção.

Os elementos estruturais devem ser dispostos em planta numa malha estrutural ortogonal, por forma a garantir que a resistência e a rigidez sejam semelhantes nas duas direções. Tal permite minimizar os esforços sísmicos, limitar deslocamentos excessivos que possam provocar instabilidades devido aos efeitos de segunda ordem ou danos excessivos.

5.1.4. Resistência e Rigidez à Torção

As estruturas deverão possuir uma resistência e uma rigidez à torção por forma a limitar os movimentos devidos à torção que provocam solicitações não uniformes nos diferentes elementos estruturais.

Esse fenómeno de torção deve ser contrariado através da disposição de elementos de contraventamento distribuídos perto da periferia do edifício.

5.1.5. Ação de Diafragma ao Nível dos Pisos

Os pavimentos dos pisos, incluindo a cobertura, têm um papel importante na resposta da estrutura perante a ação sísmica. Estes têm um efeito de diafragma a nível horizontal que deve garantir uma resistência a ação sísmica suficiente para receber e distribuir os esforços pelos elementos verticais que se ligam aos pavimentos. Os pavimentos devem ser dotados de rigidez e resistência adequados no plano e de ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais.

5.1.6. Fundação Adequada

As fundações têm um papel importante no comportamento global dos edifícios perante a ação sísmica. As acelerações do terreno são transmitidas pelas fundações e as forças de inércia sísmicas têm de ser resistidas pelas próprias fundações.

Para as estruturas em que na sua constituição existe um número reduzido de paredes estruturais, que diferem de espessura e rigidez, deverá optar-se por fundações rígidas do tipo caixão ou celular, que inclua uma laje de fundação e uma laje superior.

Para estruturas com elementos de fundação isolados (sapatas ou estacas), devem ser ligados entre si por uma laje de fundação ou vigas de fundação, por forma a evitar o movimento nas duas direções principais.

5.2. Elementos Sísmicos Primários e Secundários

Os elementos estruturais podem ser caracterizados como elementos primários ou secundários como o objetivo de simplificar o modelo estrutural de cálculo na análise sísmica.

Os elementos sísmicos primários são todos os que fazem parte do sistema estrutural e que contribuem com a sua resistência e rigidez para resistir a ação sísmica. Estes deverão ser modelados de acordo com a Cl.4.3.1 do EC8 e devem ser projetados e pormenorizados para resistir ao sismo de acordo com os requisitos estabelecidos nas seções 5 e 9 do EC8.

Os elementos sísmicos secundários são aqueles que não fazem parte do sistema estrutural de um edifício resistente a ação sísmica. Não havendo a necessidade de contabilizar a resistência e a rigidez desses elementos perante a ação sísmica, não é necessário que obedeam aos requisitos estipulados nas seções 5 e 9 do EC8. Mas, estes elementos e as suas ligações devem ser dimensionados e pormenorizados de modo a manter a função de suporte das forças gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos devidos a situação de projeto sísmico mais

desfavorável. No cálculo desses elementos deve-se verificar se é necessário considerar os efeitos de segunda ordem, Cl.4.2.2 do EC8.

A contribuição para a rigidez lateral de todos os elementos sísmicos secundários não deverá ser superior a 15% de todos os elementos sísmicos primários, Cl.4.2.2 (4) do EC8.

Não é permitido escolher certos elementos estruturais como elementos sísmicos secundários com o fim de alterar a classificação da estrutura de não regular para regular, Cl.4.2.2 (5) do EC8.

5.3. Critério de Regularidade Estrutural

A regularidade estrutural baseia-se no princípio de que quanto mais simples for a estrutura, menor as incertezas e portanto esta apresentará um comportamento mais simples e mais fiável.

De acordo com o EC8, as estruturas dos edifícios resistentes ao sismo são classificadas em regulares ou não regulares. Esta diferenciação traz implicações na escolha do modelo estrutural, do método de análise e do valor do coeficiente de comportamento do projeto sísmico.

Na Tabela 5.1 apresenta-se as implicações dessa classificação na análise e no cálculo sísmico.

Tabela 5.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise estática linear	(para 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

5.3.1. Regularidade em Planta

De acordo com a Cl. 4.2.3.2 do EC8 um edifício é classificado como regular em planta, quando cumprir as condições descritas a seguir:

- Relativamente à rigidez lateral e a distribuição das massas, a estrutura do edifício deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação aos eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compactada, ou seja, deve ser delimitada, em cada piso, por uma linha poligonal conexa. No caso de existir reentrâncias ou bordos recuados em relação a essa linha, poderá considerar-se que existe regularidade em planta

se esses recuos não afetarem a rigidez do piso no plano e se, para cada um deles, a área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa não exceder 5% da área do piso;

- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação a rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, para que a deformação no piso tenha um efeito reduzido na distribuição dos esforços entre os elementos;
- A esbelteza do edifício deverá cumprir o seguinte requisito:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \leq 4 \quad (5.1)$$

Em que:

λ - Esbelteza;

L_{\max} - Maior dimensão em planta do edifício;

L_{\min} - Menor dimensão em planta do edifício;

- A excentricidade estrutural (e_0) e o raio de torção (r), ao nível de cada piso e para ambas as direções de cálculos x e y devem verificar as seguintes condições:

$$\begin{cases} e_{0x} \leq 0,30 \times r_x \\ e_{0y} \leq 0,30 \times r_y \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\begin{cases} r_x \geq l_s \\ r_y \geq l_s \end{cases} \quad (5.3)$$

Em que:

e_{0x} - Distância entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM) medida direção perpendicular (x) à direção de análise (y);

e_{0y} - Distância entre o centro de rigidez (CR) e o centro de massa (CM) medida direção perpendicular (y) à direção de análise (x);

l_s - Raio de giração em planta da massa do piso, é determinado pela raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia (I_p) da massa do piso (m_{piso}) em planta, relativamente ao centro de massa do piso, com a massa do piso, ou seja, $l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m_{\text{piso}}}}$;

r_x - Raio de torção segundo x , determina-se através da relação entre a raiz quadrada do cociente entre a rigidez de torção (K_θ) e a rigidez de translação (K_y), ou seja, $r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}$;

r_y - Raio de torção segundo y , determina-se através da relação entre a raiz quadrada do cociente entre a rigidez de torção (K_θ) e a rigidez de translação (K_x), ou seja, $r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}}$.

O centro de rigidez e o centro de gravidade são determinados pelas seguintes expressões:

$$\begin{cases} X_{CM} = \frac{\sum m_i \times X_i}{\sum m_i} \\ Y_{CM} = \frac{\sum m_i \times Y_i}{\sum m_i} \end{cases} \quad (5.4)$$

$$\begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \times X_i}{\sum I_{yi}} \\ Y_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}} \end{cases} \quad (5.5)$$

Em que:

m_i – Massa do elemento i ;

x_i – Coordenada do elemento i segundo o eixo x ;

y_i – Coordenada do elemento i segundo o eixo y ;

I_{yi} – Momento de inércia do elemento i segundo direção y ;

I_{xi} – Momento de inércia do elemento i segundo direção x .

5.3.2. Regularidade em Altura

Segundo o EC8, um edifício é classificado como regular em altura se obedecer os seguintes requisitos:

- Os elementos resistentes às ações horizontais são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício ou, no caso de existirem andares recuados a alturas diferentes, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa permanecem constantes em cada piso, ou apresentam uma redução gradual, sem variações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá apresentar uma grande variação entre os diferentes pisos;
- No caso de o edifício apresentar uma configuração com grandes recuos ao longo da sua altura, deverão ser aplicados os dispostos da Cl. 4.2.3.3 (5).

5.4. Classificação dos Sistemas Estruturais

Os sistemas estruturais dos edifícios em betão deverão ser classificados mediante a sua resposta perante as ações sísmicas horizontais. A escolha do tipo de sistema a adotar dependerá essencialmente da resistência do sistema estrutural às solicitações sísmicas e da sua rigidez de torção.

Os sistemas estruturais podem ser classificados nos seguintes tipos (Cl.5.1.2 do EC8):

- Sistema porticado – sistema estrutural em que tanto as ações horizontais e verticais são nomeadamente asseguradas por pórticos, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;
- Sistema parede – sistema estrutural em que tanto as ações horizontais e verticais são principalmente asseguradas por paredes, cuja resistência destes é superior a 65% à força de corte basal do edifício. Este sistema distingue-se em sistema de parede dúctil e sistema de parede de grandes dimensões de betão fracamente armado.
- Sistema misto – sistema estrutural em que as ações verticais são asseguradas maioritariamente por pórticos e as ações horizontais são asseguradas por paredes e pórticos;
- Sistema misto equivalente a sistema porticado – sistema estrutural misto em que tanto as ações horizontais e verticais são asseguradas especialmente pelos pórticos, em que estes elementos devem resistir a pelo menos 50% da força de corte basal do edifício;
- Sistema misto equivalente a paredes – sistema estrutural misto em que tanto as ações horizontais e verticais são asseguradas especialmente pelas paredes, em que estes elementos devem resistir a pelo menos 50% da força de corte basal do edifício;
- Sistema de pêndulo invertido – sistema estrutural em que 50% ou mais da massa localiza-se no terço superior da altura estrutura do edifício, ou então, a principal dissipação de energia dá-se na base de um único elemento do edifício;
- Sistema Torsionalmente Flexível – Sistema estrutural de estrutura mista ou de paredes que possui uma rigidez de torção mínima que satisfaça a seguinte condição em ambas as direções:

$$r_i \geq I_s \quad (5.6)$$

Em que:

I_s – Raio de giração;

r_i – Raio de torção segundo direção i .

5.5. Classes de Ductilidade

Os edifícios de betão, em função da sua capacidade de dissipação de energia mediante a ação sísmica, são classificados em 3 classes de ductilidade:

- DCL (classe de ductilidade baixa);
- DCM (classe de ductilidade média);
- DCH (classe de ductilidade alta).

A classe DCL corresponde a estruturas projetadas para uma capacidade de dissipação e uma ductilidade baixa, aplicando apenas as regras do EC2, ignorando as disposições do EC8. Esta classe é recomendada para zonas de baixa sismicidade.

A classe DCM corresponde a estruturas projetadas para assegurar uma boa capacidade de dissipação de energia, sendo estas estruturas dimensionadas segundo os dispostos do EC8.

A classe DCH corresponde a estruturas projetadas para assegurar uma elevada capacidade de dissipação de energia, sendo estas estruturas dimensionadas segundo regras do EC8, mais exigentes do que a classe anterior.

5.6. Coeficiente de Comportamento

O coeficiente de comportamento, q , é um coeficiente que reduz os esforços obtidos através de uma análise linear para ter em conta a resposta não linear de uma estrutura, que está associado ao material estrutural, ao sistema estrutural e aos procedimentos de projeto. Este é utilizado para ter em conta a capacidade de dissipação de energia.

No cálculo das ações sísmicas o valor coeficiente de comportamento a considerar poderá ser até 1,5, independentemente do sistema estrutural e da regularidade em planta. É o caso das estruturas localizadas em zonas de baixa sismicidade classificadas com ductilidade baixa (DCL).

Tratando-se de estruturas de ductilidade média (DCM) ou alta (DCH), o valor do coeficiente de comportamento é calculado segundo e Cl. 5.2.2.2 (1) do EC8, através da seguinte expressão:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad (5.7)$$

Em que:

q_0 – Valor base do coeficiente de comportamento, que é em função do tipo de sistema estrutural e da regularidade em altura;

k_w – Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O valor do coeficiente, q_0 , para edifícios regulares em altura para os vários tipos de estruturas é apresentado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Valor do coeficiente de comportamento (q_0) para edifícios regulares em altura.

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, Sistema misto ou sistema de paredes acopladas	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistema de paredes não acopladas	3,0	4,0 α_u/α_1
Sistema torsionalmente flexível	2,0	3,0
Sistema de pendulo invertido	1,5	2,0

Para edifícios classificados como não regulares em altura, o valor de q_0 , deverá ser reduzido em 20% e os valores dos fatores α_u e α_1 apresentados na tabela anterior são definidos da seguinte forma (Cl. 5.2.2.2 (4) do EC8):

- α_1 – Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;
- α_u – Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada para formar rótulas plásticas num número de seções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. Este coeficiente poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear global.

No caso de edifícios classificados como regulares em planta e o fator de majoração α_u/α_1 não tiver sido avaliado através de um cálculo explícito, poder-se-á utilizar os valores apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Fator de majoração α_u/α_1 .

Tipo estrutural		α_u/α_1
Sistema porticado ou sistema misto equivalentes a pórticos	Edifício de um só piso	1,1
	Edifícios de vários pisos, pórticos com um só tramo	1,2
	Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos	1,3
Sistema de paredes ou sistemas mistos equivalentes a paredes	Sistemas de paredes unicamente com duas paredes não acopladas em cada direção horizontal	1
	Outros sistemas de paredes	1,1
	Sistemas mistos equivalentes a paredes ou sistemas de paredes acopladas	1,2

O coeficiente, k_w , determina-se da seguinte forma:

- Para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes:

$$k_w = 1,00 \quad (5.8)$$

- Para sistemas de paredes, sistemas equivalentes a paredes e sistemas torsionalmente flexíveis:

$$0,5 \leq k_w = \frac{(1+\alpha_0)}{3} \leq 1 \quad (5.9)$$

Em que:

α_0 - Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural.

O coeficiente α_0 calcula-se pela seguinte equação:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (5.10)$$

Em que:

h_{wi} – Altura da parede i;

l_{wi} – Comprimento da secção da parede i.

5.7. Conceção estrutural do edifício

Apresenta-se a seguir a conceção estrutural para o edifício em estudo.

5.7.1. Princípios básicos de conceção

A estrutura em estudo vai de encontro com os princípios básicos de conceção definidos anteriormente.

5.7.2. Elementos sísmicos primários e secundários

Todos os elementos estruturais que se encontram acima da cave são classificados como elementos sísmicos primários com exceção dos pilares P7 e P16. Os elementos estruturais localizados na cave são classificados como elementos sísmicos secundários (Figura 5.1).

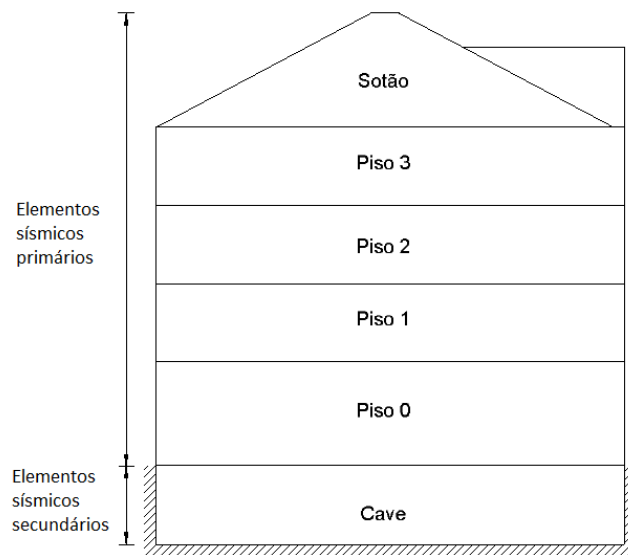


Figura 5.1 – Elementos sísmicos primários e secundários.

Os elementos sísmicos primários foram dimensionados de acordo com os dispostos no EC8 para resistirem a ação sísmica e os elementos sísmicos secundários foram dimensionados com a função de suportar as forças gravíticas quando sujeitos a deslocamentos devidos as situações de projeto sísmico mais desfavoráveis.

No entanto, neste projeto por existir somente uma cave (onde os elementos são dimensionados como elementos sísmicos secundários), optou-se por dimensionar os pilares da cave pelo EC8 tendo em conta a resistência a ação sísmica, tal como, os pilares sísmicos primários.

5.7.3. Regularidade em planta

Para classificar o edifício quanto à sua regularidade em planta, tendo em conta as condições definidas anteriormente no ponto 5.3.1 do presente capítulo, efetuaram-se os seguintes cálculos seguintes:

Determinação do centro de rigidez e do centro de massa

Para o cálculo do centro de massa considerou-se apenas a contribuição dos elementos sísmicos primários, ou seja, todos os estruturais acima da cave rígida tal como se demonstra na Figura 5.2 (massa que participa).

Para o cálculo do centro de rigidez, considerou-se apenas os elementos sísmicos primários verticais, isto porque, a da contribuição dos elementos horizontais é ínfima, incapaz de causar grandes alterações no valor das coordenadas do centro de rigidez.

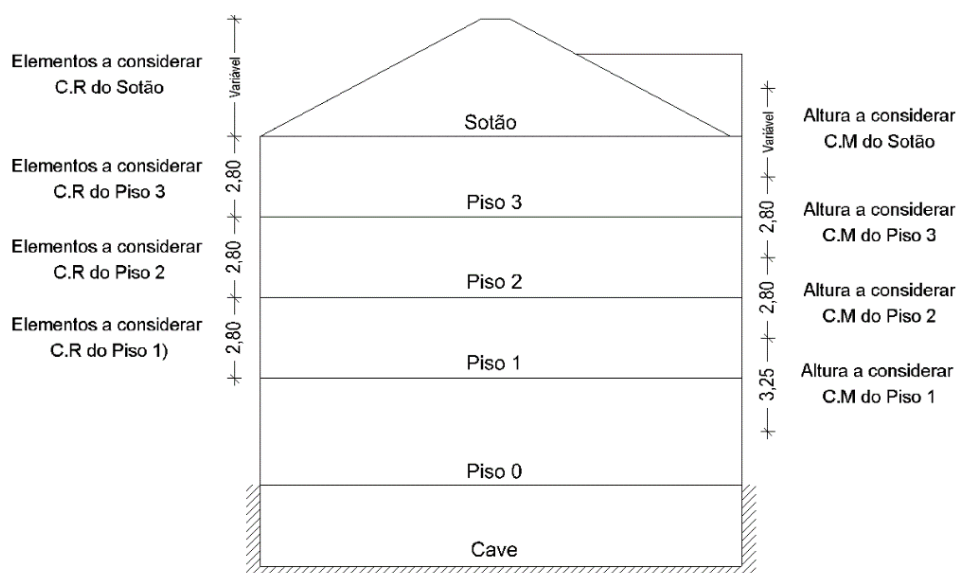


Figura 5.2 – Representação das alturas a considerar no cálculo do C.M e do C.R.

Aplicando as expressões (5.4) e (5.5) obteve-se os valores das coordenadas do centro de massa e o centro de rigidez, apresentados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Coordenadas do centro de massa e do centro de rigidez ao nível de cada piso.

Piso	Coordenadas do Centro de Massa		Coordenadas do Centro de Rigidez	
	$X_{C.M}$ [m]	$Y_{C.M}$ [m]	$X_{C.R}$ [m]	$Y_{C.R}$ [m]
1	8,39	8,49	10,18	12,93
2	8,37	8,46	10,18	12,93
3	8,37	8,46	10,18	12,93
Sótão	8,37	8,71	7,55	12,40

Nota: O cálculo detalhado do centro de massa e do centro de rigidez encontra no Anexo 2.

Na Figura 5.3 faz-se a representação do centro de massa e centro de rigidez dos pisos 1,2 e 3.

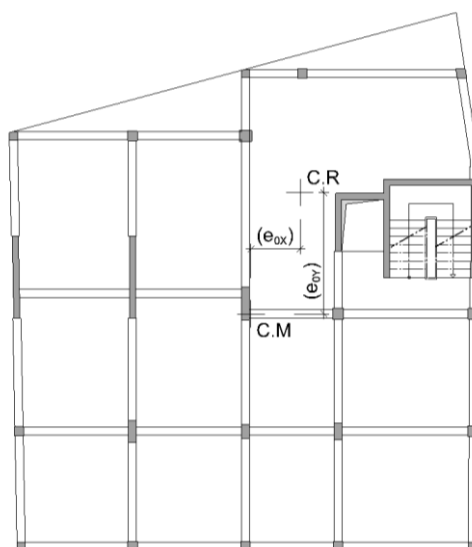


Figura 5.3 – Centro de massa e centro de rigidez dos pisos correntes.

Verificação da Esbelteza

A esbelteza do edifício foi determinada através da expressão (5.1), e cumpre o requisito exigido tal como demonstra a Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Verificação da esbelteza do edifício.

Maior Dimensão em planta [m]	Menor Dimensão em planta [m]	λ [m]	$\lambda \leq 4$
19,63	16,72	1,17	Verifica

Determinação do raio de giração

Tal como referido anteriormente o raio de giração determina-se através da seguinte expressão:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (5.11)$$

Em que:

m - Massa do piso;

I_p - Momento polar de inércia.

O momento polar de inércia determina-se pela seguinte expressão:

$$I_p = \rho \times \left[\frac{a \times b^3}{12} + \frac{a^3 \times b}{12} \right] = \frac{m}{12} \times (a^2 + b^2) \quad (5.12)$$

Em que:

m - Massa do piso;

a e b- Corresponde às dimensões do edifício em planta;

ρ – Massa correspondente à carga quase permanente do edifício.

Aplicando as expressões (5.11) e (5.12) determina-se os valores do momento polar de inércia e do raio de giração para cada piso, respetivamente.

Tabela 5.6 – Determinação do momento polar de inércia e valores do raio de giração.

Piso	Determinação do momento polar de inércia				Raio de giração
	Massa [ton]	a [m]	b [m]	I_p [ton.m ²]	I_s [m]
1	478,34	17,44	16,39	22832,37	6,91
2	470,12	17,44	16,39	22439,95	6,91
3	464,95	17,44	16,39	22193,11	6,91
Sótão	505,06	17,44	16,39	24107,75	6,91

Verificação do raio de torção

O raio de torção é determinado pela seguinte expressão:

$$\begin{cases} r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}} \\ r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \end{cases} \quad (5.13)$$

Para a determinação da rigidez lateral e a rigidez de torção, aplicou-se no modelo de cálculo automático (SAP2000) e ao nível de cada piso, forças de 1000 kN nas direções X e Y, e momentos de 1000 kN.m segundo o eixo Z, no centro de rigidez. Com a aplicação dessas forças obteve-se o valor dos deslocamentos e através da expressão (5.14) determinou-se a rigidez lateral nas duas direções e a rigidez de torção, determinando-se de seguida os valores do raio de torção através da expressão (5.14).

$$K = \frac{F}{d} \quad (5.14)$$

Em que:

K – Rigidez lateral ou rigidez de torção;

F – Força ou momento aplicado no centro de rigidez;

d – Deslocamento ou rotação do piso.

Na Tabela 5.7 apresentam-se os valores dos deslocamentos obtidos através do modelo de cálculo (SAP2000).

Tabela 5.7 – Deslocamentos nas direções x e y e rotação no eixo z.

Piso	U _x [m]	U _y [m]	R _z [Rad]
1	0,0011100	0,0004906	0,0000149
2	0,0019100	0,0012700	0,0000349
3	0,0029100	0,0025300	0,0000606
Sótão	0,0041900	0,0054200	0,0000932

E nas Tabelas seguintes apresentam-se os valores os valores da rigidez lateral, da rigidez de torção e do raio de torção e a verificação do raio de torção.

Tabela 5.8 – Valores da rigidez lateral nas direções x e y e do raio de torção.

Piso	Rigidez Lateral		Rigidez de Torção	Raio de Torção	
	K _x [kN/m]	K _y [kN/m]	K _θ [kN/rad]	r _x [m]	r _y [m]
1	900900,90	2038320,42	66979236,44	5,73	8,62
2	523560,21	787401,57	28694404,59	6,04	7,40
3	343642,61	395256,92	16515276,63	6,46	6,93
Sótão	238663,48	184501,85	10726161,11	7,62	6,70

Tabela 5.9 – Verificação do raio de torção.

Piso	r_x [m]	r_y [m]	l_s [m]	$r_x \geq l_s$	$r_y \geq l_s$
1	5,73	8,62	6,91	Não verifica	Verifica
2	6,04	7,40	6,91	Não verifica	Verifica
3	6,46	6,93	6,91	Não verifica	Verifica
Sótão	7,62	6,70	6,91	Verifica	Não verifica

Verificação da excentricidade estrutural

Com os valores das coordenadas dos centros de massa e de rigidez determinados anteriormente foi possível efetuar o cálculo da excentricidade estrutural ao nível dos pisos através das expressões (5.15) e (5.16), obtendo-se os valores apresentados na

Tabela 5.10.

Aplicando a expressão (5.2) fez-se a verificação da excentricidade estrutural apresentada na Tabela 5.11.

$$e_{ox} = X_{C.R} - X_{C.M} \quad (5.15)$$

$$e_{oy} = Y_{C.R} - Y_{C.M} \quad (5.16)$$

Tabela 5.10 – Excentricidade estrutural ao nível de cada piso.

Piso	Excentricidade estrutural	
	e_{ox} [m]	e_{oy} [m]
1	1,79	4,44
2	1,81	4,46
3	1,81	4,46
Sótão	0,81	3,69

Tabela 5.11 – Verificação da excentricidade estrutural ao nível dos pisos.

Piso	$0,3.r_x$ [m]	$0,3.r_y$ [m]	$e_{ox} \leq 0,3.r_x$	$e_{oy} \leq 0,3.r_y$
1	1,72	2,59	Não verifica	Não verifica
2	1,81	2,22	Verifica	Não verifica
3	1,94	2,08	Verifica	Não verifica
Sótão	2,29	2,01	Verifica	Não verifica

Considerando os resultados da Tabela 5.9, e da Tabela 5.11, pode-se concluir que a estrutura é irregular em planta.

5.7.4. Regularidade em Altura

O edifício em estudo não cumpre um dos requisitos anteriormente indicados no ponto 5.7.4, no entanto foi classificado como sendo regular em altura.

Nota: De acordo com o EC8 a irregularidade em altura faz com que haja uma redução de 20% do coeficiente de comportamento.

5.7.5. Classificação do Sistema Estrutural

Para classificar o sistema estrutural do edifício fez-se uma análise da sua resistência às solicitações sísmicas.

No modelo de cálculo aplicou-se uma força horizontal de 2000 kN em ambas as direções ortogonais X e Y do piso acima da cave rígida por forma a avaliar a força de corte basal do edifício em ambas as direções. Com isso, obtiveram-se os valores das reações de todas as paredes da estrutura, e com a soma desses valores conclui-se que o sistema estrutural é um Sistema Parede, isto porque, as paredes garantem em aproximadamente 90% a resistência do edifício.

Apresentam-se na Tabela 5.12, os valores da resistência das paredes à força de corte basal.

Tabela 5.12 – Resistência das paredes à força de corte basal.

Parede	V_x [kN]	V_y [kN]
PB.1	4,278	102,948
PB.2	19,911	488,950
PB.3	15,140	241,451
PB.4	365,837	3,455
PB.5	25,712	551,445
PB.6	1358,984	5,577
PB.7	25,712	430,584
Σ	1815,574	1824,410
%	90,78	91,22

5.7.6. Classes de Ductilidade

Tal como já foi referido no Capítulo 3, o edifício é classificado com uma classe de ductilidade média, ou seja, é uma estrutura projetada para assegurar uma boa capacidade de dissipação de energia.

5.7.7. Coeficiente de Comportamento

Para determinar o coeficiente de comportamento da estrutura em estudo é necessário determinar os valores dos coeficientes q_0 e k_w .

Sendo a estrutura classificada com um sistema estrutural do tipo paredes não acoladas, e com a classe de ductilidade DCM, através da Tabela 5.2 apresentada anteriormente, obtém-se um valor de $q_0=3,0$ e o coeficiente, k_w , obtém-se através da expressão (5.9) apresentada anteriormente.

Aplicando a expressão (5.10) determina-se os valores do coeficiente α_0 , apresentados na Tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Características das paredes estruturais e valores do coeficiente α_0 .

Parede	h_{wi} [m]	l_{wi} [m]	α_0
PB.1	12,10	3,00	5,39
PB.2	14,49	3,00	
PB.3	16,00	2,12	
PB.4	16,00	1,55	
PB.5	16,00	2,12	
PB.6	12,10	2,96	
PB.7	12,10	3,60	
Σ	98,79	18,35	

Com o valor do coeficiente, α_0 , determina-se através da expressão (5.9), o valor do coeficiente k_w .

$$k_w = \frac{(1+5,39)}{3} = 2,13 \quad (5.17)$$

Como se pode observar na expressão anterior, o valor de k_w não pertence ao intervalo regulamentar, compreendido entre 0,5 à 1,0. Para que se possa aplicar os dispostos do regulamento, EC8, assume-se que é igual a 1,0.

Desta forma é possível determinar o valor do coeficiente de comportamento, aplicando a expressão (5.7).

$$q = 3 \times 1 = 3 \geq 1,5 \quad (5.18)$$

Sendo a estrutura anteriormente classificada como uma estrutura irregular em planta e regular em altura pode-se adotar as simplificações da Tabela 5.1, ou seja, utiliza-se um modelo espacial.

CAPÍTULO 6 – ANÁLISE ESTRUTURAL

Após o pré-dimensionamento dos elementos que constituem a estrutura do edifício e da classificação do sistema estrutural, é necessário efetuar uma análise estática e dinâmica dos esforços da estrutura. Para tal recorreu-se a um programa de cálculo automático, modelando a estrutura com objetivo de analisar os esforços a que esta está sujeita.

O presente capítulo tem como propósito descrever o processo de modelação e a análise estrutural.

A análise estrutural do edifício foi realizada, tendo em conta o disposto na Cl. 4.3.3.1 (2)P do EC8, onde se optou por fazer a avaliação estrutural recorrendo ao método de análise modal por espectro de resposta, uma vez que este é aplicável a todos os tipos de edifício. Na aplicação desse método foi utilizado um modelo elástico linear da estrutura e o espectro de resposta definido no ponto 3.3.3 do Capítulo 3. Para efetuar esta análise, recorreu-se ao programa de cálculo automático em elementos finitos, SAP2000, versão 18. Este permite determinar os esforços a que a estrutura está sujeita e efetuar os cálculos das armaduras necessárias para a verificação de segurança da mesma.

6.1. Modelação da estrutura

O modelo estrutural do edifício procura representar adequadamente a distribuição de rigidez e massa para que todos os modos de deformação significativos e as forças de inércia fossem devidamente representados, tendo em conta a ação sísmica considerada (Cl. 4.3.1 (1) do EC8). Na Figura que se segue apresenta-se o modelo da estrutura feito no SAP2000.

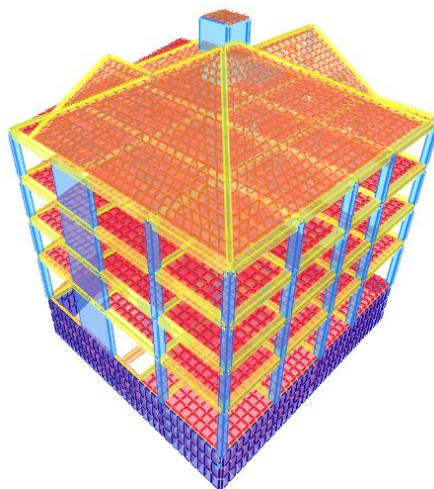


Figura 6.1 – Modelo da estrutura (SAP2000).

Nos pontos seguintes descreve-se o processo de modelação da estrutura, assim como as simplificações adotadas para que o comportamento do modelo seja o mais aproximado possível da realidade. Nesse processo teve-se em conta a Cl. 4.3.1 do EC8.

6.1.1. Definição dos materiais e modelação dos elementos estruturais

Para conceber o modelo estrutural no programa de cálculo foi necessário definir os materiais e as secções dos elementos estruturais. Os materiais foram definidos tendo em conta as características do projeto anteriormente referidas, já as secções tiveram por base o pré-dimensionamento.

Foram definidos dois tipos de elementos estruturais:

- elementos de barras (*frame*) - os elementos de barras consistem em elementos finitos de 2 nós;
- elementos de casca (*Shell*) - os elementos de casca são elementos finitos com 4 nós

Cada nó apresenta 6 graus de liberdade (3 de translação e 3 de rotação).

Paredes, pilares e vigas

Estes elementos foram introduzidos no modelo como elementos do tipo “*frame*”. Apresentam uma redução em 50% da rigidez elástica de flexão e de esforço transversal nas duas direções, para contabilizar o efeito da fendilhação (C.4.3.1 (6) e (7) do EC8). No caso das vigas não se considerou a resistência à torção.

Na Figura 6.2 faz a representação dos elementos modelados com a opção “*frame*” (piso tipo)

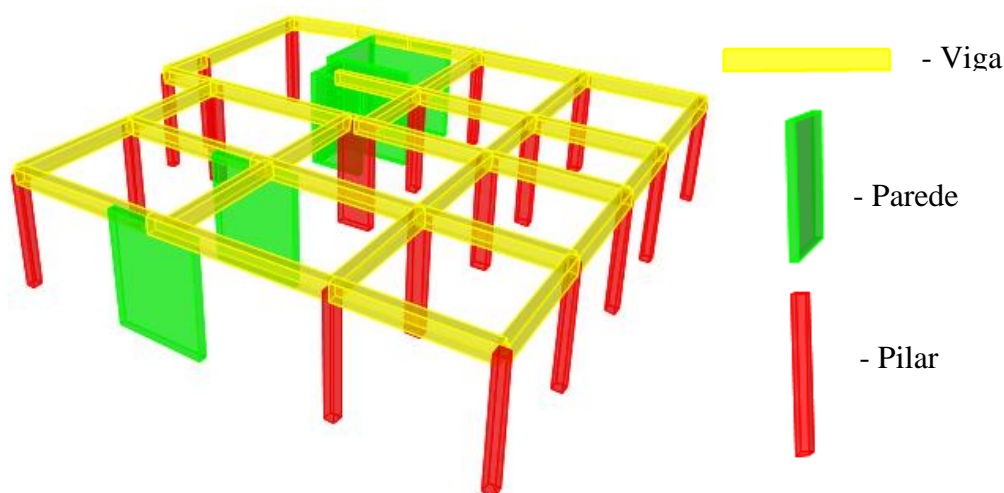


Figura 6.2 – Representação das vigas, paredes e pilares do piso tipo.

Paredes do núcleo

Estes elementos também foram introduzidos no modelo como “frames”. Encontram-se ligados entre si pelos nós resultantes dos centros geométricos de cada elemento utilizando a opção “Body-Constraints”. Esta opção faz com que as paredes do núcleo sejam rígidas, comportando-se como um todo.

Lajes

As lajes foram modeladas com elementos de casca na opção “Shell- thick”, que tem em conta o efeito do esfoço transversal, obtendo assim valores mais precisos. Encontram-se discretizadas em elementos com dimensões na ordem dos $0,5 \times 0,5 \text{ m}^2$, para obter resultados mais exatos.

Na componente de torção M12, considerou-se um valor próximo de zero para ter esforços apenas nas duas direções principais, X e Y, isto porque as lajes estão sujeitas maioritariamente a esforços de flexão.

De acordo com a Cl.4.3.1 (4) do EC8, as lajes dos pisos foram modeladas como diafragmas, ou seja, pisos rígidos indeformáveis no seu plano, constituindo um sistema resistente às cargas verticais e horizontais.

Apresenta-se na Figura 6.3, um exemplo de modelação da laje do teto da cave.

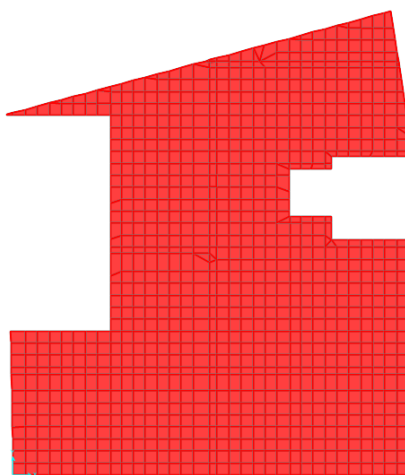


Figura 6.3 – Exemplo da modelação da laje do teto da cave.

A laje da cobertura também foi modelada no SAP2000 (Figura 6.4).

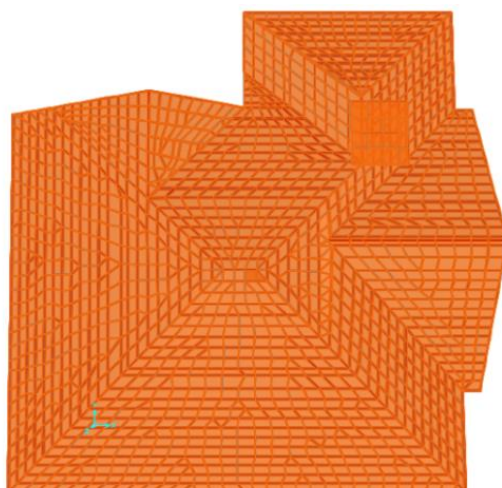


Figura 6.4 – Modelação da laje de cobertura.

Escadas

As escadas não foram introduzidas no modelo global da estrutura. Para contabilizar as suas ações e simular a sua existência, introduziu-se em cada piso uma laje com uma espessura equivalente à da escada, sob cargas resultantes de modelos de cálculo simplificados.

Apresenta-se na Figura 6.5, um exemplo de modelação da laje das escadas.

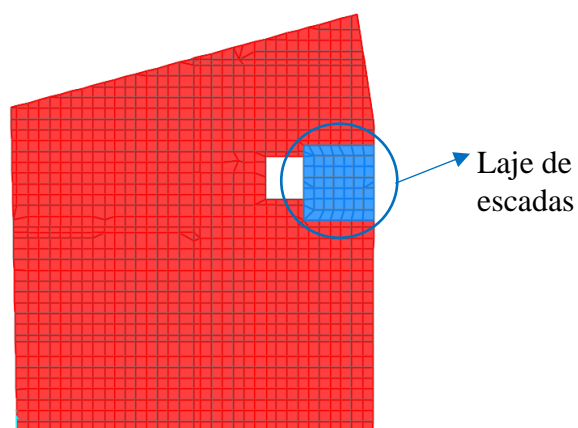


Figura 6.5 – Representação da laje equivalente às escadas (Piso 0,1,2 e 3).

Muros de suporte

No caso dos muros de suporte fez-se uma modelação similar à efetuada nas lajes, utilizando-se igualmente elementos de casca do tipo “*Shell-thick*” e uma discretização dos elementos com dimensões na ordem dos 0,5x 1,0 m².

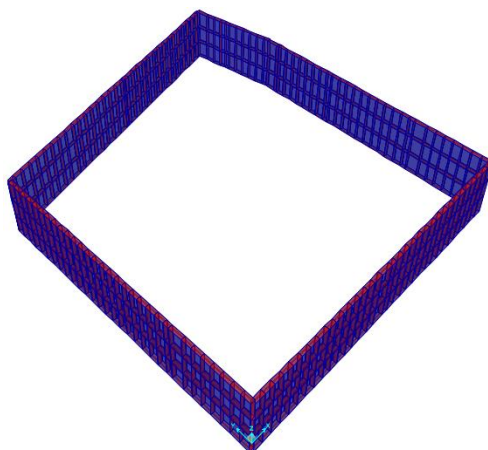


Figura 6. 6 – Muros de suporte modelados com elementos “*Shell*”.

6.1.2. Definição das condições de apoio

Após a modelação dos elementos estruturais, definiu-se as condições de apoio dos elementos verticais. Na base das paredes e dos pilares foram introduzidos apoios fixos, permitindo que os esforços de flexão sejam transmitidos às vigas de fundação, obtendo assim os esforços axiais corretos para o cálculo das sapatas.

6.1.3. Definição das ações e combinação de ações

A consideração do peso próprio é feita de forma automática no programa de cálculo. As restantes cargas permanentes e as sobrecargas foram introduzidas no modelo como cargas uniformemente distribuídas. Como os valores das sobrecargas são diferentes para as diferentes zonas de ocupação do edifício, procedeu-se à introdução dessas cargas conforme a referente zona de ocupação. Nas vigas de bordo considerou-se as cargas introduzidas pelas paredes exteriores.

Para considerar o efeito da ação sísmica no modelo de cálculo foi definido o espectro de resposta de cálculo. Dito isto, definiu-se as diferentes combinações de ações para uma posterior análise estrutural.

6.1.4. Validação das dimensões dos elementos estruturais (pilares)

Após os passos acima referidos, torna-se necessário validar as dimensões atribuídas na fase de pré-dimensionamento. Para isso, verificou se a taxa de armadura era inferior a 4%.

Em alguns pilares houve a necessidade de alterar as seções, aumentando a área destas.

6.2. Análise modal por espectro de resposta

De acordo com o EC8, este tipo de análise pode ser utilizado em qualquer edifício, independentemente da regularidade deste.

Tal como referido anteriormente, este método de análise implica que os efeitos da ação sísmica sejam calculados contabilizando os modos de vibração da estrutura. Assim sendo, e segundo a Cl.4.3.3.1 (2) P do EC8, na análise modal por espectro de resposta devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura.

Para que este requisito seja cumprido é necessário a satisfação de uma das seguintes condições:

- A soma das massas modais efetivas para os modos considerados representa, no mínimo, 90% da massa total da estrutura;
- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% da massa total são considerados.

No caso em que os requisitos acima referidos não possam ser satisfeitos, o que acontece em edifícios com uma significativa contribuição de modos de torção, deverá considerar-se um número mínimo de modos de vibração que satisfaçam as seguintes condições:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (6.1)$$

$$T_k \leq 0,20 \quad (6.2)$$

Em que:

k – Número mínimo 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.

Após a introdução do espectro de resposta de cálculo no modelo, fez-se uma análise modal, obtendo assim os valores de participação modal apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Valores dos períodos e da participação modal.

Modo	Período [s]	U _x [%]	U _y [%]	R _z [%]	∑ U _x [%]	∑ U _y [%]	∑ R _z [%]
1	0,58969	20,847	28,408	9,276	20,847	28,408	9,276
2	0,44148	29,535	26,123	0,079	50,382	54,53	9,355
3	0,31415	0,342	4,015	45,274	50,724	58,545	54,628
4	0,16545	3,353	0,07	0,885	54,077	58,615	55,514
5	0,11911	0,178	6,31	0,709	54,255	64,925	56,222
6	0,11584	0,361	7,771	0,709	54,616	72,696	56,931
7	0,09657	0,001833	0,023	0,168	54,618	72,719	57,1
8	0,09209	0,006341	0,086	9,76E-06	54,624	72,805	57,1
9	0,09002	0,051	0,152	1,317	54,675	72,957	58,416
10	0,08740	0,128	0,688	7,834	54,803	73,645	66,251
11

Da Tabela 6.1 e de acordo com os requisitos da Cl.4.3.3.3.1 (2) P do EC8, foram utilizados 50 modos de vibração (ver Anexo 3) para a análise dinâmica da estrutura e verificou-se que esses modos não foram suficientes para mobilizar pelo menos 90% da massa estrutural.

De acordo com a Cl.4.3.3.3.1 (5) do EC8 deve-se considerar uma análise espacial com um número mínimo de modos (k), que satisfazem as condições prescritas na referida cláusula (expressões 6.1 e 6.2).

6.2.1. Combinação de respostas modais

Segundo a Cl.3.2.2.1 (3), a ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta.

Neste projeto foi utilizado a Combinação Quadrática Completa (CQC) como combinação modal garantido assim melhores resultados, pois considera o efeito da correlação entre os diversos modos.

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} \times E_{Ei} \times E_{Ej}} \quad (6.3)$$

6.2.2. Combinação direcional

De acordo com a Cl.4.3.3.5.1 do EC8, as componentes horizontais da ação sísmica atuam em simultâneo e a combinação dessas componentes pode ser considerada de várias formas. Para este projeto considerou-se a combinação quadrática SRSS (Square Root of Sum of Squares), ou seja, o valor máximo de cada efeito da ação na estrutura devido às duas componentes horizontais da ação sísmica é calculado pela raiz quadrada dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal.

A expressão (6.4) representa a combinação quadrática SRSS.

$$E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (6.4)$$

Em que:

E_{Edx} – Esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal X;

E_{Edy} – Esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal Y.

6.2.3. Efeitos de Torção Acidental

Na incerteza da localização das massas e da variação do movimento sísmico, a Cl. 4.3.2 (1) do EC8 define que o centro de massa, anteriormente calculado para cada piso, deve ser deslocado em 5%, em cada direção, em relação à sua posição nominal, calculada através da seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (6.5)$$

Em que:

e_{ai} – Excentricidade acidental 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.

Na Tabela 6.2, apresentam-se os valores das excentricidades acidentais calculadas para cada piso.

Tabela 6.2 – Valores das excentricidades acidentais de cada piso.

Piso	$L_{i,x}$ [m]	$L_{i,y}$ [m]	$e_{ai,x}$ [m]	$e_{ai,y}$ [m]
1	16,72	17,58	0,836	0,879
2	16,72	17,58	0,836	0,879
3	16,72	17,58	0,836	0,879
Sótão	16,72	17,58	0,836	0,879

Segundo a Cl.4.3.3.3.3 (1) do EC8, sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, como é o caso deste projeto, os efeitos acidentais de torção referidos anteriormente podem ser considerados através da envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de momentos torsores ao nível de cada piso. A determinação do momento torsor é dada pela seguinte expressão:

$$M_{ai} = e_{ai} \cdot F_i \quad (6.6)$$

Em que:

M_{ai} – Momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i;

e_{ai} – Excentricidade acidental da massa do piso i;

F_i – Força horizontal atuando no piso i.

A força horizontal atuante em cada piso é determinada através da seguinte expressão:

$$F_i = F_b \times \frac{Z_i \times m_i}{\sum Z_j \times m_j} \quad (6.7)$$

Em que:

F_b – Força de corte sísmica na base obtida pela expressão (6.7);

Z_i, Z_j – Alturas das massas m_i e m_j acima do nível de aplicação da ação sísmica;

A força de corte sísmica na base é dada pela seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad (6.8)$$

Em que:

$S_d(T_1)$ – Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 , onde o T_1 é o período de vibração fundamental na direção considerada;

m – Massa total do piso acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida;

λ – Fator de correção, cujo valor é igual a: $\lambda=0,85$ se $T_1 \leq 2 T_C$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou $\lambda=1,0$ nos outros casos.

Recorrendo ao modelo de cálculo constatou-se que os dois primeiros modos de vibração correspondem a modos de vibração fundamentais segundo as direções principais x e y. Assim sendo, recorrendo ao espectro de cálculo obtêm-se as seguintes acelerações espectrais.

Tabela 6.3 – Valores dos períodos de vibração fundamentais e respectivas acelerações espectrais.

Direção	T ₁ [s]	T _C [s]	S _d (T ₁) [m/s ²]
Y	0,438	0,6	0,677
X	0,594	0,6	0,677

Aplicando a expressão (6.7), determina-se os valores da força de corte basal nas duas direções X e Y, apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Valores das forças de corte na base.

m [ton]	λ	F _{b,x} [kN]	F _{b,y} [kN]
1918,48	0,85	1103,45	1103,45

Nota: O cálculo detalhado da massa total do edifício acima da cave rígida encontra-se no Anexo 2.

Na Tabela 6.4, pode-se observar que os valores das forças de corte basal são iguais para as direções X e Y, devendo-se isto ao facto dos valores das acelerações espectrais também serem iguais para ambas as direções, porque as ordenadas pertencem ao troço do espectro de cálculo onde as acelerações são constantes.

Tendo os valores das forças de corte basal, determina-se através da expressão (6.8) os valores das forças horizontais atuantes em cada piso para as direções X e Y. Esses valores encontram-se na tabela seguinte:

Tabela 6.5 – Determinação dos valores das forças horizontais de cada piso.

Piso	m _i [ton]	z _i [m]	F _{b,x} [kN]	F _{b,y} [kN]	z _i .m _i	∑ z _j .m _j	F _{i,x} [kN]	F _{i,y} [kN]
1	478,34	3,70	1103,45	1103,45	1769,87	15260,98	127,97	127,97
2	470,12	6,50			3055,80		220,95	220,95
3	464,95	9,30			4324,04		312,65	312,65
Sótão	505,06	12,10			6111,26		441,88	441,88

Assim sendo, determina-se através da expressão (6.6) os valores dos momentos torsores nas direções X e Y. O valor do momento torsor aplicado em cada piso foi determinado pela soma dos quadrados dos momentos torsores nas duas direções. Apresentam-se na Tabela 6.6 os valores dos momentos torsores.

Tabela 6.6 – Valores dos momentos torsores nas direções X e Y e momentos torsores aplicados em cada piso.

Piso	$M_{ai,x}$ [kN.m]	$M_{ai,y}$ [kN.m]	M_{ai} [kN.m]
1	112,48	107,00	155,24
2	194,20	184,74	268,03
3	274,80	261,41	379,28
Sótão	388,39	369,45	536,04

6.2.4. Cálculo dos deslocamentos devido à ação sísmica

Uma vez que foi efetuada uma análise linear, segundo a Cl.4.3.4 do EC8, os valores dos deslocamentos devido a ação sísmica podem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da expressão simplificada (6.9).

$$d_s = q_d \times d_e \quad (6.9)$$

Em que:

d_s – Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica;

q_d – Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , salvo caso contrário;

d_e – Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Assim, na Tabela 6.7 apresentam-se os valores dos deslocamentos determinados ao nível de cada piso no centro de rigidez e os deslocamentos devidos à ação sísmica.

Tabela 6.7 – Valores dos deslocamentos devidos à ação sísmica.

Piso	q_d	$d_{e,x}$ [m]	$d_{e,y}$ [m]	$d_{s,x}$ [m]	$d_{s,y}$ [m]
1	3,0	0,00124	0,00087	0,00372	0,00260
2		0,00201	0,00172	0,00603	0,00516
3		0,00251	0,00259	0,00753	0,00777
Sótão		0,00282	0,00415	0,00846	0,01245

6.2.5. Efeitos de 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem são efeitos desfavoráveis de eventuais imperfeições geométricas, e de desvios da posição das cargas. Estes efeitos ocorrem, principalmente, devido a ação sísmica e são contabilizados se a deformação da estrutura for elevada. Para que não se considere esse efeito é necessário que a expressão (6.10) verifique.

$$\theta = \frac{P_{tot} \times d_r}{V_{tot} \times h} \leq 0,10 \quad (6.10)$$

Em que:

θ – Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;

P_{tot} – Carga gravítica total devida aos pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmico;

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;

V_{tot} – Força de corte sísmica total no piso considerado;

h – Altura entre pisos.

Na Tabela 6.8 apresentam-se os valores das cargas gravíticas e das forças de corte sísmica e os valores dos coeficientes de sensibilidade calculados para cada piso, assim como a verificação do efeito de segunda ordem.

Tabela 6.8 – Determinação do coeficiente de sensibilidade.

Piso	h [m]	P_{tot} [kN]	$V_{tot,x}$ [kN]	$V_{tot,y}$ [kN]	Θ_x	Θ_y	$\Theta_x \leq 0,1$	$\Theta_y \leq 0,1$
1	3,7	18820,29	1103,45	1103,45	0,0171	0,0120	Verifica	Verifica
2	2,8	14127,74	975,48	975,48	0,0119	0,0133	Verifica	Verifica
3	2,8	9515,84	754,53	754,53	0,0068	0,0118	Verifica	Verifica
Sótão	2,8	4954,67	441,88	441,88	0,0037	0,0187	Verifica	Verifica

Tal como se pode observar na tabela anterior, os valores dos coeficientes de sensibilidade são inferiores a 0,1, logo não se consideram os efeitos de segunda ordem.

CAPÍTULO 7 - DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

Neste capítulo apresenta-se o dimensionamento dos diferentes elementos que compõem a estrutura. O dimensionamento faz-se com base nos critérios de dimensionamento estipulados nos Eurocódigos 2 e 8 e com recurso ao programa de cálculo automático SAP 2000. Este deve ser realizado por forma a garantir a verificação da segurança relativamente aos Estados Limites, impostos pelo EC0, em que: Os Estados limites Últimos estão associados ao colapso ou outras formas de rotura que possam comprometer a segurança das pessoas e bens; os Estados Limites de Utilização estão associados a danos de menor gravidade, que comprometem apenas o funcionamento da estrutura, bem como o aspeto e o conforto das pessoas.

7.1. Aspetos gerais de Dimensionamento

De acordo com o EC2 e EC8, no dimensionamento dos elementos estruturais deve ter-se em conta os limites máximos e mínimos das armaduras e, na pormenorização desses elementos, respeitar as regras construtivas, tais como:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínima entre varões;
- Diâmetros mínimos de dobragem de varões;
- Comprimento de amarração dos varões;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimentos de emenda de armaduras.

7.1.1. Recobrimento das armaduras

O recobrimento de armaduras é a espessura de betão que envolve a armadura da secção dos elementos estruturais.

De acordo com a Cl.4.4.1.1 do EC2, deverá ser garantido, tanto na betonagem como nos cálculos e desenhos, um recobrimento designado como recobrimento nominal (c_{nom}). Este valor é determinado através da seguinte expressão:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (7.1)$$

Em que:

c_{min} – Recobrimento mínimo; nominal;

Δc_{dev} – Margem de cálculo para as tolerâncias de execução.

O recobrimento mínimo das armaduras, c_{min} , deve assegurar a necessária proteção contra a corrosão do aço, uma eficiente transmissão das forças entre as armaduras e o betão e uma adequada resistência ao fogo. O seu valor máximo é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$c_{min} = \text{máx} \{c_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,sdd}; 10\text{mm}\} \quad (7.2)$$

Em que:

$c_{min,b}$ – Recobrimento mínimo para requisitos de aderência;

$c_{min,dur}$ – Recobrimento mínimo relacionado com as condições ambientais;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – Margem de segurança;

$\Delta c_{dur,st}$ – Redução do recobrimento mínimo no caso de ser utilizado aço inoxidável;

$\Delta c_{dur,add}$ - Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional.

Se não forem indicadas outras especificações, o EC2 preconiza que os parâmetros $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$, podem tomar o valor zero. O valor do $c_{min,b}$, é igual ao diâmetro do varão.

Para adotar o valor do $c_{min,b}$, é necessário analisar as condições ambientais a que a estrutura estará exposta após a execução e atribuir uma classe de exposição ambiental aos elementos estruturais.

A estrutura do presente projeto localiza-se numa região relativamente próxima da Costa, o que implicaria, segundo o Quadro 4.1 do EC2, a adoção de classes de exposição ambiental do tipo XS1 (elementos expostos ao sal transportado pelo ar, mas não em contacto direto com a água do mar) para os elementos estruturais acima na fundação e XS2 (elementos permanentemente submersos) para os elementos da fundação. Resultando, assim, num recobrimento de 4,5 cm para os elementos acima da fundação e 5cm para os elementos de fundação. Mas, tendo em conta que o edifício encontra-se ainda afastado da costa, recorreu-se ao manual “*Estruturas de Betão, Volume I*” do Engenheiro Júlio Appleton, onde se refere que essas classes devem ser utilizadas para edifícios localizados a menos de 20 metros da costa.

Com base nisto, optou-se por utilizar as classes descritas na Tabela 7.1, diminuindo assim os valores dos recobrimentos.

Tabela 7.1 – Classes de exposição ambiental.

Elementos estruturais	Classe de exposição	Descrição do ambiente
Pilares, Paredes, Vigas e Lajes	XC1	Seco ou permanentemente húmido
Sapatas, Vigas de Fundação e Muros de Suporte	XC2	Húmido, raramente seco

Na Tabela 7.2 apresenta-se os valores dos recobrimentos adotados para o presente projeto.

Tabela 7.2 – Valores dos recobrimentos adotados.

Elementos estruturais	Classe de exposição	Classe de resistência do betão	Diâmetro dos varões	$c_{min,b}$ [mm]	$c_{min,dur}$ [mm]	c_{min} [mm]	Δc_{dev}	c_{nom} [mm]	$c_{nom,adotado}$ [mm]
Pilares, Paredes, Vigas e Lajes	XC1	C30/37	8	25	15	25	10	35	35
			10						
			12						
			16						
			20						
			25						
Sapatas, Vigas de Fundação e Muros de Suporte	XC2	C30/37	8	25	25	25	10	35	40
			10						
			12						
			16						
			20						
			25						

7.1.2. Distância entre varões

De acordo com a Cl.8.2 do EC2, os varões devem ter uma distância mínima entre si, que deverá permitir uma betonagem e compactação adequada, certificando boas condições de aderência. Esta distância é determinada através da seguinte expressão:

$$d_{min} = \max\{k_1 \times \emptyset; d_g + k_2; 20\text{mm}\} \quad (7.3)$$

Em que:

d_{min} – Distância mínima entre varões;

k_1 – Igual a 1mm;

k_2 – Igual a 5mm;

\emptyset – Diâmetro do varão em mm;

d_g – Dimensão máxima do agregado, admite-se 20 mm.

Aplicando a expressão anterior, e tendo em conta que o diâmetro máximo utilizado nesse projeto é de 25 mm, obteve-se o seguinte valor para a distância mínima entre varões:

$$d_{\min} = \text{máx}\{1 \times 25; 20 + 5; 20\text{mm}\} = 25\text{mm} \quad (7.4)$$

7.1.3. Diâmetros mínimos de dobragem de varões

O diâmetro mínimo de dobragem de um varão deverá ser limitado evitando assim, o aparecimento de fendas nos varões e roturas no betão onde os varões apresentam as suas curvaturas.

De acordo com a Cl.8.3 do EC2, o diâmetro mínimo de dobragem de varões é determinado através da seguinte expressão:

$$\phi_{m,\min} = \begin{cases} 4\phi & \text{se } \phi \leq 16\text{mm} \\ 7\phi & \text{se } \phi > 16\text{mm} \end{cases} \quad (7.5)$$

Em que:

$\phi_{m,\min}$ – Diâmetro mínimo de dobragem de varões;

ϕ – Diâmetro do varão.

Aplicando a expressão anterior, determina-se os valores dos diâmetros mínimos de dobragem de varões, apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Diâmetros mínimos de dobragem de varões.

Φ [mm]	$\Phi_{m,\min}$ [mm]
8	32
10	40
12	48
16	64
20	140
25	175

7.1.4. Comprimento de amarração dos varões

O comprimento de amarração, l_{bd} , é o prolongamento dos varões, necessário para que haja transmissão das forças de aderência destes para o betão. Esse prolongamento pode ser reto ou curvo, quando curvo pode incluir gancho ou cotovelo com as características geométricas indicadas, dependendo da capacidade de aderência dos varões ao betão e do tipo de esforços a que estes são submetidos.

De acordo com as cláusulas Cl.8.4.3 e Cl.8.4.4 do EC2, é necessário um comprimento de amarração que deve ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões, logo o comprimento de amarração determina-se através das seguintes expressões:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (7.6)$$

$$l_{b,rqd} = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (7.7)$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (7.8)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (7.9)$$

$$l_{b,min} = \begin{cases} \text{máx} \{0,3l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} - \text{amarrações de varões traccionados} \\ \text{máx} \{0,6l_{b,rqd}; 10\emptyset; 100\text{mm}\} - \text{amarrações de varões comprimidos} \end{cases} \quad (7.10)$$

Em que:

α_1 – Coeficiente relacionado com a forma dos varões admitindo um recobrimento adequado;

α_2 - Coeficiente relacionado com o efeito do recobrimento mínimo do betão;

α_3 – Coeficiente relacionado com o efeito da cintagem das armaduras transversais;

α_4 – Coeficiente relacionado com a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração;

α_5 - Coeficiente relacionado com o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendilhação ao longo do comprimento de amarração;

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração e referência;

$l_{b,min}$ - Comprimento de amarração mínimo;

\emptyset - Diâmetro do varão;

σ_{sd} – Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir do qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd} – Tensão de rotura da aderência;

η_1 – Coeficiente relacionado com as condições de aderência e com a posição do varão durante a betonagem;

η_2 – Coeficiente relacionado com o diâmetro do varão;

f_{ctd} – Valor de cálculo da resistência do betão à tração.

α_{ct} – Coeficiente relacionado com efeitos de longo prazo na resistência à tração e com efeitos desfavoráveis. Valor recomendado $\alpha_{ct} = 1,0$;

$f_{ctk,0,05}$ – Representa 5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão;

γ_c – Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, $\gamma_c = 1,5$.

De acordo com a Cl.8.4.2 do EC2, para condições de boa aderência o valor do coeficiente η_1 é igual a 1,0. Neste caso, como o varão máximo a ser utilizado é de 25mm, implica que o valor do coeficiente η_2 seja igual a 0,7. O valor da tensão de rotura do betão à compressão, $f_{ctk,0,05}$ (C30/37) = 2 mPa.

Aplicando as expressões (7.8) e (7.9) chega-se ao valor da tensão de aderência (f_{bd}), apresentado na Tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Tensão de rotura da aderência.

η_1	η_2	α_{ct}	$f_{ctk,0,05}$	γ_c	f_{ctd} [mPa]	f_{bd} [mPa]
1,0	0,7	1	2	1,5	1,33	2,10

Admita-se que o valor de cálculo da tensão na secção do varão (σ_{sd}) é igual à tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado (f_{yd}), ou seja, $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ mPa.

Aplicando a expressão (7.7), determina-se os valores dos comprimentos de amarração de referência ($l_{b,rqd}$), apresentados na Tabela 7.5.

Tabela 7.5 – Comprimentos de amarração de referência.

Φ [mm]	σ_{sd} [mPa]	$l_{b,rqd}$ [mm]
8	435	0,41
10		0,52
12		0,62
16		0,83
20		1,04
25		1,29

Os valores dos comprimentos de amarração mínimo ($l_{b,min}$), calculados através da expressão (7.10), encontra-se na Tabela 7.6.

Tabela 7.6 – Comprimentos de amarração mínimos.

Φ [mm]	10Φ [mm]	100 [mm]	$0,3.l_{b,rqd}$ [m]	$0,6.l_{b,rqd}$ [m]	$l_{b,min}$ [m]	
					Varões tracionados	Varões comprimidos
8	80	100	0,12	0,25	0,12	0,25
10	100		0,16	0,31	0,16	0,31
12	120		0,19	0,37	0,19	0,37
16	160		0,25	0,50	0,25	0,50
20	200		0,31	0,62	0,31	0,62
25	250		0,39	0,78	0,39	0,78

Os parâmetros α_1 , α_2 , α_3 , α_4 e α_5 , são definidos no quadro 8.2 do EC2. Admite-se de uma forma conservativa os valores apresentados na Tabela 7.7, para os parâmetros referidos anteriormente.

Determina-se através da expressão (7.6) os comprimentos de amarração de cálculo, apresentados na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 – Comprimentos de amarração de cálculo.

Φ [mm]	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	l_{bd} [mm]	$l_{bd} \geq l_{b,min}$	$l_{bd,adotado}$ [mm]
8	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,29	Verifica	0,3
10						0,36	Verifica	0,4
12						0,44	Verifica	0,5
16						0,58	Verifica	0,6
20						0,73	Verifica	0,7
25						0,91	Verifica	0,9

7.1.5. Amarração de armaduras transversais

De acordo com a Cl.5.6.1 do EC8 para as cintas utilizadas como armaduras transversais em vigas, paredes e pilares, deve utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de $10d_{bw}$.

Em pilares, se o esforço normal para a situação de projeto sísmico for de tração, os comprimentos de amarração determinados pelo EC2 devem ser aumentados em 50%.

7.1.6. Comprimento de emenda de armaduras

O comprimento de emenda de armaduras é responsável pela transmissão de esforços dos varões dentro do betão, e pode ser efetuado por soldadura, dispositivos mecânicos e por sobreposição de varões.

De acordo com a Cl.8.7 do EC2, as sobreposições além de garantirem as transmissões de esforços entre varões, deve evitar que haja destacamento do betão na vizinhança das emendas, e ainda evitar ocorrência de fendas largas que prejudicam o desempenho estrutural.

O comprimento de emenda (l_0), segundo a Cl.8.7.3 do EC2, determina-se através das seguintes expressões:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (7.11)$$

$$l_{0,min} \geq \text{máx} \{0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200\text{mm}\} \quad (7.12)$$

Em que:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ e α_5 – São os coeficientes definidos no ponto 7.1.4 do presente projeto;

α_6 – Coeficiente relacionado com percentagem de varões emendados;

$l_{b,rqd}$ - Comprimento de amarração e referência;

$l_{0,min}$ - Comprimento de emenda mínimo;

\emptyset - Diâmetro do varão.

Os parâmetros $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ e α_5 assumem os mesmos valores definidos no ponto 7.1.4, e para o parâmetro α_6 , assumiu-se o valor 1,5 de acordo com o quadro 8.3 do EC2.

Aplicando as expressões (7.11) e (7.12), determina-se os valores dos comprimentos de emenda mínimo $l_{0,min}$, e dos comprimentos de emenda l_0 , respetivamente. Esses valores encontram-se apresentados na Tabela 7.8 e Tabela 7.9.

Tabela 7.8 – Comprimentos de emenda mínimos.

Φ [mm]	α_6	$0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$ [m]	15Φ [mm]	200 [mm]	$l_{0,min}$ [m]
8	1,5	0,19	120	200	0,20
10		0,23	150		0,23
12		0,28	180		0,28
16		0,37	240		0,37
20		0,47	300		0,47
25		0,58	375		0,58

Tabela 7.9 – Comprimentos de emenda adotados.

Φ [mm]	α_1	α_2	α_3	α_5	α_6	l_0 [mm]	$l_{breq} \geq l_{0,min}$	$l_{0,adotado}$ [mm]
8	1,0	1,0	1,0	1,0	1,5	0,62	Verifica	0,6
10						0,78	Verifica	0,8
12						0,93	Verifica	0,9
16						1,24	Verifica	1,25
20						1,55	Verifica	1,55
25						1,94	Verifica	1,95

7.2. Estados Limites Últimos

A verificação aos Estados limites Últimos faz-se para cada elemento estrutural de acordo com as regras de dimensionamento impostas pelos Eurocódigos 2 e 8. Após as verificações faz-se as pormenorizações das secções de cada elemento, especificando a armadura adotada.

7.2.1. Dimensionamento das lajes

O edifício é constituído por lajes vigadas maciças, ou seja lajes que apoiam em vigas. Estas lajes têm a função de transmitir os esforços às vigas, que posteriormente conduzem esses esforços aos pilares, sendo estes sucessivamente encaminhados às fundações.

Todas as lajes do edifício têm 20 cm de espessura, com exceção da laje de cobertura e da laje de escadas que têm uma espessura de 15 cm. São todas armadas nas duas direções x e y, tendo por base os esforços obtidos no modelo de cálculo.

7.2.1.1. Área mínima e máxima de armadura

De acordo com a Cl.9.2.1.1 do EC2, as quantidades de armaduras mínimas e máximas, que devem existir em lajes, são dadas pelas seguintes expressões:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (7.13)$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \times A_c \quad (7.14)$$

Em que:

$A_{s,min}$ – Área de armadura mínima;

$A_{s,max}$ – Área de armadura máxima;

f_{ctm} - Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples;

f_{yk} - Valor característico da tensão de cedência à tração do aço;

b_t – Largura média da zona tracionada, nas lajes considera-se igual a 1 porque as armaduras são representadas por metro;

d – Altura útil da secção.

Aplicando as expressões (7.13) e (7.14), determina-se os valores das áreas de armadura mínima e armadura máxima para as lajes, apresentadas na Tabela 7.10.

Tabela 7.10 – Áreas de armaduras mínimas e máximas para as lajes.

Laje	e [m]	b [m]	A _c [m ²]	f _{ctm} [mPa]	f _{yk} [mPa]	c [m]	d [m]	A _{s,min} [cm ² /m]	A _{s,max} [cm ² /m]
Rampa	0,20	1,00	0,20	2,90	500	0,035	0,17	2,49	80
Pisos	0,20		0,20				0,17	2,49	80
Escadas	0,15		0,15				0,12	1,73	60
Cobertura	0,15		0,15				0,12	1,73	60

7.2.1.2. Espaçamento máximo entre varões

Na Cl.9.3.1.1 (3), o EC2 estipula os valores de espaçamento máximo entre varões. O valor do espaçamento máximo, $S_{\max,slabs}$, determina-se através das seguintes expressões:

- Para armaduras principais: $S_{\max,slabs} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm}$ (7.15)

- Para armaduras de distribuição: $S_{\max,slabs} = 3,5 \times h \leq 450 \text{ mm}$ (7.16)

Nas zonas de laje onde se preveja a aplicação de cargas concentradas ou nas zonas de momento máximo, os espaçamentos máximos passam a ser:

- Para armaduras principais: $S_{\max,slabs} = 2 \times h \leq 250 \text{ mm}$ (7.17)

- Para armaduras de distribuição: $S_{\max,slabs} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm}$ (7.18)

Em que h representa a espessura da laje.

Os espaçamentos (armaduras principais e de distribuição) utilizados neste projeto cumprem os limites regulamentares.

7.2.1.3. Armadura junto aos apoios

Segundo a Cl.9.3.1.2 (1), nas lajes simplesmente apoiadas, metade da armadura calculada para o vão deverá ser prolongada até ao apoio e aí deve ser amarrada, utilizando o comprimento de amarração anteriormente calculado.

7.2.1.4. Armadura de bordo livre

De acordo com a Cl.9.3.1.4 do EC2, ao longo dos bordos livres, a laje deverá ter armaduras longitudinais e transversais dispostas em geral tal como se indica na Figura 7.1.

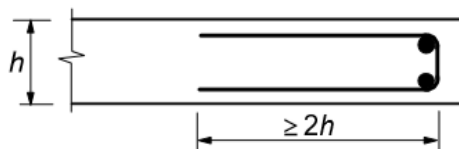


Figura 7.1 – Armaduras de bordo livre numa laje [Adaptado do EC2].

Em que h é a altura da laje.

7.2.1.5. Verificação ao estado limite último de flexão

A verificação da segurança das lajes ao estado limite último de flexão é feita com auxílio do programa de cálculo automático, verificando-se as condições indicadas anteriormente, e em conformidade com as normas do EC2.

Para obtenção dos esforços das lajes, considerou-se no programa de cálculo, pisos isolados, em que a análise é feita nas duas direções, para todos os pisos.

Para a obtenção dos esforços para o dimensionamento das lajes, além de isolar o piso, introduziu-se restrições nas zonas de apoio (pilares, paredes e muros de suporte).

No caso do piso da cave, para além de introduzir as restrições nas zonas de apoio, foi colocado o valor das cargas equivalentes dos pilares nos nós correspondentes, para obter valores mais reais (Figura 7.2).

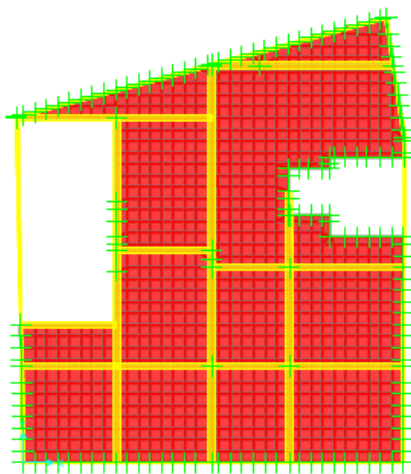


Figura 7.2 – Laje da cave modelada como piso isolado.

Em todas as lajes admitiu-se a utilização de uma malha na face inferior de $\emptyset 8//0,20$ que corresponde a uma área efetiva de $2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$. Nas zonas onde esta armadura não é suficiente de modo a garantir a segurança ao estado limite último de flexão, complementa-se com uma armadura de reforço, compatibilizando os espaçamentos.

Nas faces superiores das lajes fez-se a pormenorização das armaduras tendo em conta o valor obtido no programa de cálculo automático, com exceção da laje do teto da cave e da cobertura, em que se utiliza uma malha de $\emptyset 8//0,20$ e os devidos reforços. A malha superior nessas lajes deve-se o facto destas estarem ligadas as paredes da cave.

Em todas as zonas tracionadas (face superior dos apoios) admitiu-se uma área de armadura cujo o comprimento do varão é 25% do comprimento do vão. Admitiu-se ainda armaduras transversais de distribuição correspondentes 20% da armadura principal.

7.2.1.6. Verificação ao estado limite último de esforço transverso

Relativamente à verificação da segurança das lajes ao estado limite último de esforço transverso o EC2 define as seguintes condições:

- Lajes com armadura de esforço transverso deverá ter uma espessura mínima de pelo menos 200mm;
- Nas regiões em que seja verificada a expressão (7.19), não é necessário o cálculo de armadura de esforço transverso (Cl.6.2.1 (3)):

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (7.19)$$

Em que:

V_{Ed} - Valor de cálculo do esforço transverso na seção considerada;

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

Quando se verifica a expressão (7.19), não é necessário armadura de esforço transverso devendo utilizar uma armadura mínima (Cl.9.2.2 do EC2). Esta armadura poderá ser omissa em elementos como lajes maciças, em que é possível a redistribuição transversal dos esforços (Cl.6.2.1 (4)).

- De acordo com a Cl.6.2.2 (1), para verificar a resistência de elementos que não requerem a armadura de esforço transverso, o valor do cálculo do esforço transverso resistente é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (7.20)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (7.21)$$

Em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c=1,5} = 0,12; \quad (7.22)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \times f_{cd} \text{ [d em mm]}; \quad (7.23)$$

$$k_1 = 0,15;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0,2 \times f_{cd}; \quad (7.24)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w} \leq 0,02; \quad (7.25)$$

$$v_{\min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}; \quad (7.26)$$

A_{sl} – Área da armadura de tração prolongada de um comprimento $\geq (l_{bd} + d)$ para além da seção considerada;

A_c – Área da seção transversal de betão [mm];

b_w – Menor largura da seção transversal na área tracionada;

N_{Ed} - Esforço normal na seção devido às ações aplicadas;

f_{ck} - Tensão de rotura do betão à compressão, em mPa;

$V_{Rd,c}$ - Esforço transversal resistente sem armadura de esforço transversal.

Através das expressões anteriores determina-se para o caso mais desfavorável, onde apenas se considera uma malha de Ø8//0,20, obteve-se os seguintes valores de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura específica para as lajes.

Tabela 7.11 – Valores de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura específica de esforço transversal.

e [m]	d [m]	b _w [m]	K	k ≤ 2,0	f _{ck} [mPa]	v _{min} [mPa]	A _{sl} [cm ² /m]	ρ ₁	V _{Rd,c} [kN/m]
0,20	0,17	1,0 0	2,10	Não verifica > k=2,0	30	0,54	2,51	0,015	141,51
0,15	0,15		2,15	Não verifica > k=2,0		0,54	2,51	0,017	132,80

Da análise do modelo de cálculo tridimensional conclui-se que nas lajes verifica-se a segurança ao estado limite último de esforço transversal, visto que os valores dos esforços transversos

atuantes são inferiores aos valores de cálculo do esforço transversal resistente sem armadura específica.

Nota: os diagramas com as áreas de armadura de cada piso encontra-se no Anexo 11.

7.2.2. Dimensionamento das Escadas

No dimensionamento das escadas optou-se por efetuar um modelo de cálculo manual, simples e independente do modelo global da estrutura. Os resultados deste modelo permite obter as armaduras para verificação dos estados limites últimos e de esforço transversal.

Apresenta-se na Figura 7.3 o modelo de funcionamento das escadas. Este está dividido em 3 bandas, sendo que as bandas 1 e 3 têm o mesmo tipo de funcionamento.

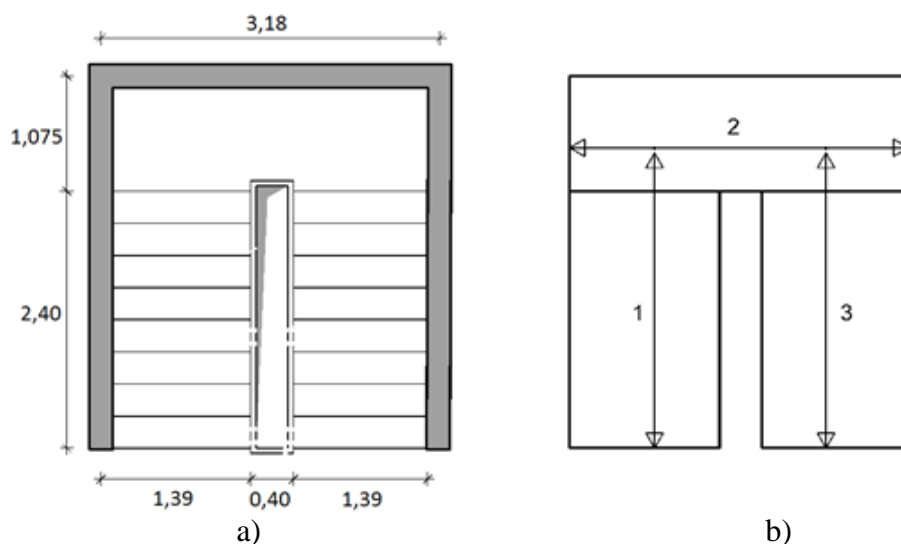


Figura 7.3 – Escadas: a) Vista em planta; b) Modelo de funcionamento.

Define-se então dois esquemas de cálculo para as escadas, representados na Figura 7.4.

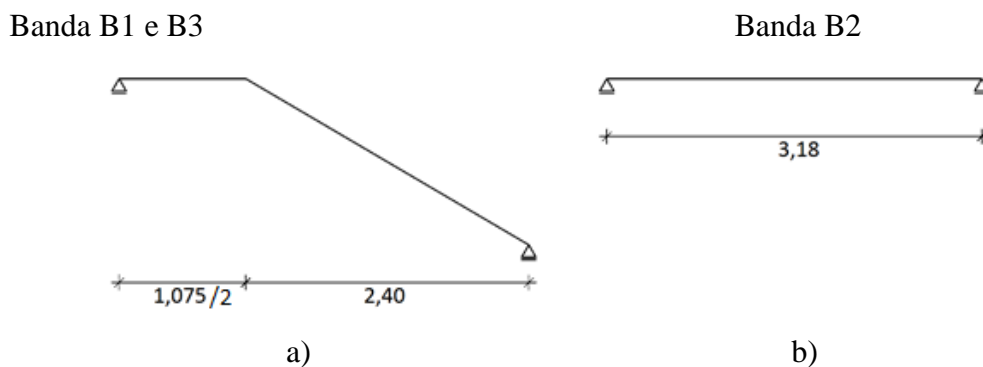


Figura 7.4 – Esquemas de cálculo das escadas: a) Bandas B1 e B3; b) Banda B2;

Na Figura 7.5 e na Tabela 7.12 apresentam-se os degraus das escadas e as respectivas as dimensões.

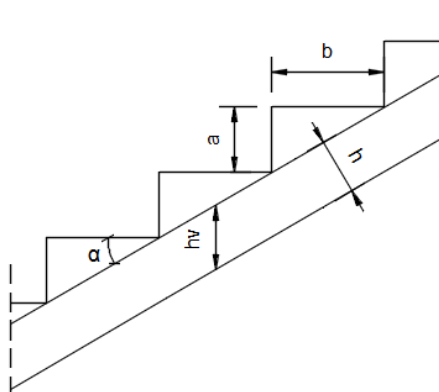


Figura 7.5 – Elementos que constituem as escadas.

Tabela 7.12 – Dimensões dos elementos que constituem as escadas.

a [m]	0,175
b [m]	0,3
h_v [m]	0,17
h [m]	0,15
α [°]	30,26

Em que:

α – Ângulo de inclinação da escada: $\alpha = \arct(a/b)$;

a – Altura do degrau;

b – Largura do degrau;

h – Espessura do lanço (ver o ponto 4.2.1 do Capítulo 4);

h_v – Espessura do lanço na vertical.

Para o dimensionamento das escadas também é necessário definir as cargas que nelas atuam.

Na Tabela 7.13 apresentam-se os valores das cargas atuantes nas escadas.

Tabela 7.13 – Cargas nas escadas.

Ações	Lanços [kN/m²]	Patins [kN/m²]
PP_{laje}	4,34	3,75
$PP_{degraus}$	2,19	–
$PP_{revestimento}$	1	1
$CP = PP_{laje} + PP_{revestimento} + PP_{degraus}$	7,53	4,75
SC	3	3

Em que:

PP_{laje} – peso próprio da laje (lanços ou patins):

$$PP_{\text{lanço}} = \frac{h}{\cos\alpha} \times \gamma_{\text{betão}} = \frac{0,15}{\cos(30,26)} \times 25 = 4,34 \text{ kN/m}^2 \quad (7.27)$$

$$PP_{\text{patins}} = h \times \gamma_{\text{betão}} = 0,15 \times 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \quad (7.28)$$

PP_{degraus} - Peso próprio dos degraus:

$$PP_{\text{degraus}} = \frac{a}{2} \times \gamma_{\text{betão}} = \frac{0,175}{2} \times 25 = 2,19 \text{ kN/m}^2 \quad (7.29)$$

CP – Carga permanente atuante nas escadas;

SC – Sobrecarga atuante nas escadas, definido no ponto 3.3.1.

As armaduras longitudinais e transversais das escadas obtêm-se através do valor máximo dos diagramas de momentos fletores dos modelos de cálculos anteriores. Determina-se de seguida os momentos máximos para cada caso.

Lanços das escadas

Na Figura 7.6, está representado o modelo para o dimensionamento dos lanços das escadas (bandas B1 e B3).

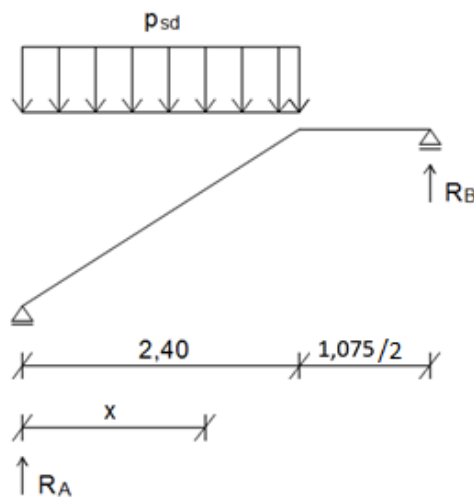


Figura 7.6 – Dimensionamento do lanço das escadas.

O p_{sd} representa o carregamento para a situação de carga mais desfavorável (combinação fundamental), e R_A e R_B , representam as reações nos apoios, determinados através das seguintes expressões:

$$P_{sd1} = P_{sd3} = CP \times \gamma_G + SC \times \gamma_Q = 7,53 \times 1,35 + 3,00 \times 1,5 = 14,66 \text{ kN/m}^2 \quad (7.30)$$

$$\sum M_A = 0 \Leftrightarrow R_B \times (2,40 + 1,075/2) - p_{sd} \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} = 0 \Leftrightarrow R_B = 14,37 \text{ kN/m} \quad (7.31)$$

$$\sum F_V = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B - p_{sd} \times 2,40 = 0 \Leftrightarrow R_A = 20,81 \text{ kN/m} \quad (7.32)$$

Escrevendo a expressão da lei de variação do esforço transversal, determina-se a incógnita x , e o valor do momento máximo.

$$V(x) = 20,81 - 14,66 \cdot x \quad (7.33)$$

$$V(x) = 0 \Leftrightarrow x = 1,42 \text{ m} \quad (7.34)$$

$$M(x) = 20,81 \cdot x - 14,66 \cdot \frac{x^2}{2} \quad (7.35)$$

$$M_{\max}(x = 1,42) = 20,81 \times 1,42 - 14,66 \cdot \frac{1,42^2}{2} = 14,77 \text{ kN.m} \quad (7.36)$$

Patins das escadas

Na Figura 7.7, está representado o modelo para o dimensionamento dos patins das escadas.

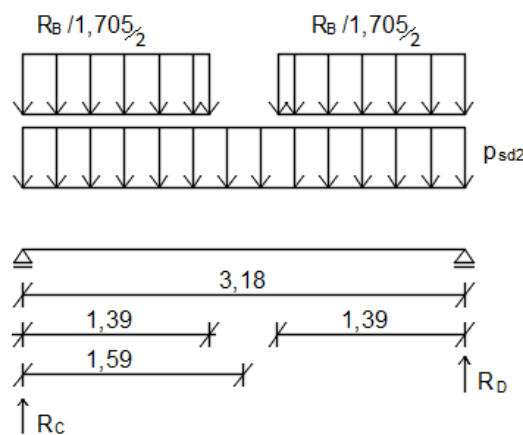


Figura 7.7 - Dimensionamento dos patins das escadas.

Em que:

$$P_{sd2} = CP \times \gamma_G + SC \times \gamma_Q = 4,75 \times 1,35 + 3,00 \times 1,5 = 10,91 \text{ kN/m}^2 \quad (7.37)$$

$$\frac{R_B}{1,075/2} = \frac{14,37}{1,075/2} = 6,68 \text{ kN/m}^2 \quad (7.38)$$

$$R_C = R_D = \frac{\frac{R_B}{1,075/2} \times 1,39 \times 2 + p_{sd2} \times 3,18}{2} = 26,64 \text{ kN/m} \quad (7.39)$$

$$\begin{aligned} M_{\max}(x = 1,59) &= +26,64 \times 1,59 - 10,91 \times \frac{1,59^2}{2} - 6,68 \times 1,39 \times \left(\frac{1,39}{2} + 0,2 \right) = \\ &= +20,25 \text{ kN.m} \end{aligned} \quad (7.40)$$

Calculados os momentos fletores máximos nos modelos considerados, determina-se as áreas de armadura longitudinal e transversal recorrendo às seguintes expressões:

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (7.41)$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \quad (7.42)$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \quad (7.43)$$

$$A_{s,d} = 0,2 \times A_s \quad (7.44)$$

$$A_{s,\min} = 0,26 \times \frac{f_{cd}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (7.45)$$

Em que:

A_s - Armadura paralela ao eixo longitudinal das escadas;

$A_{s,d}$ - Armadura perpendicular ao eixo longitudinal das escadas;

M_{\max} - Momento máximo;

μ - Momento fletor reduzido;

ω - Percentagem mecânica de armadura;

d – Altura útil.

Aplicando as expressões anteriores, obtêm-se os valores das armaduras para as escadas, apresentados na Tabela 7.14.

Tabela 7.14 – Valores de armadura adotada nas lajes de escadas.

M_{Ed} [kN.m/m]	μ	ω	$A_{s,\min}$ [cm ² /m]	A_s [cm ² /m]	Porm.	$A_{s,adot}$ [cm ² /m]	A_d [cm ² /m]	Porm.	$A_{d,adot}$ [cm ² /m]
+18,09	0,0684	0,0709	1,73	3,75	Φ10//0,20	3,93	0,79	Φ8//0,20	2,51
+20,25	0,0766	0,0797		4,22	Φ10//0,15	5,24	1,05	Φ8//0,20	2,51

7.2.3. Vigas

A viga é um elemento estrutural em que o vão é superior a 3 vezes a altura total da sua seção transversal, caso contrário deverá ser considerada como uma viga-parede. Esta tem um papel importante perante a ação sísmica e no funcionamento da estrutura, sendo que é responsável por sustentar as lajes e por transferir as cargas das lajes para as paredes e para os pilares.

Para o dimensionamento das vigas, recorreu-se ao EC2 e ao EC8, onde se encontram as disposições construtivas e as regras de dimensionamento das armaduras longitudinais e

transversais. Como exemplo apresentam-se os cálculos relativamente à viga V.2, V.3 e V.7 do teto do piso 1.

Na Figura 7.8 encontra-se representada uma vista em planta com as vigas exemplo e os respectivos pilares de ligação.

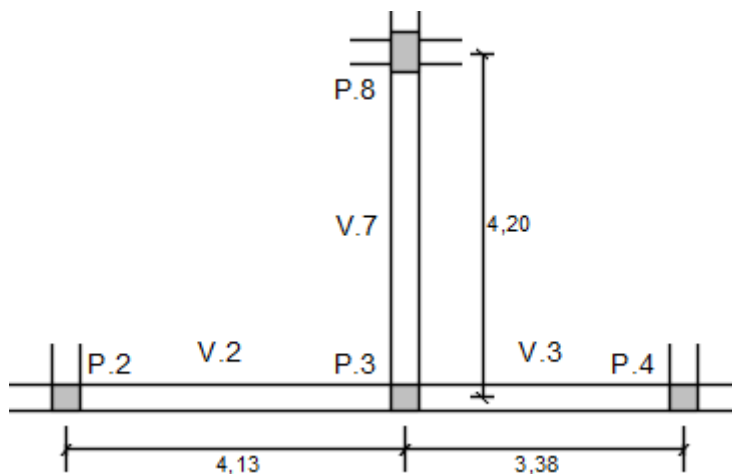


Figura 7.8 – Vista em planta das vigas exemplo.

Na Tabela 7.15, apresentam características das vigas exemplo.

Tabela 7.15 – Características das vigas exemplo.

Viga	b [m]	h [m]	L [m]	d [m]	A_c [m ²]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	f_{yk} [MPa]	f_{yd} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
V.2	0,30	0,50	4,13	0,45	0,15	30	20	500	435	2,9
V.3			3,38							
V.7			4,2							

7.2.3.1. Armadura longitudinal

De acordo com o EC2, a armadura longitudinal nas vigas deverá respeitar a armadura mínima e máxima que são dadas pelas expressões (7.13) e (7.14), mencionadas anteriormente no ponto 7.2.1.1 deste capítulo.

Deve-se também respeitar as seguintes condições de ductilidade local definidas no EC8:

- Nas zonas comprimidas deve ser colocada uma armadura de seção não inferior a metade da seção da armadura na zona tracionada, ou seja:

$$A_{s,comp} \geq 0,5 \times A_{s,tração} \quad (7.46)$$

Em que:

$A_{s,comp}$ – Armadura da zona comprimida;

$A_{s,tração}$ – Armadura da zona tracionada.

- Ao longo do comprimento de uma viga sísmica primária, a taxa de armadura na zona tracionada (ρ) não deve ser inferior a taxa de armadura mínima (ρ_{\min}), e se na zona tracionada existir uma laje, as armaduras da laje, paralelas à viga no interior da largura efetiva (b_{eff}), devem ser incluídas em ρ , por forma a satisfazer a seguinte condição:

$$\rho \geq \rho_{\min} \quad (7.47)$$

$$\rho = \frac{A_{s,\text{tração}}}{A_c} \quad (7.48)$$

Em que A_c é a área da seção transversal do betão.

- A taxa de armadura na zona tracionada (ρ) não deve exceder a taxa de armadura máxima (ρ_{\max}), ou seja:

$$\rho \leq \rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \times \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.49)$$

Em que:

μ_ϕ – Fator de ductilidade em curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ – Extensão de cedência do aço;

ρ' – Taxa de armadura na zona comprimida;

De acordo com a 5.2.3.4 (3) do EC8, o fator de ductilidade em curvatura determina-se pelas seguintes expressões:

$$\mu_\phi = 2 \times q_0 - 1 \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (7.50)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{T_c}{T_1} \quad \text{se } T_1 \leq T_c \quad (7.51)$$

Em que:

q_0 – Coeficiente de comportamento;

T_c - Período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro de resposta;

T_1 – Período fundamental do edifício.

Apresentam-se na Tabela 7.16, os valores referentes à armadura mínima e máxima calculada para as vigas.

Tabela 7.16 – Armadura mínima, taxa de armadura mínima e armadura máxima de flexão nas vigas.

Viga	$A_{s,\min}$ [cm ²] EC2	ρ_{\min} EC8	$A_{s,\min}$ [cm ²] EC8	$A_{s,\max}$ [cm ²]
V.2	2,03	0,0029	4,35	60,00
V.3				
V.7				

Uma vez que $T_1=0,59$ é menor que $T_c=0,6$ utilizou-se a expressão (7.51) e obteve-se o valor de μ_ϕ (Tabela 7.17).

Tabela 7.17 – Fator de ductilidade em curvatura nas vigas.

Direção	T_1 [s]	T_c [s]	q_0	μ_ϕ
y	0,59	0,6	3,0	5,04

Largura efetiva do banzo

A largura efetiva do banzo (b_{eff}) é a largura da laje que contribui para a resistência da viga. Esta largura é determinada de acordo com os tipos de pilares (interiores ou exteriores) que suporta as vigas, e a existência ou não de vigas transversais no nó de ligação viga-pilar, tal como indica a figura seguinte:

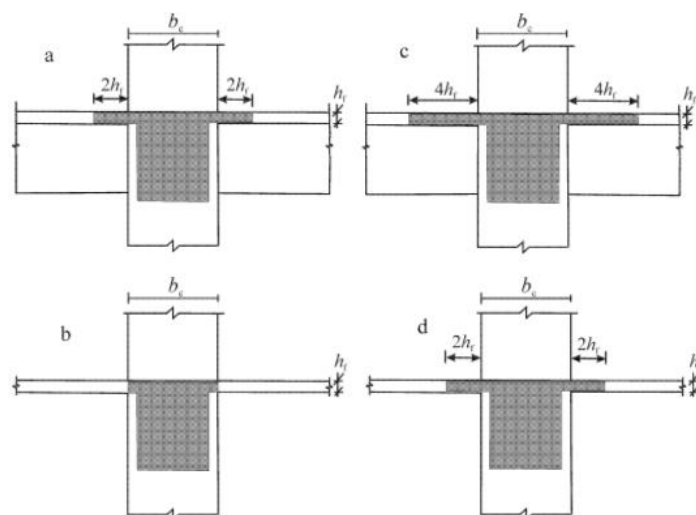


Figura 7.9 – Largura efetiva do banzo, b_{eff} , para vigas ligadas a pilares [EC8].

Em que:

- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, onde existe uma viga transversal de altura semelhante, em que, os valores das larguras devem ser aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga.
- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares exteriores, na ausência de viga transversal, em que, a largura efetiva do banzo, b_{eff} é igual a largura b_c do pilar.
- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, com a existência uma viga transversal de altura semelhante, em que, os valores das larguras devem ser aumentadas de $4h_f$ para cada lado da viga.
- Vigas sísmicas primárias ligadas a pilares interiores, na ausência de viga transversal, em que, os valores das larguras devem ser aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga.

Conhecidas as armaduras da laje, fez-se uma análise a cada viga exemplo e determinou-se a largura efetiva do banzo, assim como a área de armadura da laje que contribui para a resistência das vigas. Estes valores encontram-se na Tabela 7.18.

Tabela 7.18 – Larguras efetivas do banzo e respectivas áreas de armadura.

Viga	Secção	Pilar de ligação	b_c	h_f	b_{eff}	$A_{s\ laje}$ [cm ² /m]	$A_{s\ laje}$ [cm ²]
V.2	Inicial	P2	0,35	0,20	0,75	3,93	2,95
	Final	P3	0,35		0,75		2,95
V.3	Inicial	P3	0,35		0,75		2,95
	Final	P4	0,35		0,75		2,95
V.7	Inicial	P3	0,35		1,15		4,52
	Final	P8	0,30		1,90		7,47

Calculada a contribuição da armadura das lajes para os momentos resistente das vigas, retirou-se do programa de cálculo automático as áreas de armadura longitudinal necessária para resistir aos esforços de flexão e fez-se a pormenorização destas tal como indica na Tabela 7.19.

Tabela 7.19 – Armadura longitudinal adotada.

Viga	Secção	Face	$A_{s, modelo}$ [cm ²]	$A_{s, adotado}$ [cm ²]	
				Porm.	A_s [cm ²]
V.2	Inicial	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
	Meio vão	Superior	0,00	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
	Final	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
V.3	Inicial	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
	Meio vão	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
	Final	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
V.7	Inicial	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
	Meio vão	Superior	0,00	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03
	Final	Superior	4,08	3Φ16	6,03
		Inferior	4,08	3Φ16	6,03

Momento resistente nas vigas

No cálculo do momento resistente ($M_{Rb,d}$) considerou-se que todas as armaduras de flexão e de compressão encontram-se em cedência, com base no diagrama retangular (Método simplificado), determinaram-se os momentos resistentes. Este diagrama encontra-se representado na Figura 7.10.

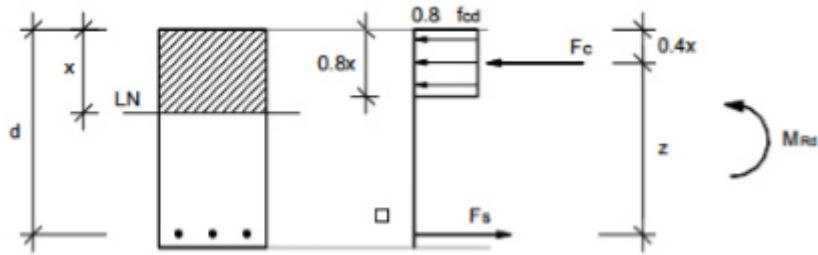


Figura 7.10 – Diagrama retangular [Folhas IST, Betão Estrutural].

Através do diagrama retangular chega-se as seguintes expressões para o cálculo do momento resistente:

$$M_{Rb,d} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4 \times x) \quad (7.52)$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (7.53)$$

Em que:

A_s – Área de armadura longitudinal de tração;

d – Distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e da fibra mais comprimida da secção;

x - Posição da linha neutra.

Aplicando as expressões (7.52) e (7.53), determinaram-se os valores dos momentos resistentes nas vigas, apresentados na Tabela 7.20.

Tabela 7.20 – Valores dos momentos resistentes nas vigas exemplo.

Viga	Secção	Face	$A_{s,total}$ [cm ²]	x [m]	$M_{Rb,d}$ [kN.m]
V.2	Inicial	Superior	8,98	0,08	162,64
		Inferior	8,98	0,08	162,64
	Meio vão	Superior	6,03	0,05	112,04
		Inferior	6,03	0,05	112,04
	Final	Superior	8,98	0,08	162,64
		Inferior	8,98	0,08	162,64
V.3	Inicial	Superior	8,98	0,08	162,64
		Inferior	8,98	0,08	162,64
	Meio vão	Superior	6,03	0,05	112,04
		Inferior	6,03	0,05	112,04
	Final	Superior	8,98	0,08	162,64
		Inferior	8,98	0,08	162,64
V.7	Inicial	Superior	10,55	0,10	188,50
		Inferior	10,55	0,10	188,50
	Meio vão	Superior	6,03	0,05	112,04
		Inferior	6,03	0,05	112,04
	Final	Superior	13,50	0,12	234,89
		Inferior	13,50	0,12	234,89

Tendo as armaduras longitudinais e verificações feitas relativamente aos momentos resistentes, faz-se então, a verificação ductilidade local definidos anteriormente no ponto 7.2.3.1 deste capítulo. Na Tabela 7.21, apresentam-se as verificações da ductilidade local.

Tabela 7.21 – Verificação da ductilidade local.

Viga	Secção	Face	$A_{s,total}$ [cm ²]	ρ'	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$\rho' \geq 0,5 \rho$	$\rho_{max} \geq \rho$	$\rho_{min} \leq \rho$
V.2	Inicial	Superior	8,98	0,006	0,006	0,0029	0,0135	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	8,98							
	Meio vão	Superior	6,03	0,004	0,004					
		Inferior	6,03							
	Final	Superior	8,98	0,006	0,006					
		Inferior	8,98							
V.3	Inicial	Superior	8,98	0,006	0,006	0,0029	0,0135	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	8,98							
	Meio vão	Superior	6,03	0,004	0,004					
		Inferior	6,03							
	Final	Superior	8,98	0,006	0,006					
		Inferior	8,98							
V.7	Inicial	Superior	10,55	0,007	0,007	0,0029	0,0146	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	10,55							
	Meio vão	Superior	6,03	0,004	0,004					
		Inferior	6,03							
	Final	Superior	13,50	0,009	0,009					
		Inferior	13,50							

Disposições construtivas

De acordo com a Cl.5.6.2.2 do EC8, para impedir possíveis roturas de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas (d_{bL}), deve ser limitado de acordo com as seguintes expressões:

- Nós viga-pilar interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0,8 \times v_d}{1 + 0,75 \times k_D \times \frac{\rho'}{\rho_{max}}} \quad (7.54)$$

- Nós viga-pilar exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0,8 \times v_d) \quad (7.55)$$

Em que:

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal;

h_c - largura do pilar medida paralelamente aos varões longitudinais;

k_D - fator que depende da classe de ductilidade, igual a 2/3 para a classe DCM;

ρ' - taxa de armadura de compressão que atravessa o nó viga/pilar;

ρ_{max} - taxa máxima de armadura;

γ_{Rd} - coeficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, igual a 1,0 para a classe DCM;

v_d - esforço normal reduzido no pilar.

Quando não é possível satisfazer as condições anteriores, para os nós viga-pilar exteriores porque a dimensão, h_c , do pilar, paralela aos varões, é muito pequena, pode-se utilizar disposições complementares para garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas, ilustradas na Figura 7.11.

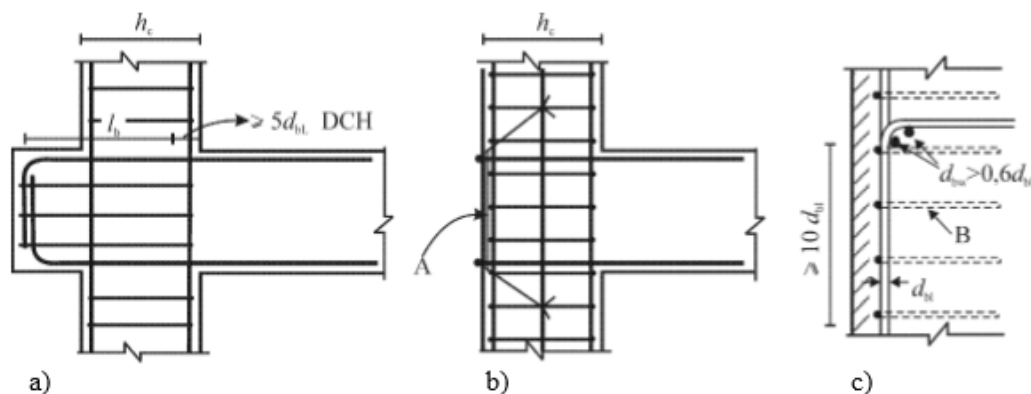


Figura 7.11 – Disposições complementares para amarração nos nós viga-pilar exteriores [EC8].

Em que:

- A viga ou a laje poderá ser prolongada horizontalmente sob a forma de tocos exteriores;
- Poderão utilizar-se varões com cabeça ou chapas de amarração soldadas à extremidade dos varões;
- Poderá adotar-se a dobragem a 90° dos varões longitudinais com um mínimo de $10d_{bl}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem.

Como as vigas exemplo encontram-se ligadas a pilares exteriores e interiores, utilizou-se as duas expressões, (7.54) e (7.55) para determinar os valores dos diâmetros dos ϕ_{long} admissíveis, apresentados na Tabela 7.22.

Tabela 7.22 - Diâmetros admissíveis para os varões longitudinais das vigas exemplos.

Viga	Secção	Pilar de ligação	Dimensões dos pilares		A_c [m ²]	h_c , pilar [m]	N_{Ed} [kN]	v_d	γ_{Rd}	$d_{bL,max}$ [mm]	$d_{bL,uso}$ [mm]
			Dim. x [m]	Dim. y [m]							
V.2	Inicial	P2	0,35	0,35	0,12	0,35	267,03	0,109	1	19	16
	Final	P3	0,35	0,35	0,12	0,35	279,89	0,114		19	16
V.3	Inicial	P3	0,35	0,35	0,12	0,35	279,89	0,114		19	16
	Final	P4	0,35	0,35	0,12	0,35	272,21	0,111		19	16
V.7	Inicial	P3	0,35	0,35	0,12	0,35	279,89	0,114		19	16
	Final	P7	0,30	0,50	0,15	0,50	384,67	0,128		28	16

7.2.3.2. Armadura transversal

Tal como a armadura longitudinal, o EC2 define na Cl.9.2.2, que a armadura transversal deverá ser limitada. Apresenta a seguir as expressões para a determinação da taxa de armadura mínima e a taxa de armadura de esforço transverso.

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \times \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (7.56)$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \times \text{sen}\alpha} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \text{sen}\alpha \quad (7.57)$$

Em que:

A_{sw} - Área de armadura de esforço transverso no comprimento s ;

b_w - Largura da alma do elemento;

α - Ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal ($\alpha = 90^\circ$);

ρ_w - Taxa de armadura de esforço transverso;

$\rho_{w,min}$ - Taxa de armadura mínima de esforço transverso;

s - Espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento.

Apresenta-se na Tabela 7.23, o valor da taxa de armadura mínima e armadura mínima de esforço transversal calculada para as vigas exemplo.

Tabela 7.23 – Taxa de armadura mínima e armadura mínima de esforço transversal.

Viga	$\rho_{w,min}$	$A_{s,min}$ [cm ²]
V.2	0,0009	1,31
V.3		
V.7		

De acordo com a Cl.9.2.2 do EC2 deve existir um espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal ($S_{l,max}$) e um espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos ($S_{t,max}$). Apresenta-se a seguir as equações que permite determinar esses espaçamentos:

$$s_{l,max} = 0,75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad (7.58)$$

$$s_{t,max} = 0,75 \times d \leq 600 \text{ mm} \quad (7.59)$$

Em que d é a altura útil da viga

O EC8 apresenta maior exigência na pormenorização das armaduras, por forma a garantir um confinamento adequado nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias define as seguintes restrições:

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

$$S = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24 \times d_{bw}; 225; 8 \times d_{bL} \right\} \quad (7.59)$$

Em que:

d_{bL} - Diâmetro mínimo dos varões da armadura longitudinal (em mm);

d_{bw} - Diâmetro dos estribos;

h_w - Representa a altura da viga (em mm).

- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50 mm da seção de extremidade da viga, tal como indica a figura que se segue.

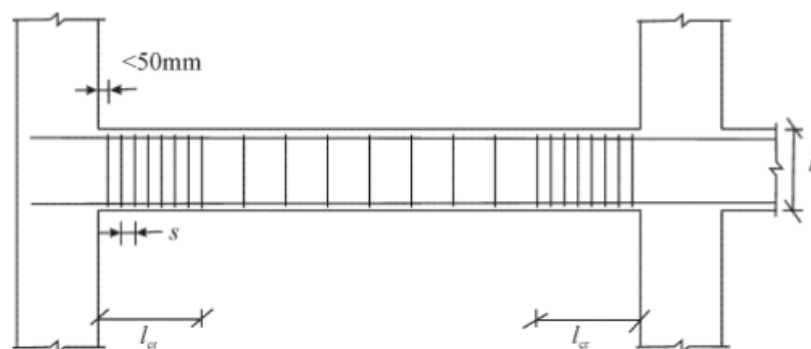


Figura 7.12 – Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas.

Em que a extensão da zona crítica (em comprimento) considerado a partir de cada extremidade da viga é igual a altura da viga (h_w). Nas vigas presentes no edifício como a altura é igual a 0,5m, a extensão da zona crítica é igual a 0,5 m.

Aplicando as expressões (7.57) à (7.59), determinam-se os valores do espaçamento longitudinal entre armaduras de esforço transversal e os espaçamentos transversais na zona corrente na zona crítica, apresentadas na Tabela 7.24.

Tabela 7.24 – Valores máximos para o espaçamento longitudinal e transversal entre armaduras das vigas.

Viga	Secção	$S_{l,máx}$ [m]	Zona corrente		Zona crítica					
			$S_{t,max}$ [m]	$S_{t,max} \leq 600$ mm	$h_w / 4$	$24d_{bw}$	225	d_{bw} [mm]	$8d_{bL}$	$S_{t,max}$ [m]
V.2	Inicial	0,337	0,337	Verifica	0,125	0,192	0,225	8	0,128	0,125
	Final	0,337	0,337	Verifica	0,125	0,192	0,225		0,128	0,125
V.3	Inicial	0,337	0,337	Verifica	0,125	0,192	0,225		0,128	0,125
	Final	0,337	0,337	Verifica	0,125	0,192	0,225		0,128	0,125
V.7	Inicial	0,337	0,337	Verifica	0,125	0,192	0,225		0,128	0,125
	Final	0,337	0,337	Verifica	0,125	0,192	0,225		0,128	0,125

Segundo a Cl.5.4.2.2 do EC8, o cálculo dos esforços transversos nas das vigas sísmicas primárias em estruturas com uma classe de ductilidade média (DCM) devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real (Figura 7.13).

Os elementos estruturais apresentam no geral um comportamento frágil ao corte, pelo que, o modo de rotura previsto deverá ser através de formação de rótulas plásticas (rotura dúctil) e não por esforço transversal (rotura frágil).

De acordo com o EC8, as vigas devem ser dimensionadas por forma a garantir a formação de rótulas plásticas nas extremidades e só depois nos elementos verticais ligados aos nós (pilares

e paredes). Deste modo, os valores dos esforços transversos nas vigas devem ser obtidos com base no seu equilíbrio sob a ação:

- da carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmico;
- dos momentos resistentes nas extremidades das vigas, que então associados a formação de rótulas plásticas nos sentidos negativos e positivos da ação sísmica. As rótulas plásticas devem formar com preferência nas extremidades da viga, o mais próximo possível do nó viga-pilar.

A Figura 7.13 representa o cálculo do esforço transversal nas vigas com base no cálculo pela capacidade real.

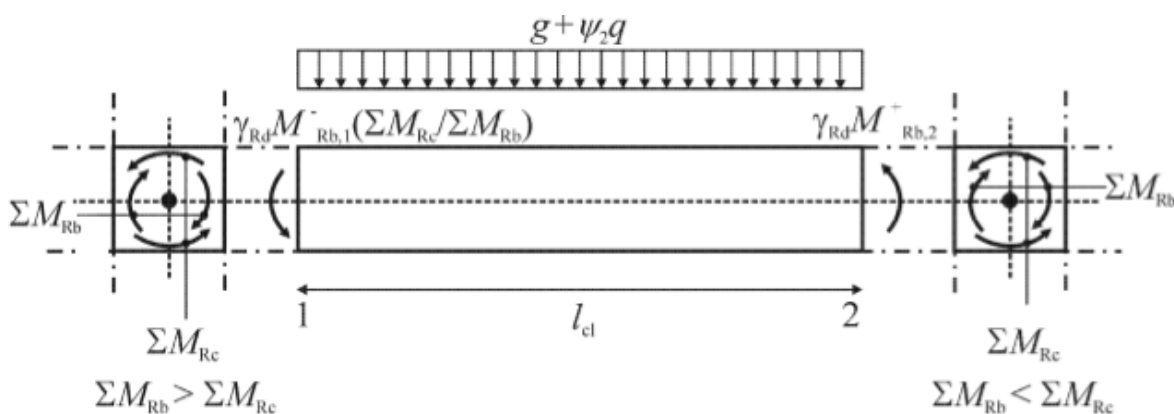


Figura 7.13 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [EC8].

Nas seções de extremidade da viga, calculam-se os valores dos esforços transversos atuantes mínimos e máximos ($V_{Ed,min}$ e $V_{Ed,max}$), correspondentes aos momentos máximos positivos e negativos que possam surgir nestas seções. Os valores destes momentos máximos determinam-se através da seguinte expressão (Cl.5.4.2.2 do EC8):

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i}, \min \left(1; \frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} \right) \quad (7.60)$$

Em que:

$M_{i,d}$ – Momento máximo da viga na extremidade i ;

ΣM_{Rc} ; ΣM_{Rb} - Soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas no nó de ligação destes elementos, respetivamente;

γ_{Rd} - Fator que traduz a sobrerresistência por endurecimento do aço e confinamento do betão. Para estruturas com a classe de DCM, $\gamma = 1,0$.

De acordo com a Cl.4.4.2.3 do EC8, todos os nós das vigas sísmicas primárias devem satisfazer a seguinte condição (princípio de viga fraca/pilar forte):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \times \sum M_{Rb} \quad (7.61)$$

Ou seja, a soma dos momentos resistentes nos pilares deve exceder em 30% os momentos resistentes nas vigas. Deste modo, os esforços transversos máximos ($V_{Ed,max}$) nas vigas obtém-se pela seguinte expressão:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rb,2} + M_{Rb,1}}{l_{cl}} \pm \frac{(g + \psi_2 \times q) \times l_{cl}}{2} \quad (7.62)$$

Em que:

$M_{Rb,i}$ - Momento resistente na extremidade i da viga;

$g + \psi_2 \cdot q$ - Carregamento para a combinação quase-permanente de ações;

l_{cl} - Comprimento livre da viga.

Os valores dos momentos resistentes das vigas foram anteriormente calculados pela expressão (7.52) e o esforço transversal devido a carga quase permanente foi retirado do programa de cálculo automático. Aplicando a expressão (7.62) determinou-se os valores dos esforços transversos nas vigas – exemplo, apresentados na Tabela 7.25.

Tabela 7.25 – Valores dos esforços transversos máximos atuantes nas vigas – exemplo.

Viga	Face	$M_{Rd,1}$ [kN.m]	$M_{Rd,2}$ [kN.m]	$V_{G + \psi_2 \cdot Q, 1}$ [kN]	$V_{G + \psi_2 \cdot Q, 2}$ [kN]	l_{cl} [m]	$V_{Ed,1}$ [kN]	$V_{Ed,2}$ [kN]	$V_{Ed,adotado}$ [kN]
V.2	Superior	162,64	162,64	-36,06	27,74	3,78	-122,11	113,79	122,11
	Inferior	162,64	162,64						
V.3	Superior	162,64	162,64	-24,19	23,56	3,025	-131,72	131,09	131,72
	Inferior	162,64	162,64						
V.7	Superior	188,50	234,89	-25,02	29,81	3,775	-137,18	141,97	141,97
	Inferior	188,50	234,89						

Os valores dos esforços transversos calculados anteriormente são aplicados nas zonas críticas, e para as zonas correntes colocou-se o valor de esforço transversal correspondente ao comprimento crítico, l_{cr} .

Na Tabela 7.26 apresentam os valores das armaduras de esforço transversal e as pormenorizações adotadas para as zonas críticas e correntes das vigas exemplo.

Tabela 7.26 – Valores das armaduras de esforço transverso e pormenorização das vigas exemplo.

Viga	Z [m]	Zona crítica				Zona corrente			
		V _{Ed} [kN]	(A _s /S) [cm ² /m]	Porm. (S _{t,max} =0,125m)	A _{s,adotado} [cm ²]	V _{Ed} [kN]	(A _s /S) [cm ² /m]	Porm. (S _{máx} =0,329m)	A _{s,adotado} [cm ²]
V.2	0,404	122,11	6,95	Φ8//0,125	8,04	92,54	5,26	Φ8//0,175	5,74
V.3	0,404	131,72	7,49	Φ8//0,125	8,04	92,69	5,27	Φ8//0,175	5,74
V.7	0,404	141,97	8,08	Φ10//0,125	12,56	108,16	6,15	Φ8//0,150	6,70

Nota: O dimensionamento das restantes vigas encontra-se nos anexos 5,6, 9 e 10.

7.2.4. Pilares

No dimensionamento dos pilares, recorreu-se aos EC2 e EC8, onde encontram-se as disposições construtivas e as regras de dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais.

Tal como referido anteriormente considerou-se neste projeto todos os pilares como sendo pilares sísmicos primários. Deste modo o dimensionamento destes foi feito de acordo com as regras do cálculo pela capacidade real. Assim como foi feito nas vigas, as armaduras longitudinais dos pilares foram retirados do programa de cálculo automático.

Como exemplo apresentam-se os cálculos relativamente ao pilar P.3 (Figura 7.14) para os troços do piso 1 e 2.

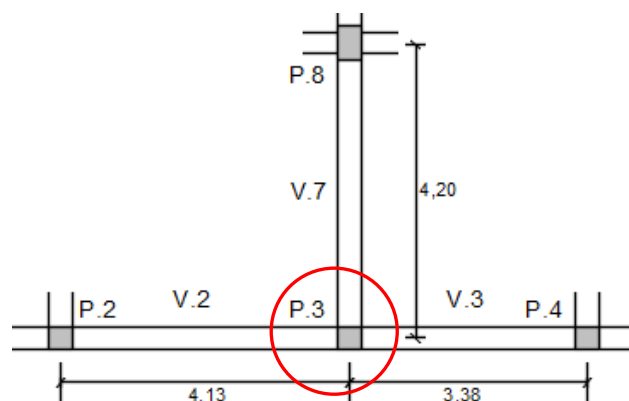


Figura 7.14 – Vista em planta do pilar exemplo.

Na Tabela 7.27, apresentam-se as características do pilar exemplo.

Tabela 7.27 – Características do pilar exemplo.

Pilar	Piso	Dim. x [m]	Dim. y [m]	L [m]	d [m]	f _{ck} [MPa]	f _{cd} [MPa]	f _{yk} [MPa]	f _{yd} [MPa]	f _{ctm} [MPa]
P.3	1	0,35	0,35	2,8	0,30	30	20	500	435	2,9
	2	0,35	0,35	2,8	0,30					

7.2.4.1. Armadura longitudinal

De acordo com as Cl.9.5.2 (1) do EC2, os varões longitudinais dos pilares deverão ter um diâmetro não inferior a 8 mm.

A área total da armadura longitudinal (A_s) deverá respeitar a armadura mínima ($A_{s,min}$) e máxima ($A_{s,max}$), dadas pelas seguintes expressões (Cl.9.5.2 (2) e (3) do EC2):

$$A_{min} = \frac{0,10 \times N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ ou } 0,002 \times A_c \quad (7.63)$$

$$A_{max} = \begin{cases} 0,04 \times A_c & \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0,08 \times A_c & \text{zona de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad (7.64)$$

Em que:

A_c – Área de seção transversal de betão;

f_{yd} - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras;

N_{Ed} - valor de cálculo do esforço normal de compressão.

Aplicando as expressões (7.63) e (7.64) determina-se os valores das áreas de armadura mínima e máxima nos pilares, apresentados na Tabela 7.28.

Tabela 7.28 – Área de armadura mínima e máxima de flexão nos pilares.

Pilar	Piso	A_c [m ²]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
P.3	1	0,12	12,25	49,00
	2	0,12	12,25	49,00

O EC8 nas cláusulas Cl.5.4.3.2.1 e Cl.5.4.3.2.2 define os seguintes requisitos para os pilares sísmicos primários:

- o valor do esforço normal reduzido de cálculo (v_d) não deve ser superior a 0,65, tal como demonstra a expressão seguinte:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \leq 0,60 \quad (7.65)$$

- a taxa de armadura longitudinal (ρ_l) não deve ser inferior a 0,01 e também não superior a 0,04, ou seja, $0,01 \leq \rho_l \leq 0,04$;
- nas secções transversais simétricas deve-se adotar armaduras simétricas;
- deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de modo a assegurar a integridade dos nós viga-pilar;

- a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganho não deve ser superior a 200 mm.

Apresenta-se na Tabela 7.29 o valor do esforço normal reduzido no pilar exemplo determinado através da expressão (7.65).

Tabela 7.29 – Valores do esforço normal reduzido no pilar exemplo.

Pilar	Piso	N_{Ed} [kN]	v_d	$v_d \leq 0,60$
P.3	1	385,449	0,157	Verifica
	2	279,894	0,114	Verifica

O dimensionamento dos pilares sísmicos primários depende da classificação da estrutura (sistema estrutural). Se a estrutura for classificada como um sistema de pórtico ou misto equivalente a pórtico, mesmo que seja numa só direção de análise, deve-se garantir a condição seguinte em todos os nós das vigas sísmicas primárias ou secundárias com os pilares sísmicos primários (Cl.4.4.2.3 (4) do EC8):

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \times \sum M_{Rb} \quad (7.66)$$

Em que:

- M_{Rc} - Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados ao nó;
- M_{Rb} - Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligados ao nó.

Nos sistemas estruturais classificados como sistemas do tipo parede ou equivalente a parede, as armaduras de flexão são determinadas com base nos esforços que surgem da análise global da estrutura, não sendo necessário aplicar o princípio “viga fraca/pilar forte”. Nestes casos admite-se a formação de zonas críticas nas extremidades dos pilares.

Para além disto, o critério expresso em (7.66) não é necessário ser verificado para os seguintes casos:

- em edifícios de um único piso (Cl.4.4.2.3 (4) do EC8);
- no último piso de edifícios, uma vez que nesse piso não há quaisquer inconveniências quando a rótula forma no pilar desse piso (Cl.4.4.2.3 (6) do EC8);

- nos pórticos planos constituídos por 4 ou mais pilares de dimensões semelhantes, não é necessário satisfazer a condição em todos os pilares, apenas em três de cada quatro pilares (Cl.5.2.3.3 (2) a) do EC8);
- no piso inferior dos edifícios de dois pisos, se o valor do esforço normal reduzido (v_d) não for superior a 0,3 em qualquer pilar (Cl.5.2.3.3 (2) b) do EC8).

A estrutura do presente projeto foi classificada como um sistema de paredes. Tendo em conta as condições anteriores não é necessário verificar o princípio “viga fraca/pilar forte” para os nós de ligação entre as vigas e os pilares.

Apresentam-se na Tabela 7.30 as áreas de armaduras do pilar exemplo e as respetivas pormenorizações. Os valores das áreas de armadura dos pilares tal como as vigas foram retiradas do modelo de cálculo, Sap2000.

Tabela 7.30 – Armadura longitudinal adotada para o pilar exemplo.

Pilar	Piso	$A_{s,x}=A_{s,y}$ [cm ²]	Porm.	$A_{s, adotada}$ [cm ²]	$A_{s,min} \leq A_{s, adotada}$	$A_{s, adotada} \leq A_{s,max}$
P.3	1	12,25	4Φ16+4Φ12	12,56	Verifica	Verifica
	2	12,25	4Φ16+4Φ12	12,56	Verifica	Verifica

O momento resistente e respetiva altura da linha neutra são dados pelas seguintes equações:

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0,8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0,4 \times x \right) \quad (7.67)$$

$$x = \frac{N_{Ed} + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0,8 \times b \times f_{cd}} \quad (7.68)$$

Em que:

A_{s1} – Área de armadura tracionada;

A_{s2} – Área de armadura comprimida;

d - Distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 - Distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura comprimida;

N - Esforço axial na seção para a combinação sísmica;

x - Altura comprimida da seção.

Aplicando as expressões (7.67), determina-se a posição da linha neutra e através da expressão (7.68) calculam-se os momentos resistentes em torno dos eixos X e Y, apresentados nas tabelas Tabela 7.31 e Tabela 7.32.

Tabela 7.31 – Momento resistente em torno de x.

Pilar	Piso	A _{s1} = A _{s2} [cm ²]	b [m]	h [m]	d [m]	d ₁ [m]	x [m]	M _{Rd,x} [kN.m]
P.3	1	5,15	0,35	0,35	0,30	0,06	0,0069	60,41
	2	5,15	0,35	0,35	0,30	0,055	0,0050	58,61

Tabela 7.32 - Momento resistente em torno de y.

Pilar	Piso	A _{s1} = A _{s2} [cm ²]	b [m]	h [m]	d [m]	d ₁ [m]	x [m]	M _{Rd,y} [kN.m]
P.3	1	5,15	0,35	0,35	0,30	0,06	0,0069	60,41
	2	5,15	0,35	0,35	0,30	0,055	0,0050	58,61

7.2.4.2. Armadura transversal

A armadura transversal dos pilares sísmicos primários deve respeitar as seguintes condições impostas pelo EC2 e EC8:

- O diâmetro das armaduras transversais, não dever ser inferior a 6 mm (Cl.5.4.3.2.2 (10) do EC8);
- Na zona corrente o espaçamento das armaduras transversais do pilar não deve exceder o valor $S_{cl,t\max}$, calculado através a seguinte expressão (Cl.9.5.3 do EC2):

$$S_{cl,t\max} = \min\{20 \times d_{bL}; b: 400\text{mm}\} \quad (7.69)$$

Em que:

d_{bL} - Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em milímetros);

b - menor dimensão do pilar (em milímetros).

- As zonas numa extensão, l_{cr} , a partir das duas secções de extremidade de um pilar devem ser consideradas como zonas críticas (Cl.5.4.3.2.2 (3) do EC8);
- Na zona crítica o espaçamento das armaduras transversais do pilar não deve exceder o valor S, calculado através da seguinte expressão (Cl.5.4.3.2.2 (11) do EC8):

$$S = \min\left\{\frac{b_0}{2}; 175; 8 \times d_{bL}\right\} \quad (7.70)$$

Em que:

d_{bl} - Diâmetro dos varões longitudinais (em milímetros);

b_0 - Dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas (em milímetros).

- O comprimento da zona crítica (l_{cr}) pode ser calculado através da seguinte expressão (Cl.5.4.3.2.2 (4) do EC8):

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45 \right\} \quad (7.71)$$

Em que:

h_c – Maior dimensão da seção transversal do pilar (em metros);

l_{cl} – Comprimento livre do pilar (em metros).

- se l_{cl}/h_c for inferior a 3, a altura do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal (Cl.5.4.3.2.2 (5) do EC8);
- Na ausência de um método mais preciso, a altura total dos pilares pertencentes ao piso térreo deverá ser considerada como zona crítica e deve ser devidamente confinada (Cl.5.9 (1) e (3) do EC8);
- Os varões longitudinais ou agrupamentos de varões colocados num canto devem ser travados com armaduras transversais e nas zonas de compressão nenhum varão deve ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado (Cl.9.5.2 (6) do EC2).

Deste modo, aplicando as expressões (7.69) e (7.70), determinam-se os espaçamentos máximos para as zonas correntes e críticas do pilar exemplo (Tabela 7.33).

Tabela 7.33 – Espaçamentos máximos para as zonas críticas e correntes do pilar exemplo.

Pilar	Piso	b_0 [mm]	d_{bl} [mm]	Zona crítica	Zona corrente
				$S_{m\acute{a}x}$ [mm]	$S_{cl,tm\acute{a}x}$ [mm]
P.3	1	252	16	126	350
	2	252	16	126	350

Através da expressão (7.71), determina-se o comprimento da zona crítica do pilar exemplo apresentado na Tabela 7.34.

Tabela 7.34 – Comprimento da zona critica para o pilar exemplo.

Pilar	Piso	e_{laje} [m]	l_{cl} [m]	h_c [mm]	l_{cr} [m]	$(l_{cl} / h_c) < 3$
P.3	1	0,2	2,6	0,35	0,45	Não Verifica =>Zona crítica= l_{cr}
	2	0,2	2,6	0,35	0,45	Não Verifica =>Zona crítica= l_{cr}

Tal como pode-se observar na Tabela 7.34, a condição, $lcl/hc < 3$, não verifica para os troços 1 e 2 do pilar exemplo, logo, não são considerados na sua totalidade como sendo zonas críticas. As zonas críticas a considerar para esses troços é o comprimento de 0,45 apresentado na mesma tabela.

De acordo com a Cl.5.4.2.3 (1) do EC8, os valores de cálculo dos esforços transversos em pilares sísmicos primários devem ser determinados através do equilíbrio do pilar quando este é sujeito a momentos de extremidade ($M_{i,d}$), associados a formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica.

Os momentos nas extremidades podem calculados através da seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{RC,i} \times \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right) \quad (7.72)$$

Em que:

$M_{RC,i}$ - Momento de dimensionamento do pilar na extremidade i ;

M_{Rc} e M_{Rb} - soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas no nó de interceção destes elementos, respetivamente;

γ_{Rd} - fator que traduz a sobrerresistência por endurecimento do aço e confinamento do betão (Para estruturas pertencentes a classe DCM $\gamma_{Rd}=1,1$).

A expressão anterior pode ser simplificada, visto que, no cálculo pela capacidade real os momentos resistentes nos pilares dever ser superiores aos momentos resistente nas vigas à seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{RC,i} \quad (7.72)$$

Na Figura 7.15 ilustra o cálculo pela capacidade real do esforço transverso em pilares.

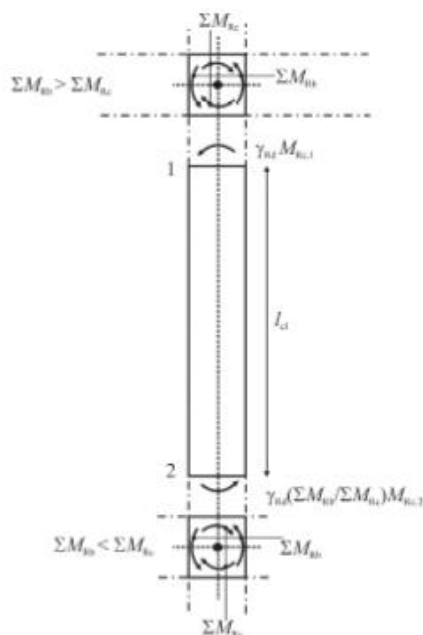


Figura 7.15 – Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transverso em pilares [EC8].

Deste modo, o valor do esforço transverso máximo ($V_{Ed,max}$) pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$V_{Ed,max} \cong 1,1 \times \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad (7.73)$$

Em que:

M_1 e M_2 – Momentos nas secções de extremidades dos pilares associados a formação e rótulas plásticas

l_{cl} – Comprimento livre do pilar.

Com isto, já é possível calcular o valor do esforço transverso atuante e respetivas áreas de armadura.

Apresentam-se na Tabela 7.35 os valores dos esforços transversos atuantes, calculados de acordo com (7.73) e os retirados do modelo de cálculo.

Tabela 7.35- Valores de cálculo de esforço transverso atuante no pilar-exemplo, nas duas direções.

Pilar	Piso	l_{cl} [m]	Esforço transverso segundo o eixo x		Esforço transverso segundo o eixo y	
			$V_{Edx,modelo}$ [kN]	$V_{Edx,cálculo}$ [kN]	$V_{Edy,modelo}$ [kN]	$V_{Edy,cálculo}$ [kN]
P.3	1	2,6	69,28	51,11	34,64	51,11
	2	2,6	69,28	49,59	34,64	49,59

Tal como se pode observar na Tabela 7.35, os valores do esforço transversal calculado pela expressão (7.73) segundo o eixo y são superiores aos valores retirados do modelo de cálculo, logo, de forma conservativa, assumem-se os maiores valores de ambos os resultados.

Desta forma, na Tabela 7.36 e Tabela 7.37, apresentam-se os valores dos esforços transversos atuantes considerados e as respetivas áreas de armadura e pormenorizações, para as zonas críticas.

Tabela 7.36 - Armadura de esforço transversal segundo o eixo x, adotada para as zonas críticas do pilar exemplo.

Pilar	Piso	Esforço transversal na zona crítica segundo o eixo x [$\theta=45^\circ$, $S_{max}=12.6$ cm]					
		V_{Ed} [kN]	Z [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Porm.	$(A_{sw/s})_{adotada}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
P.3	1	69,28	0,266	6,00	Φ10//0,10	23,55	271,98
	2	69,28	0,266	6,50	Φ10//0,10	23,55	271,98

Tabela 7.37 - Armadura de esforço transversal segundo o eixo y, adotada para as zonas críticas do pilar exemplo.

Pilar	Piso	Esforço transversal na zona crítica segundo o eixo y [$\theta=45^\circ$, $S_{max}=12.6$ cm]					
		V_{Ed} [kN]	Z [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Porm.	$(A_{sw/s})_{adotada}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
P.3	1	51,11	0,266	4,43	Φ10//0,10	23,55	271,98
	2	49,59	0,266	4,29	Φ10//0,10	23,55	271,98

Para as zonas correntes, fez-se o mesmo que foi feito nas vigas. Fez-se uma regra de três simples e determinou-se os valores dos esforços transversos atuantes. Na Tabela 7.38 e Tabela 7.39 apresentam-se esses valores.

Tabela 7.38 - Armadura de esforço transversal segundo o eixo y, adotada para as zonas correntes do pilar exemplo.

Pilar	Piso	Esforço transversal na zona corrente segundo o eixo x [$\theta=45^\circ$, $S_{max}=35.0$ cm]					
		V_{Ed} [kN]	Z [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Porm.	$(A_{sw/s})_{adotada}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
P.3	1	45,30	0,266	3,92	Φ10//0,20	11,79	136,17
	2	45,30	0,266	3,92	Φ10//0,20	11,79	136,17

Tabela 7.39 - Armadura de esforço transverso segundo o eixo y, adotada para as zonas correntes do pilar exemplo.

Pilar	Piso	Esforço transverso na zona corrente segundo o eixo y [$\theta=45^\circ$, $S_{max}=35.0$ cm]					
		V_{Ed} [kN]	Z [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Porm.	($A_{sw/s}$) adotada [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
P.3	1	33,42	0,266	2,89	Φ10//0,20	11,79	136,17
	2	32,43	0,266	2,81	Φ10//0,20	11,79	136,17

Na Figura 7.16 está representado o pilar exemplo com as suas dimensões e respetivas armaduras de dimensionamento.

Varões: 4 Φ16 + 4 Φ12; Cintas: Φ10//0,20 ou Φ10//0,10

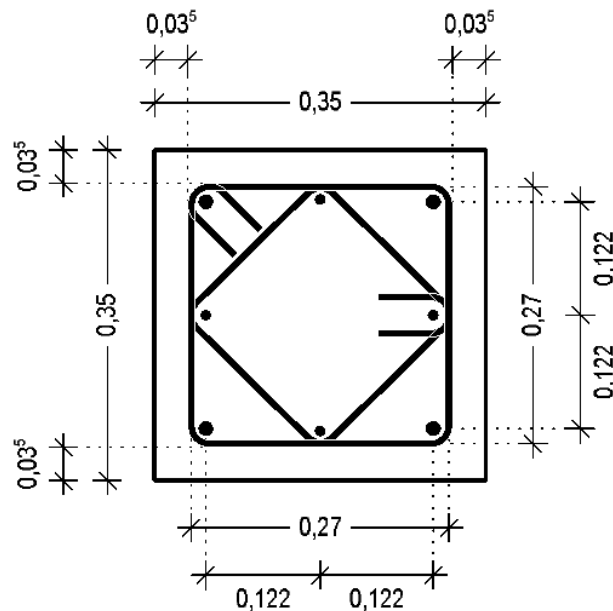


Figura 7.16 – Dimensões e pormenorização do pilar exemplo.

7.2.4.3. Verificação da ductilidade local

Para assegurar a ductilidade global requerida para a estrutura, as zonas com elevada capacidade de formação de rótulas plásticas, devem possuir uma grande capacidade de rotação plástica (Cl.5.2.3.4 (1) do EC8).

A verificação da ductilidade local nos pilares deve ser garantida através da seguinte condição:

$$\alpha \times \omega_{wd} \geq 30 \times \mu_{\phi} \times v_d \times \varepsilon_{sy,d} \times \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (7.74)$$

Em que:

- α - Coeficiente de eficácia do confinamento;
- ω_{wd} - Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas;
- μ_{ϕ} - Coeficiente 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;
- b_0 - Largura do núcleo confinado.

A taxa mecânica volumétrica nas zonas críticas é dado pela seguinte expressão:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (7.75)$$

O coeficiente de eficácia determina-se pela seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s \quad (7.76)$$

Para secções retangulares, como é o caso do presente projeto, α_n e α_s calculam-se pelas seguintes expressões:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6 \times b_0 \times h_0} \quad (7.77)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2 \times h_0}\right) \quad (7.78)$$

Em que:

- b_i – Distância entre varões consecutivos abraçados;
- n – Número total de varões longitudinais abraçados lateralmente por cintas ou por ganchos.

Na Figura 7.17 são representados os parâmetros geométricos que determinam o confinamento no núcleo de betão.

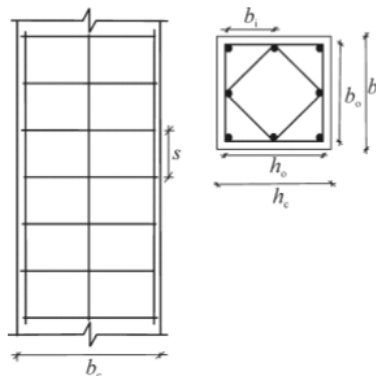


Figura 7.17 – Confinamento no núcleo de betão [EC8]

Para garantir a ductilidade local, o fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deve ser pelo menos igual a 1,5 vezes o valor indicado em 7.1.4.1 do presente capítulo (CL.5.2.3.4 (4) do EC8). Desta forma, apresenta-se na Tabela 7.40, o valor do fator de ductilidade em curvatura.

Tabela 7.40 - Fator de ductilidade em curvatura para zonas críticas de pilares sísmicos primários.

Pilar	Piso	Direção	T ₁ (s)	T _c [s]	q ₀	μ _φ
P.3	1	x	0,59	0,6	3,0	7,56
	2					

Verificação da ductilidade local

Tendo em conta as características do pilar apresentadas na Tabela 7.27, determina-se os valores dos parâmetros para verificação da ductilidade local:

$$b_0 = b_c - 2 \times C - 2 \times \frac{d_{bL}}{2} = 0,35 - 2 \times 0,035 - 0,01 = 0,27$$

$$h_0 = h_c - 2 \times C - 2 \times \frac{d_{bL}}{2} = 0,35 - 2 \times 0,035 - 0,01 = 0,27$$

Em que, c é o recobrimento das armaduras e d_{bL} o diâmetro das armaduras longitudinais.

$$\sum_n b_i^2 = 8 \times \left[\frac{b_0 - d_{bL} - d_{bw}}{2} \right]^2 = 8 \times \left[\frac{0,27 - 0,016 - 0,01}{2} \right]^2 = 0,11907 \text{ m}^2$$

Em que, d_{bw} é o diâmetro das armaduras transversais.

$$\text{Volume de betão} = b_0 \times h_0 \times S = 0,27 \times 0,27 \times 0,1 = 0,00729 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de cintas} = A_{s,\phi} \times l = 0,79 \times 10^{-4} \times (4 \times 0,27 + 4 \times 0,191) = 0,0001457 \text{ m}^3$$

Em que, S é o espaçamento entre as cintas, $A_{s,\phi}$ a área dos estribos e l o perímetro dos estribos da seção transversal.

Com os valores calculados anteriormente, já é possível determinar o valor do primeiro membro e do segundo membro da inequação (7.74), apresentados na Tabela 7.41 e Tabela 7.42, respetivamente.

Tabela 7.41 – Valores do 1º membro para verificação da ductilidade da ductilidade local.

Pilar	Piso	α_n	α_s	α	α_{wd}	$\alpha \cdot \alpha_{wd}$
P.3	1	0,72777	1,62963	1,18600	0,43463	0,51547
	2	0,72777	1,62963	1,18600	0,43463	0,51547

Tabela 7.42 - Valores do 1º membro para verificação da ductilidade da ductilidade local.

Pilar	Piso	b_c [m]	b_c / b_0 [m]	μ_ϕ	v_d	ϵ_{syd}	$30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{syd} \cdot (b_c / b_0) - 0,035$
P.3	1	0,35	1,30	7,56	0,157	0,00218	0,06584
	2	0,35	1,30	7,56	0,114	0,00218	0,03823

Por fim, faz-se a verificação da expressão (7.74), concluindo que é verificada a ductilidade local do pilar exemplo.

Tabela 7.43 – Verificação da ductilidade local do pilar exemplo.

Pilar	Piso	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{syd} \cdot (b_c / b_0) - 0,035$	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot v_d \cdot \epsilon_{syd} \cdot (b_c / b_0) - 0,035$
P.3	1	0,51547	0,06584	Verifica
	2	0,51547	0,03823	Verifica

Nota: O dimensionamento dos restantes pilares encontram-se no Anexo 7.

7.2.5. Paredes dúcteis

As paredes são todos os elementos estruturais que suportam outros elementos, de secção transversal alongada e cujo comprimento é 4 ou mais vezes superior à sua espessura (Cl.5.1.2 do EC8). Já as paredes dúcteis são todas as paredes fixas na sua base e que são capazes de impedir a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutura, sendo projetadas e pormenorizadas para dissipar a energia numa zona de rótula plástica de flexão que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base (Cl.5.1.2 do EC8).

O dimensionamento das paredes dúcteis desse projeto baseou-se no método dos pilares fictícios (recomendado pelo EC8), sendo este mais adequado e eficiente para o dimensionamento de paredes no que diz respeito a distribuição das armaduras. Como exemplo apresentam-se os cálculos relativos a parede PB.2 (Figura 7.18).

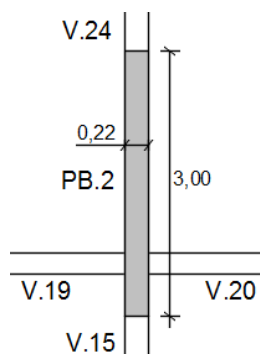


Figura 7.18 – Vista em planta da parede exemplo.

Na Tabela 7.44 apresentam-se as características da parede exemplo.

Tabela 7.44 – Características da parede-exemplo.

Parede	Piso	b_w [m]	l_w [m]	h_s [m]
PB.2	-1	0,22	3,00	2,83
	0			3,70
	1,2,3			2,80

Em que:

b_w – Espessura da parede;

l_w – Comprimento da parede;

h_s – Altura da parede.

7.2.5.1. Disposições construtivas

De acordo com as cláusulas 5.4.1.2.3 (1) do EC8, a espessura da alma, b_{w0} , deve satisfazer a expressão que se segue:

$$b_{w0} = \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\} \quad (7.79)$$

Em que h_s é a altura livre do piso (em metros).

Na Tabela 7.45 pode-se observar que a expressão anterior é verificada para todos os pisos.

Tabela 7.45 – Verificação da espessura da alma.

Parede	Piso	b_{w0} [m]	$b_{w0} \geq \max(0,15; h_s/20)$	
PB.2	-1	0,22	0,15	Verifica
	0		0,185	Verifica
	1,2,3		0,15	Verifica

Segundo a Cl. 5.4.3.4.2 (10) do EC8, nas partes confinadas da seção de extremidade das paredes (pilares fictícios), a espessura (b_w) não deverá ser inferior a 200 mm, o que verifica.

Ainda na mesma cláusula, define um valor mínimo e máximo para o comprimento dos pilares fictícios (l_c), determinado pelas expressões seguintes (Cl. 5.4.3.4.2 (10) do EC8):

$$l_{c,\min} = \max\{0,15 \times l_w; 1,5 \times b_w\} \quad (7.80)$$

$$l_{c,\max} = \max\{2 \times b_w; 0,2 \times l_w\} \quad (7.81)$$

A partir das expressões anteriores, (7.80) e (7.81), obtêm-se os valores de $l_{c,min}$ e $l_{c,max}$. Como a parede tem 3 metros de comprimento e adotou-se um comprimento dos pilares fictícios igual a 0,5 metros, a alma fica com um comprimento de 2 metros, tal como consta na Tabela 7.46.

Tabela 7.46 – Valor do comprimento mínimo, máximo e adotado para os pilares fictícios.

Parede	$l_{c, min}$ [m]	$l_{c, max}$ [m]	$l_{c, adotado}$ [m]
PB.2	0,45	0,60	0,50

O comprimento (l_c) deverá verificar as seguintes condições, para ver se é necessário ou não alargar as secções de extremidade (Cl. 5.4.3.4.2 (10) do EC8):

$$\begin{cases} \text{se } l_c \leq \max\{2 \times b_w; 0,2 \times l_w\}, b_w > \frac{h_s}{15} & (1) \\ \text{se } l_c > \max\{2 \times b_w; 0,2 \times l_w\}, b_w > \frac{h_s}{10} & (2) \end{cases} \quad (7.82)$$

Tal como se pode observar na Tabela 7.47, a condição anterior (1) é verificada. No entanto, na Tabela 7.48, a condição (2), não é verificada. Neste caso, dever-se-ia alongar os pilares fictícios, mas, devido a imposições do projeto de arquitetura não vai-se proceder a esse alongamento.

Tabela 7.47 – Verificação do alargamento dos pilares (1).

Parede	$\max\{2.b_w; 0,2.l_w\}; b_w > h_s/15$	$l_c \leq \max\{2.b_w; 0,2.l_w\}; b_w > h_s/15$
PB.2	0,60	Verifica=> Não é necessário alongar os pilares fictícios

Tabela 7.48 - Verificação do alargamento dos pilares (2).

Parede	$\max\{2.b_w; 0,2.l_w\}; b_w > h_s/10$	$l_c > \max\{2.b_w; 0,2.l_w\}; b_w > h_s/10$
PB.2	0,60	Não verifica

De acordo com a Cl.5.4.3.4.2 (1) do EC8, também se impõem disposições construtivas relativamente a ductilidade local, nomeadamente a altura da zona crítica, que pode ser determinada pelas seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max\left\{l_w; \frac{h_w}{6}\right\} \quad (7.83)$$

$$h_{cr,max} \leq \begin{cases} 2 \times l_w & \text{para } n \leq 6 \text{ pisos} \\ h_s & \text{para } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad (7.84)$$

Aplicando as expressões anteriores, (7.83) e (7.84), determina-se a altura crítica da parede exemplo, apresentada na Tabela 7.49.

Tabela 7.49 – Valor da altura crítica para a paredes exemplo.

Parede	h_s [m]	l_w [m]	$hw/6$ [m]	h_{er} [m]	$h_{er} \leq 2.l_w$	$h_{er} \leq h_s$
PB.2	3,70	3,00	1,93	3,00	Verifica	Verifica

Tal como pode-se observar na Tabela 7.49, a altura crítica é 3,0 metros, que é inferior a 3,7 metros que é altura do primeiro piso acima da cave rígida, logo toda a altura deste piso (piso 0) é considerada como altura crítica.

7.2.5.2. Armadura longitudinal

O cálculo das armaduras longitudinais baseou-se no método dos pilares fictícios. Este método consiste em concentrar uma grande percentagem de armadura nas zonas de extremidade das paredes, zonas designadas de “pilares fictícios”, admitindo que nestas zonas há uma maior concentração de esforços.

Apresenta-se na Figura 7.19, o esquema representativo do método dos pilares fictícios.

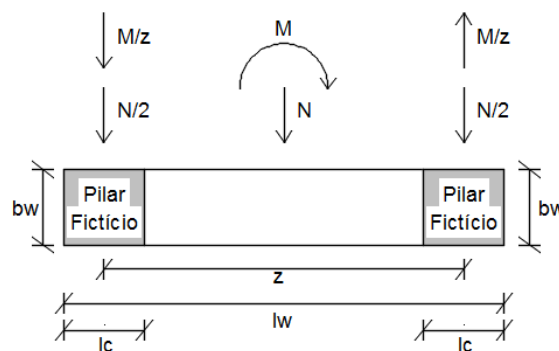


Figura 7.19 – Esquema representativo do método dos pilares fictícios.

Para determinar a área de armadura longitudinal através, deste método, deve-se efetuar uma análise da parede nas direções principais, x e y, de modo a obter o momento fletor que provoca maiores trações na zona dos pilares fictícios.

A força de tração (F_t) instalada na parede determina-se através da seguinte expressão:

$$F_t = \left| \frac{M_{Ed}}{z} \right| \pm \frac{N_{Ed}}{2} \quad (7.79)$$

Em que:

N_{Ed} - Esforço normal da parede;

$M_{Ed}=M_x$ – Momento fletor na direção x, se a parede estiver orientada na direção y;

$M_{Ed}=M_y$ – Momento fletor na direção y, se a parede estiver orientada na direção x.

Tendo o valor da força de tração, determina-se a área de armadura e a taxa de armadura longitudinal na zona dos pilares fictícios, através das seguintes expressões:

$$A_{s,v,pilar\ fictício} = \frac{\text{Max}(F_t)}{f_{syd}} \quad (7.80)$$

$$\rho_v = \frac{A_{s,v}}{L_{\text{ilar fictício}} \times e_{\text{parede}}} \quad (7.81)$$

No cálculo da armadura longitudinal das paredes que constituem o núcleo do elevador e a caixa de escadas, deve-se ter em atenção os sinais dos esforços nas zonas dos pilares fictícios dado que nestas zonas surgem esforços de compressão e deve-se tirar partido destes esforços.

A seguir apresenta-se os esquemas ilustrativos das paredes de cada piso para o cálculo das armaduras longitudinais dos pilares fictícios e as respetivas expressões para o cálculo dos pilares fictícios.

Paredes da cave

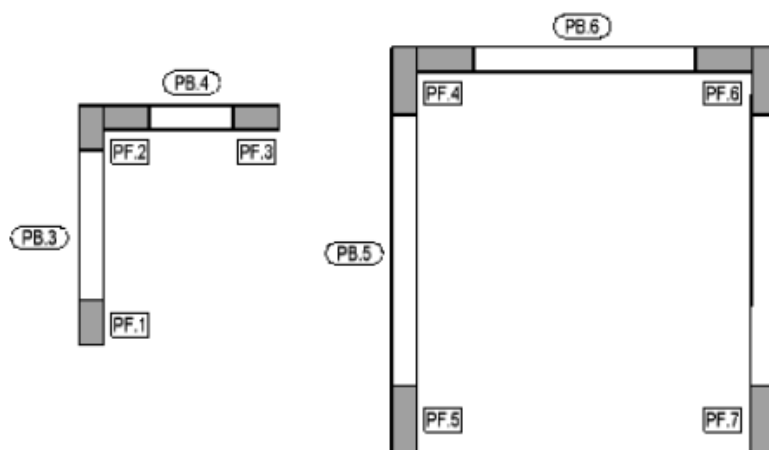


Figura 7.20 - Esquema ilustrativo para o cálculo das paredes do núcleo do elevador e caixa de escadas da cave.

$$PF. 1 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.3} \quad (7.82)$$

$$PF. 2 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.3} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.4} \quad (7.83)$$

$$PF. 3 = \left(-\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.4} \quad (7.84)$$

$$PF. 4 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.5} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.6} \quad (7.85)$$

$$PF. 5 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.5} \quad (7.86)$$

$$PF. 6 = \left(-\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.6} \quad (7.87)$$

Paredes dos pisos 0, 1, 2 e 3

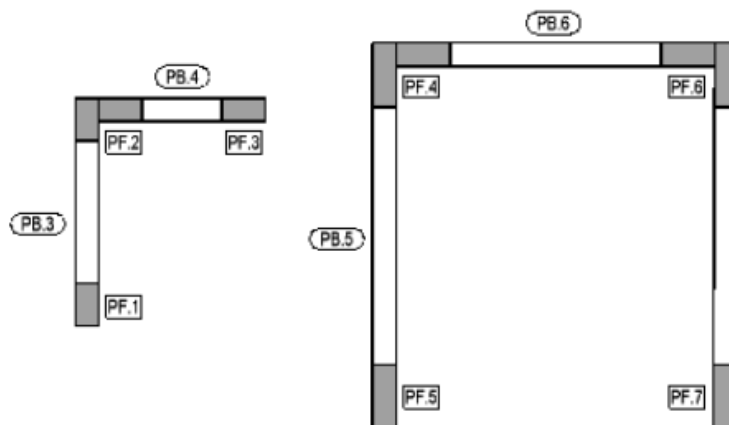


Figura 7.21 – Esquema ilustrativo para o cálculo das paredes do núcleo do elevador e caixa de escadas dos pisos 0, 1, 2 e 3.

$$PF. 1 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.3} \quad (7.88)$$

$$PF. 2 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.3} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.4} \quad (7.89)$$

$$PF. 3 = \left(-\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.4} \quad (7.90)$$

$$PF. 4 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.5} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.6} \quad (7.91)$$

$$PF. 5 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.5} \quad (7.92)$$

$$PF. 6 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.7} + \left(-\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.6} \quad (7.93)$$

$$PF. 7 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.7} \quad (7.94)$$

Paredes do sótão

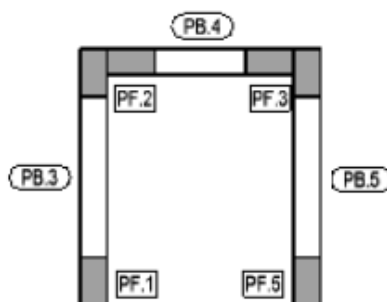


Figura 7. 22 - Esquema ilustrativo para o cálculo das paredes do núcleo do elevador do sótão.

$$PF. 1 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.3} \quad (7.95)$$

$$PF. 2 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.3} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.4} \quad (7.96)$$

$$PF. 3 = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.5} \left(-\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.4} \quad (7.97)$$

$$PF. 5 = \left(-\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PB.5} \quad (7.98)$$

De acordo com o EC8, na cl.5.4.2.4, as incertezas de análise e dos efeitos dinâmicos pós-elásticos deve ser tidos em conta, pelo menos através de um método simplificado adequado.

O método simplificado utilizado consiste em determinar os esforços de flexão e de esforço transversal através de uma envolvente de cálculo.

O diagrama de momentos fletores determinam-se através de uma envolvente linear obtidos com base nos valores retirados do modelo de cálculo que é deslocada verticalmente de a_i , calculado pela seguinte expressão:

$$a_i = z \times \cot(\theta) \quad (7.99)$$

Em que:

- a_i - Deslocamento vertical;
- z - braço interior da parede;
- θ - Ângulo de inclinação das escoras.

O diagrama de esforços transversal é determinado através do aumento de 50% dos valores dos esforços transversos obtidos do modelo de cálculo, sendo que os esforços transversos no topo das paredes dever superior a metade dos valores dos esforços transversos na base.

Na Figura 7.23 e Figura 7.24 está representada a envolvente de momentos fletores e esforços transversos da parede exemplo, respetivamente.

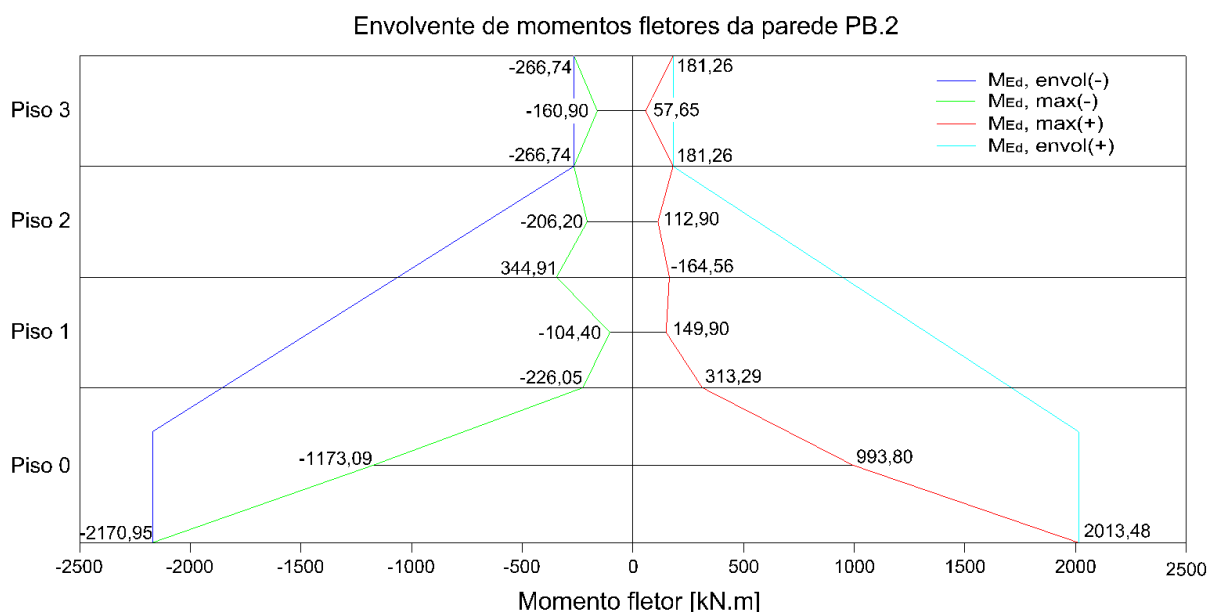


Figura 7.23 – Envolvente de momentos fletores da parede exemplo (acima da cave rígida).

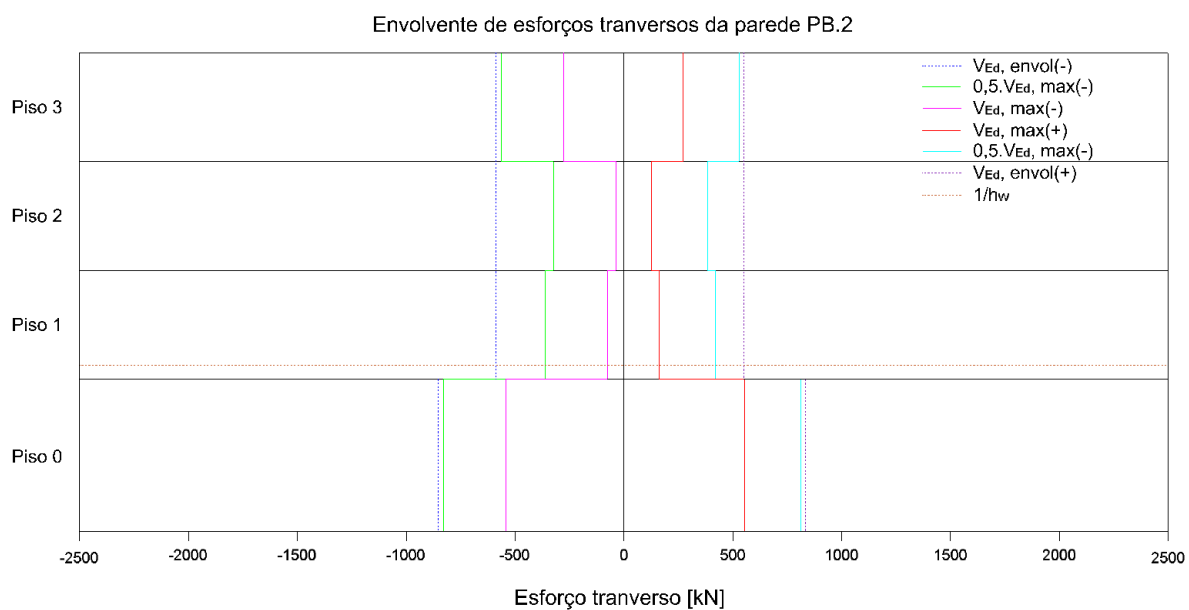


Figura 7.24 - Envolvente de esforços transversos da parede exemplo (acima da cave rígida).

Tendo os valores dos esforços da parede exemplo, procede-se ao dimensionamento das armaduras longitudinais. Apresentam-se na Tabela 7.50 os valores dessas armaduras.

Tabela 7.50 – Armaduras de flexão adotada na parede exemplo.

Parede	Piso	Envolvente	M_{Ed} [kN.m]	N_{Ed} [kN]	z [m]	F_t [kN]	$F_{t,max}$ [kN]	$A_{s,v}$ [cm ²]	Porm.	$A_{s,v}$ adot [cm ²]
PB.2	Cave	Máx	41,34	-1650,13	2,50	-808,53	-808,53	--	8Φ12	9,04
		Mín	-48,72	-1804,765		-921,87				
	0	Máx	2013,48	-1387,45		111,67	111,67	2,57	8Φ12	9,04
		Mín	-2170,95	-1543,17		-1639,97				
	1	Máx	313,29	-1029,80		-389,58	-389,58	--	8Φ12	9,04
		Mín	-226,05	-1140,45		-660,64				
	2	Máx	164,56	-682,78		-275,56	-253,98	--	8Φ12	9,04
		Mín	-344,91	-783,90		-529,92				
	3	Máx	181,26	-326,84		-90,92	-90,92	--	8Φ12	9,04
		Mín	-266,74	-399,88		-306,64				

Segundo a Cl.5.4.3.4 e Cl.5.4.3.4.2 do EC8 o valor do esforço normal reduzido (v_d) não deverá ser superior a 0,4 e da taxa de armadura longitudinal na zona dos pilares fictícios não deverá ser inferior a 0,005, respetivamente.

Aplicando a expressão (7.81), determinam-se os valores das taxas de armadura longitudinal e faz-se a verificação destes. Na Tabela 7.51 apresentam-se os valores das taxas de armadura longitudinal assim como os valores dos esforços normais reduzidos e respetivas verificações.

Tabela 7.51 – Verificações das armaduras longitudinais da parede exemplo.

Parede	Piso	$v_d \leq 0,4$	$\rho_v \geq 0,005$
PB.2	Cave	0,13 Verifica	0,008 Verifica
	0	0,11 Verifica	0,008 Verifica
	1	0,08 Verifica	0,008 Verifica
	2	0,06 Verifica	0,008 Verifica
	3	0,02 Verifica	0,008 Verifica

7.2.5.3. Armadura transversal

O dimensionamento das armaduras longitudinais nos pilares fictícios das paredes fez-se para a direção mais desfavorável aumentando em 50% o valor dos esforços transversos (Cl.5.4.2.5 do EC8) obtidos no modelo de cálculo.

A Tabela 7.52 apresenta os valores do esforço transversal dos pilares fictícios da parede exemplo obtidos no modelo de cálculo e as respetivas áreas de armaduras.

Tabela 7.52 – Valores do esforço transversal áreas de armaduras dos pilares fictícios da parede exemplo.

Parede	Piso	$V_{Ed,modelo}$ [kN]	$1,5 \cdot V_{Ed}$ [kN]	d [m]	z [m]	(A_{sw}/s) [cm ² /m]	Porm.	$(A_{sw}/s)_{adot}$ [cm ² /m]	Zonas
PB.2	Cave	21,96	32,94	2,94	2,65	0,29	Φ10//0,10 (2R)	15,7	Zona crítica
	0	553,11	829,67			7,21	Φ10//0,10 (2R)	15,7	
	1	160,48	240,72			2,09	Φ10//0,10 (2R)	15,7	Restante zona
	2	126,86	190,30			1,65	Φ10//0,10 (2R)	15,7	
	3	106,72	160,08			1,39	Φ10//0,10 (2R)	15,7	

De acordo com a Cl.9.6.3 do EC2, a distância entre os varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm e a armadura horizontal mínima, paralela ao paramento da parede, em cada face, deverá ser determinada pela seguinte expressão:

$$A_{s,h,min} = \max\{0,25 \times A_{s,vertical}; 0,001 \times A_c\} \quad (7.100)$$

Aplicando a expressão (7.100) determina-se a área de armadura na zona da alma (Tabela 7.53).

Tabela 7.53 - Valores do esfoço transverso áreas de armaduras da alma da parede exemplo.

Parede	Piso	$A_{s,v}$ alma [cm ² /m]	A_c , alma [cm ²]	$0,25 \cdot A_{s,v}$ adot [cm ² /m]	$0,001 \cdot A_c$ [cm ²]	$A_{s,h}$ min [cm ² /m]	Porm.	$A_{s,h}$ adot [cm ² /m]
PB.2	-1	10,48	0,44	2,62	4,40	4,40	Φ8//0,2 (2r)	5,02
	0							
	1							
	2							
	3							

Nas zonas da parede onde a área de armadura longitudinal nas faces ultrapassa 2% da seção de betão, deve dispor de armaduras transversais sob a forma de estribos ou ganchos (Cl.9.6.3 do EC2).

No caso da armadura principal colocada mais próxima das faces da parede deverá utilizar-se também uma armadura transversal constituída pelo menos por 4 estribos por m² de área da parede. (Cl.9.6.3 do EC2).

7.2.5.4. Verificação da ductilidade local

Nas paredes, tal como nos pilares, é necessário fazer a verificação da ductilidade local, isto é, garantir a capacidade de dissipação de energia nas zonas críticas.

Na Figura 7.25 apresenta-se as dimensões do pilar fictícios e a pormenorização das armaduras para a verificação da ductilidade local.

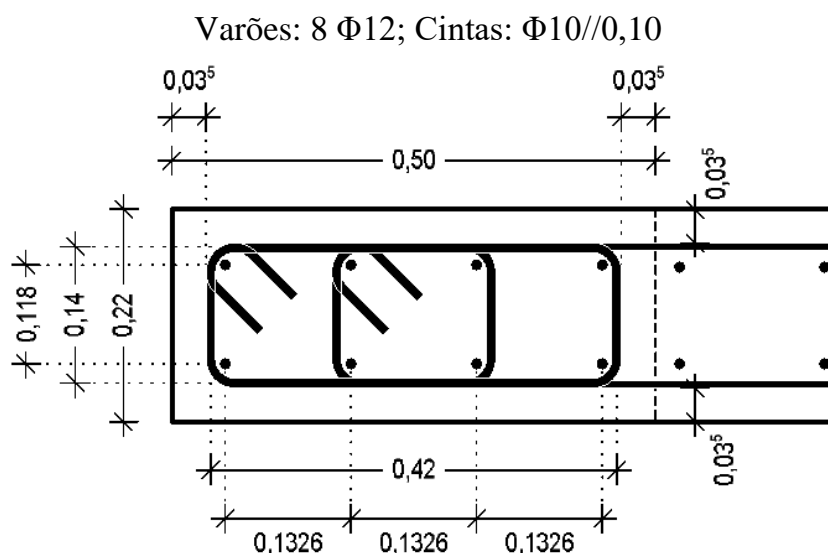


Figura 7.25 - Dimensões do pilar fictício da parede exemplo para a verificação da ductilidade local.

Aplicando a expressão (7.74) determina-se o confinamento nos pilares fictícios da parede exemplo.

Na Tabela 7.54 encontram-se as características do pilar fictício da parede exemplo.

Tabela 7.54- Características do pilar fictício da parede exemplo.

Parede	b_w [m]	l_c [m]	b_0 [m]	l_0 [m]
PB.2	0,22	0,50	0,14	0,42

Aplicando a expressão (7.75) determina-se os valores da taxa mecânica volumétrica do pilar fictício da parede exemplo, apresentados na Tabela 7.55.

Tabela 7.55 – Taxa mecânica volumétrica do pilar fictício da parede exemplo.

Parede	s [m]	$\sum b_i^2$ [m ²]	α_n	α_s	α	$V_{\text{betão}}$ [m ³]	l [m]	V_{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\omega_{wd} > 0.08$
PB.2	0,1	0,16119	0,54310	1,28571	0,69828	0,00588	1,96	0,00015	0,57275	Verifica

Na Tabela 7.56 encontram-se os valores dos parâmetros do segundo membro da expressão (7.74) para a verificação da ductilidade local do pilar fictício da parede exemplo.

Tabela 7.56 – Valores dos parâmetros para a verificação da ductilidade local do pilar fictício da parede exemplo.

Parede	Piso	b_c [m]	b_c / b_0 [m]	μ_ϕ	v_d	ω_v	ϵ_{syd}
PB.2	Cave	0,22	1,57	7,56	0,188	0,052	0,00174
	0				0,158		
	1				0,117		
	2				0,089		
	3				0,037		

Por fim, apresenta-se Tabela 7.57 a verificação da ductilidade local do pilar fictício da parede exemplo.

Tabela 7.57 - Verificação da ductilidade local do pilar fictício da parede exemplo.

Parede	Piso	$\alpha \cdot \omega_{wd}$	$30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{syd} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$	$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \epsilon_{syd} \cdot (b_c/b_0) - 0,035$
PB.2	Cave	0,39994	0,11342	Verifica
	0		0,09491	Verifica
	1		0,06970	Verifica
	2		0,05237	Verifica
	3		0,02016	Verifica

Tal como pode-se observar na Tabela 7.57 o pilar fictício da parede exemplo verifica a ductilidade local.

7.2.6. Muros de suporte

O dimensionamento dos muros de suporte fez-se através de um modelo simplificado. Este permite obter as áreas de armaduras necessárias para suportar as cargas atuantes nos muros de suporte.

Para o cálculo dos esforços atuantes sobre o muro de suporte considerou-se uma sobrecarga rodoviária regulamentar de 10 KN/m^2 e o impulso de terras.

Tal como pode observar-se na Figura 7.26, no modelo de cálculo considerou-se que o muro de suporte encontra-se totalmente enterrado e possui uma altura de 2,83 metros, que corresponde à altura da cave.

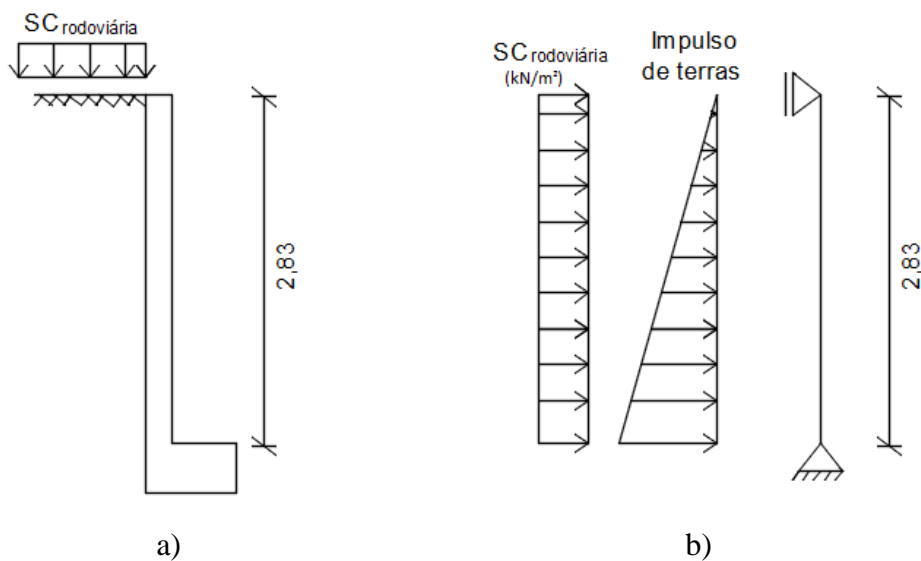


Figura 7.26 – Muro de suporte: a) Corte do muro de suporte; b) Modelo de cálculo.

Para o cálculo das cargas atuantes nos muros de suporte, utilizou-se as seguintes expressões:

$$I_{\text{Total}} = I_{\text{Terras}} + I_{\text{SC rodoviária}} \quad (7.101)$$

$$I_{\text{terras}} = \gamma_G \text{ desf} \times \gamma_{\text{solo}} \times H \times K_0 \quad (7.102)$$

$$I_{\text{SC rodoviária}} = \gamma_Q \text{ desf} \times \text{SC}_{\text{rodoviária}} \times K_0 \quad (7.103)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\alpha) \quad (7.104)$$

Em que:

I_{terras} – Impulso das terras;

$I_{\text{SC rodoviária}}$ – Impulso da sobrecarga rodoviária;

K_0 – Coeficiente do impulso em repouso;

α – Ângulo de atrito interno, em que considera-se igual a 30° ;

γ_{solo} – Peso volúmico do solo, admitindo-se igual a 19 kN/m³;

$\gamma_{G \text{ desf}}$, $\gamma_{Q \text{ desf}}$ – Coeficientes parciais de segurança ($\gamma_{G \text{ desf}}=1,35$ e $\gamma_{Q \text{ desf}}=1,5$);

H – altura do muro de suporte.

Aplicando as expressões anteriores obtém-se os valores do impulso de terras, do impulso devido a sobrecarga rodoviária. Esses valores encontram-se na Tabela 7.58.

Tabela 7.58 – Valores das cargas atuantes nos muros de suporte.

Φ [°]	K_0	γ [kN/m ³]	$\gamma_{G \text{ desf}}$	$\gamma_{Q \text{ desf}}$	SC rodoviária [kN/m]	I _{terras} [kN/m]	I _{SC rodoviária} [kN/m]	I _{Total} [kN/m]
30	0,5	19,0	1,35	1,5	10,0	36,29	7,50	43,79

Na Figura 7.27, encontra-se ilustrado o valor do momento máximo atuante (M_{Edmax}) no muro de suporte, devido ao impulso anteriormente calculado.

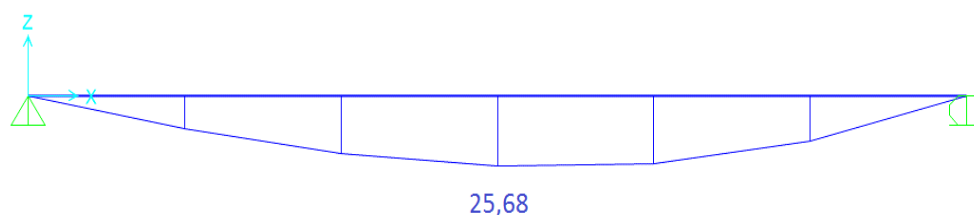


Figura 7.27 – Momento fletor máximo devido ao impulso.

Aplicando a expressão (7.13), determina-se a área de armadura mínima, apresentado na Tabela 7.59.

Tabela 7.59 – Valor da área de armadura mínima vertical.

e [m]	b [m]	c [cm]	d [m]	f_{ctm} [mPa]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]
0,22	1,00	0,05	0,16	2,90	2,37

Aplicando as expressões (7.41), (7.42) e (7.43), determina-se o valor da área de armadura vertical, que se encontra na Tabela 7.60.

Tabela 7.60 – Valor da área de armadura vertical.

M_{Ed} [kN.m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	Porm.	$A_{s, adot}$ [cm ² /m]
25,68	0,052	0,054	5,80	Φ10//0,125	6,28

De acordo com a CL.7.3.2 do EC2, deve adotar-se uma área de armadura mínima nos muros de suporte para limitar a fendilhação nas zonas em que se prevê tensões de tração. A área de armadura é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} \times \sigma_s = k_c \times k \times f_{ct,eff} \times A_{ct} \quad (7.105)$$

Em que:

$A_{s,min}$ – é área de armadura mínima para betão armado na zona tracionada;

σ_s – é o valor absoluto da tensão máxima admissível na armadura imediatamente depois da fenda. Poderá tomar o valor de $f_{yk}=500$ mPa;

k – coeficiente que considera o efeito das tensões não uniformes auto-equilibradas, de que resulta uma redução dos esforços de coação.

k_c – coeficiente que tem em conta a distribuição de tensões na seção, imediatamente antes da fendilhação e da variação do braço do binário;

$f_{ct,eff}$ – valor médio da resistência do betão à tração à data em que se prevê que se possam formar as primeiras fendas. ($f_{ct,eff} = f_{ctm}=2,9$ mPa);

A_{ct} – área do betão tracionado.

Para este projeto os coeficientes k e k_c assumem o valor 1,0.

Aplicando a expressão (7.105), determina-se o valor da área de armadura mínima na zona tracionada, apresentado na Tabela 7.61.

Tabela 7.61 – Valor da área de armadura mínima na zona tracionada (armadura horizontal).

$A_{c,t}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	Porm.	$A_{s, adot}$ [cm ² /m]
0,22	12,76	6,38	Φ12//0,15 (2R/face)	15,08

7.2.7. Fundações

As fundações são elementos estruturais cuja função é assegurar a ligação entre a estrutura e o terreno, são igualmente responsáveis por transmitir as cargas provenientes da estrutura ao solo. Na projeção deste edifício foram utilizadas fundações diretas, concebidas a partir de sapatas rígidas ligadas por vigas de fundação, que têm a função de absorver os esforços de flexão e distribuir horizontalmente as cargas provenientes da estrutura.

As fundações têm um papel importante no comportamento global dos edifícios perante a ação sísmica. Deste modo, o EC8 define que o dimensionamento desses elementos estruturais deve ser adequado a garantir que as excitações provenientes da ação sísmica sejam uniformes, proporcionando um desempenho eficaz da estrutura. Também define, na CL.4.4.2.6 (2), que os esforços nos elementos de fundação devem ser determinados com base no cálculo pela capacidade real, tendo em conta eventuais sobrerresistências. Para satisfazer esta condição, o valor dos esforços atuantes dos elementos estruturais verticais isolados (Pilares e Paredes) e das vigas de fundação devem ser determinados através da expressão (7.106).

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \times \Omega \times E_{F,E} \quad (7.106)$$

Em que:

γ_{Rd} - é o coeficiente de sobrerresistência. Toma o valor 1,0 para $q \leq 3$;

$E_{F,G}$ - é o efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;

$E_{F,E}$ - é o efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;

$\Omega = R_{di} / E_{di} \leq q$ - é o coeficiente que relaciona o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i (R_{di}) com o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i (E_{di}) para a situação de projeto sísmica;

R_{di} - representa o valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;

E_{di} - representa o valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmico.

Na situação mais desfavorável, o coeficiente Ω proveniente da expressão (7.106), toma o valor 1,0, assumindo a igualdade entre esforços atuantes e resistentes. Deste modo, o dimensionamento das sapatas isoladas é feito para a combinação que se revele determinante entre a combinação característica e a combinação de ações para situação de projeto sísmico.

Para as vigas de fundação, se Ω tomar o valor 1,0, é necessário aumentar o coeficiente de sobrerresistência (γ_{Rd}) para 1,4, tornando assim a ação sísmica determinante.

Desta forma, as sapatas são dimensionadas a fim de suportarem os carregamentos verticais, e as vigas de fundação com o fito de garantir a absorção dos esforços de flexão.

De acordo com a Cl.9.8.2.1 (1) do EC2, o valor do diâmetro mínimo recomendado para sapatas de pilares ou de paredes é de 8 mm.

7.2.7.1. Sapatas

O processo de pré-dimensionamento e dimensionamento das sapatas é um processo iterativo que resume nas seguintes etapas:

- Determinação das dimensões das sapatas (pré-dimensionamento);
- Verificação do critério de rigidez;
- Verificação a segurança do solo de fundação;
- Determinação das armaduras de flexão.

Para efetuar o pré-dimensionamento das sapatas estipulou-se valores das dimensões em planta e em altura das sapatas e de seguida fez-se a verificação do critério de rigidez e do solo da fundação, com base nos esforços máximos na base das sapatas.

É necessário analisar os esforços devido a Combinação Sísmica de projeto e a Combinação GEO definidos no ponto 3.4 do Capítulo 3, para verificar qual a combinação condicionante. As sapatas em que a Combinação GEO seja condicionante são dimensionadas com os esforços provenientes da Combinação Fundamental de ações. E caso a Combinação Sísmica seja condicionante, as sapatas são dimensionadas com os esforços resultantes da ação sísmica.

O critério da rigidez consiste em verificar se a altura das sapatas é suficiente para garantir o comportamento de sapatas rígidas. Esta verificação faz-se através da seguinte expressão:

$$H \geq \frac{a'}{2} \quad (7.107)$$

Em que:

H – Altura da sapata;

a' – Distancia entre a face do pilar e a face exterior da sapata.

A verificação da segurança do solo de fundação para o estado limite último é dado pela seguinte expressão:

$$\sigma_{\text{solo}} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

Em que:

σ_{solo} - Tensão no solo de fundação;

σ_{adm} - Tensão admissível no terreno.

A tensão do solo determina-se através da expressão (4.4) definida no Capítulo 4.

Para tensão admissível no terreno, tal como já foi referido considera-se um valor de 300 kPa. Devido incerteza da ocorrência da ação sísmica, este valor pode ser aumentado para o dobro (600 KPa), permitindo assim que as dimensões das sapatas não tomem valores exagerados.

7.2.7.1.1. Sapatas isoladas

Uma vez que se adotam sapatas rígidas para as sapatas com cargas centradas recorre-se ao método das bielas aplicado a sapatas isoladas para o cálculo das armaduras de flexão. Na Figura 7.28 encontra-se o esquema representativo deste método.

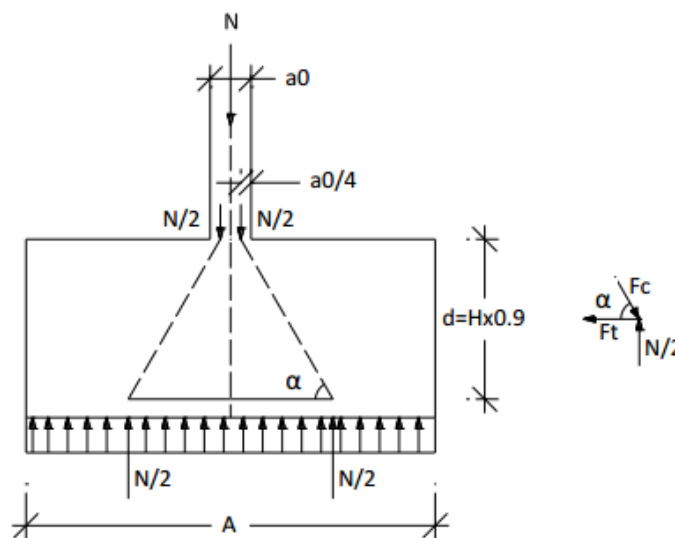


Figura 7.28 – Esquema representativo do método das bielas aplicado a sapatas (isoladas) com cargas centradas.

Deste modo, a força de tração da armadura junto à base define-se pela seguinte expressão:

$$Ft_{sd} = \frac{N_{Ed,b} \times (A - a_0)}{8 \times d} \quad (7.108)$$

Em que:

$N_{Ed,b} = N_{pilar} + PP_{sapata} \times \gamma$ - Representa o esforço axial na base do pilar;

γ - Coeficiente parcial de segurança, $\gamma = 1,35$;

A – Largura da sapata;

a_0 – Largura do pilar, correspondente ao lado da sapata com largura A;

$d = 0,9 \times H$.

Assim, as armaduras de flexão necessárias para verificar o estado limite último de flexão, determinam-se através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{Ft_{sd}}{B \cdot f_{syd}} \quad (7.109)$$

Apresenta-se a seguir um exemplo de cálculo de duas sapatas, a sapata 1 que suporta o pilar 1 e a sapata 2 que suporta o pilar 4.

Inicialmente, procedeu-se à definição geométrica das sapatas (Figura 7.29), de onde resultou nas características apresentadas na Tabela 7.62.

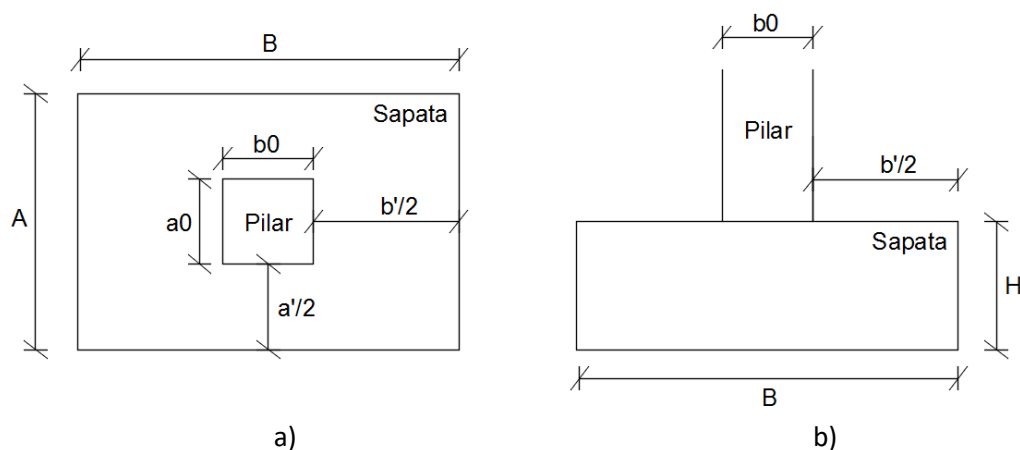


Figura 7.29 – Sapatas: a) Vista em planta; b) Vista em alçado.

Tabela 7.62 – Dimensões e áreas das sapatas isoladas - exemplo.

Sapata Isolada	Pilar de ligação	Dimensões do pilar		Dimensões da sapata			Área pilar [m ²]	Área sapata [m ²]
		a ₀ [m]	b ₀ [m]	A [m]	B [m]	H [m]		
SP.1	P1	0,3	0,5	2,4	2,7	0,6	0,15	6,48
SP.5	P4	0,4	0,4	2,2	2,2	0,5	1,50	4,84

Após a definição geométrica, fez-se a verificação do critério de rigidez da sapata aplicando a expressão (7.107), tal como demonstra a Tabela 7.63.

Tabela 7.63 – Verificação do critério da rigidez das sapatas isoladas - exemplo.

Sapata Isolada	a' [m]	a'/2 [m]	b' [m]	b'/2 [m]	H ≥ b'/2 ; H ≥ a'/2
SP.1	1,05	0,53	1,1	0,55	Verifica
SP.5	0,9	0,45	0,9	0,45	Verifica

Com a finalidade de verificar a segurança do solo, procedeu-se ao cálculo do esforço axial na base da sapata ($N_{Ed,b}$), em que este é a soma dos esforços obtidos no programa de cálculo devido a combinação condicionante e peso próprio da sapata. Com o valor do $N_{Ed,b}$, fez-se o cálculo da tensão do solo (σ_{solo}) através da expressão (4.4) e de seguida comparou esse valor com a tensão admissível no terreno, σ_{adm} (Tabela 7.64).

Tabela 7.64 – Verificação da segurança das sapatas isoladas - exemplo.

Sapata Isolada	$N_{Ed, Geo}$ [kN]	$N_{Ed, Fundamental}$ [kN]	$N_{Ed, Sismo}$ [kN]	σ_{adm} [kPa]	Comb. condicionante	$N_{b, Ed} = N_{pilar} + PP_{sapata}$ [kN]	σ_{solo} [kPa]	$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$
SP.1	1356,24	1767,78	1158,40	300	Comb. Geo	1899,00	293,06	Verifica
SP.5	972,19	1271,80	836,07	300	Comb. Geo	1353,48	279,64	Verifica

Concluída a verificação à segurança, fez-se cálculo da força de tração na armadura, e posteriormente, o cálculo da armadura necessária para a verificação do estado limite último.

Tabela 7. 65 – Armaduras de flexão das sapatas isoladas- exemplo.

Sapata Isolada	d=0,9H [m]	Direção x				Direção y			
		$F_{tsd, x}$ [kN]	$A_{s, x}$ [cm ² /m]	Porm.	$A_{s, x eff}$ [cm ² /m]	$F_{tsd, y}$ [kN]	$A_{s, y}$ [cm ² /m]	Porm.	$A_{s, y eff}$ [cm ² /m]
SP.1	0,54	923,13	7,86	Φ16//0,25	8,04	282,00	2,70	Φ10//0,25	3,14
SP.5	0,45	676,74	7,07	Φ12//0,15	7,54	137,04	1,43	Φ10//0,30	2,62

Nota: O dimensionamento das restantes sapatas isoladas encontram-se no Anexo 4.

7.2.7.1.2. Sapatas contínuas

As sapatas contínuas são aquelas que sustentam dos muros de suporte, sendo elas sapatas excêntricas, foram calculadas a partir do método das bielas aplicado a sapatas com cargas excêntricas, representada na Figura 7.30.

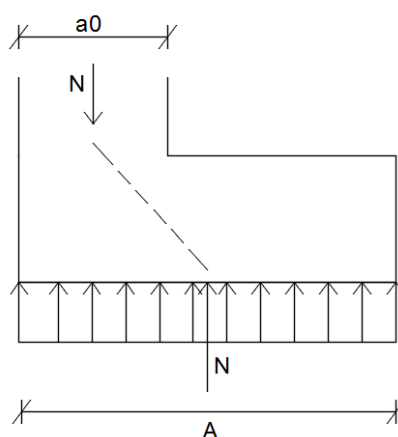


Figura 7.30 - Esquema representativo do método das bielas aplicado a sapatas (contínuas) com cargas excêntricas.

Assim a força de tração da armadura junto à base da sapata contínua a, define-se pela seguinte expressão:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{Ed,b} \times (A - a_0)}{2 \times d} \quad (7.110)$$

Em que:

$N_{Ed,b} = N_{Muro} + PP_{sapata} \times \gamma$ - Representa o esforço axial na base do muro;

γ - Coeficiente parcial de segurança, $\gamma=1,35$;

A – largura da sapata;

a_0 – espessura do muro de suporte;

$d = 0,9 \times H$.

Assim, as armaduras necessárias para verificar o estado limite último de flexão, nas sapatas contínuas, determinam-se através da seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{B \cdot f_{syd}} \quad (7.111)$$

Apresenta-se a seguir um exemplo de cálculo de uma sapata, a sapata SPM.1 que suporta o muro de suporte 1, em que o processo de dimensionamento é semelhante ao das sapatas isoladas.

Tal como as sapatas isoladas, iniciou-se por definir a geometria da sapata, de onde resultou nas características apresentadas na Tabela 7.66.

Tabela 7.66 - Dimensões e áreas da sapata contínua- exemplo.

Sapata Contínua	Muro de ligação	Extensão	Largura	Altura	Espessura do Muro
		L [m]	A [m]	H [m]	e [m]
SM.1	M.1	16,48	0,92	0,5	0,22

Definido a geometria da sapata, fez-se a verificação do critério de rigidez aplicando a expressão (7.107), tal como demonstra Tabela 7.67.

Tabela 7.67 - Verificação do critério da rigidez da sapata contínua - exemplo.

Sapata Contínua	a' [m]	a'/2 [m]	H ≥ a'/2
SM.1	0,7	0,35	Verifica

O processo de verificação da segurança do solo para as sapatas contínuas é semelhante ao das sapatas isoladas, chegando assim, aos resultados apresentados na Tabela 7.68.

Tabela 7.68 - Verificação da segurança da sapata contínua- exemplo.

Sapata Contínua	b [m]	σ_{adm} [Kpa]	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed,b} = N_{Ed} + PP_{Sapata}$ [kN]	$N_{Ed,b}$ [kN/m]	σ_{solo} [kPa]	$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$
SPM.1	1	300	4369,06	4384,58	266,14	289,28	Verifica

Posto isto, determina-se as armaduras necessárias para a verificação do estado limite último de flexão, apresentadas na Tabela 7.69.

Tabela 7.69 - Armaduras de flexão – sapatas exemplo.

Sapata Contínua	d [m]	Ft_{sd} [kN/m]	f_{syd} [MPa]	A_s [cm ² /m]	Porm.	A_s , adotado [cm ² /m]
SPM.1	0,45	65,06	435	1,50	Φ8//0,30	1,68

Nota: O dimensionamento das restantes sapatas contínuas encontram-se no Anexo 4.

7.2.7.1.3. Sapata do núcleo

A sapata do núcleo do elevador e da caixa de escadas, por se tratar de uma sapata com uma geometria mais complexa e com cargas excêntricas nas duas direções ortogonais, optou-se por fazer um modelo simplificado no programa de cálculo automático, SAP2000.

Na Figura 7.31, está representada a sapata núcleo com as dimensões adotadas e com a representação das paredes que nela assentam.

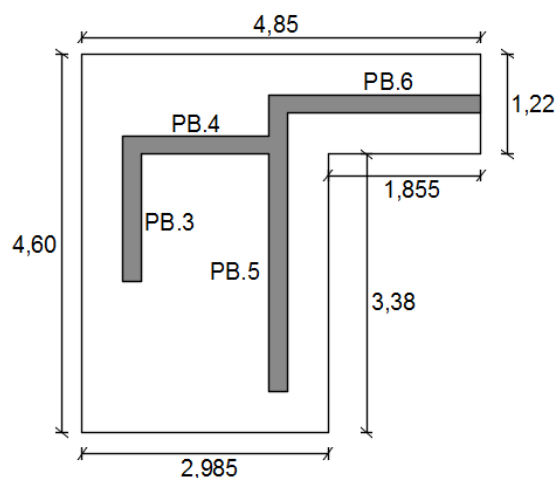


Figura 7.31 – Representação em planta da sapata do núcleo de elevador e da caixa de escadas.

No programa de cálculo, fez-se uma laje com uma espessura de 0,3 m correspondente a altura adotada para a sapata do núcleo. Para simular a existência das paredes introduziu-se apoios fixos na zona onde as paredes assentam na sapata. Introduziu-se ainda no modelo de cálculo uma carga equivalente a tensão do solo, distribuída ao longo da sapata.

Na Figura 7.32 encontra-se ilustrado o modelo da sapata do núcleo elaborado no SAP2000.

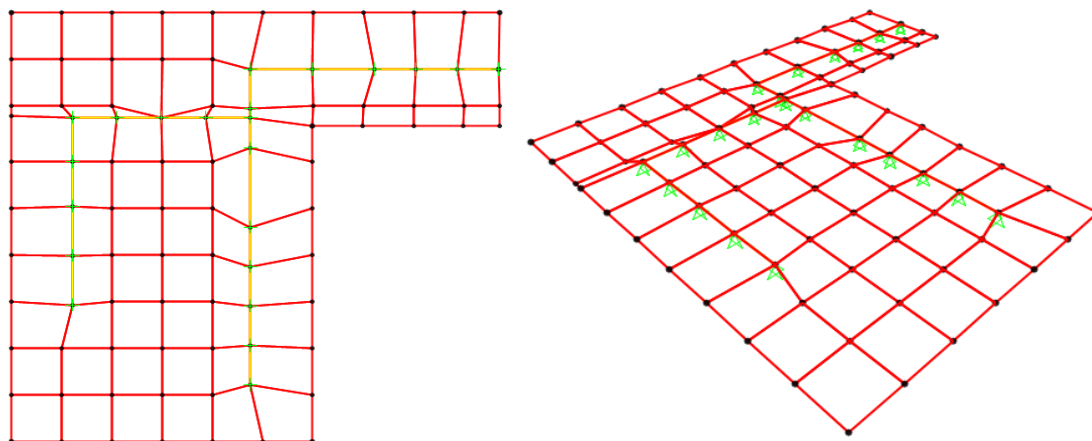


Figura 7.32 – Modelo da Sapata do núcleo: a) Vista em planta; b) Representação dos apoios que simulam as paredes.

Na Tabela 7.70, encontram-se as características da sapata do núcleo, assim como, os esforços na base das paredes obtidos a partir do modelo global da estrutura. Tal como as sapatas isoladas, fez-se uma comparação para ver qual a combinação mais condicionante.

Tabela 7.70 – Características e esforços da sapata do núcleo.

Sapata do Núcleo	Paredes de ligação	Direção x [m]	Direção y [m]	$N_{Ed, Geo}$ [kN]	$N_{Ed, Fundamental}$ [kN]	$N_{Ed, Sismo}$ [kN]	Comb. Condicionante	A_{sapata} [m ²]
SPN	PB.2	0,22	2,12	755,18	994,81	674,89	Comb. Geo	17,78
	PB.3	1,55	0,22	561,33	739,90	504,20	Comb. Geo	
	PB.4	0,22	3,6	1279,96	1686,18	1145,34	Comb. Geo	
	PB.5	2,96	0,22	1060,21	1397,05	949,82	Comb. Geo	

Com isto, procede-se ao cálculo da tensão no solo e faz-se a verificação da segurança do solo.

Tabela 7.71 – Verificação da segurança do solo da sapata do núcleo e caixa de escadas.

Sapata do Núcleo	N_{Ed} [kN]	$N_{Ed} = N_{pilar} + PP_{sapata}$ [kN]	σ_{adm} [kPa]	σ_{solo} [kPa]	$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$
SPN	4817,94	4997,96	300,00	281,10	Verifica

A partir do modelo da sapata efetuado no SAP2000, obtém-se o valor do momento máximo nas duas direções ortogonais, x e y, e a partir destes determinam-se as áreas armaduras necessárias para verificar o estado limite último de flexão, através das expressões (7.41) à (7.43). Este valoare encontram-se na Tabela 7.72.

Tabela 7.72 - Armadura da sapata do núcleo do elevador e caixa de escadas.

Sapata do Núcleo	Direção	d [m]	b [m]	M _{Ed} , [kN.m]	μ	ω	A _s [cm ² /m]	Porm.	A _s , adotado [cm ² /m]
SPN	x	0,27	1	221,17	0,04096	0,04183	5,19	Φ10//0,15	5,24
	y			397,66	0,07364	0,07657	9,51	Φ16//0,20	10,05

7.2.7.2. Vigas de Fundação

As vigas foram dimensionadas de acordo com o princípio da capacidade real, expressa anteriormente na expressão (7.106).

Segundo a Cl.5.8.2 (3) do EC8, a largura da seção transversal das vigas de fundação deverá ser, pelo menos, igual a $b_{w,min}$ e a altura da seção transversal igual a, pelo menos, $h_{w,min}$, em que, os valores recomendados são:

- $b_{w,min} = 0,25$ m;
- $h_{w,min} = 0,40$ m pra edifícios até três pisos ou, $h_{w,min} = 0,50$ m, para edifícios com quatro pisos ou mais acima da cave rígida.

Neste projeto, as vigas de fundação apresentam a largura mínima de 0,25 m e uma altura de 0,50 m, visto que, o edifício tem quatro pisos acima da cave rígida.

Ao longo de todo o comprimento das vigas de fundação, deve-se garantir uma taxa de armadura mínima $\rho_{0,min}=0,4$ %, tanto na face superior como na face inferior (CL.5.8.2 (5) do EC8).

No programa de cálculo automático obteve-se as áreas de armadura necessárias para resistir aos esforços flexão a que as vigas encontram-se sujeitas.

Com as áreas de armadura fez-se a pormenorização das vigas de fundação, que se encontra no Anexo 5.

7.2. Estados Limites de Utilização

Os Estados Limites de Utilização estão associados a danos que comprometem apenas o funcionamento da estrutura. Quando este é ultrapassado a estrutura poderá continuar em serviço, no entanto, estes danos afetam o seu aspeto, conforto e durabilidade.

Desta forma, faz-se a verificação aos estados limites de utilização relativamente ao controlo das deformações e da fendilhação de acordo com o EC2, e limitação de danos de acordo com o EC8.

7.2.1. Controlo das deformações

De acordo com a Cl.7.4.1 (1) do EC2, a deformação de um elemento ou de uma estrutura não deve prejudicar o seu funcionamento e o seu aspeto.

Assim, a limitação da deformação dos pisos faz-se através de duas condições:

- A flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a ações quase-permanentes não deve ser superior a $L/250$, em que L é o comprimento do vão (Cl.7.4.1 (4) do EC2);
- No caso das flechas que ocorrem depois da construção que possam danificar elementos adjacentes à estrutura (elementos não estruturais), o limite máximo é $L/500$ (Cl.7.4.1 (5) do EC2);

Para verificar as condições anteriores, é necessário determinar o deslocamento que ocorre na estrutura após entrar em utilização. O valor deste deslocamento calcula-se depois de efetuar o cálculo da flecha instantânea (α_0) e a flecha a longo prazo (α_∞), através da seguinte expressão:

$$\alpha_\Delta = \alpha_\infty - \alpha_0 \quad (7.112)$$

Deste modo, fez-se uma análise do modelo de cálculo e constatou-se que o maior deslocamento dá-se no piso 3 (Figura 7.33), sendo este deslocamento aproximadamente igual a 5,3 mm.

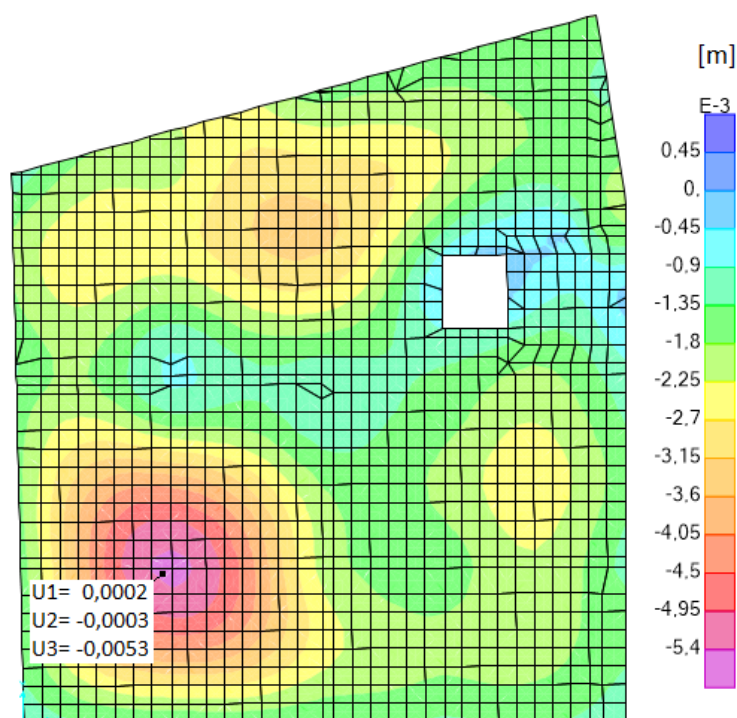


Figura 7.33 – Deslocamento no piso 3 para a combinação quase-permanente.

Com o valor do deslocamento máximo, procede-se ao cálculo da flecha considerando o estado fendilhado e não fendilhado, calculada através das seguintes expressões:

$$\alpha = \zeta \times \alpha_{II} + (1 - \zeta) \times \alpha_I \quad (7.113)$$

Em que:

α - Representa a flecha;

α_I - Valor da flecha para o estado não fendilhado;

α_{II} - Valor da flecha para o estado fendilhado;

ζ - Coeficiente de distribuição, dado por:

$$\zeta = 1 - \beta \times \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad (7.114)$$

Em que:

β - Coeficiente que tem em conta a influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento. Toma valores de 1,0 e 0,5 para carregamentos de curta duração e longa duração, respetivamente;

M_{qp} – Momento resultante da combinação quase permanente;

M_{cr} - Momento de fendilhação, dado por:

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{b \times h^2}{6} \quad (7.115)$$

Em que:

b – Largura da seção, considera-se igual a 1m;

h – Espessura da laje.

Na seção onde ocorre o deslocamento máximo, obtém-se o valor do momento quase permanente associado a esse deslocamento, as áreas de armaduras e o comprimento do vão, que são necessários para a verificação ao estado limite de deformação. Estes valores encontram-se na Tabela 7.73.

Tabela 7.73 – Valores necessários para a verificação da deformação nas lajes.

α_0 [mm]	M_{qp} [kN.m/m]	L [m]	$A_{s,inferior}$ [cm ² /m]	$A_{s, reforço}$ inferior [cm ² /m]	$A_{s,superior}$ [cm ² /m]
5,30	16,38	4,20	2,51	2,51	2,51

Cálculo do momento de fendilhação

Faz-se o cálculo do momento de fendilhação para verificar se seção onde ocorre momento máximo encontra-se ou não fendilhada. Essa verificação é feita através da seguinte condição:

$$\begin{cases} M_{qp} > M_{cr} - \text{Zona fendilhada} \\ M_{qp} < M_{cr} - \text{Zona não fendilhada} \end{cases}$$

Aplicando a expressão (7.115) determina-se o valor do momento de fendilhação.

$$M_{cr} = 2,9 \times 10^3 \times \frac{1,0 \times 0,2^2}{6} = 19,33 \text{ kN.m/m}$$

Como o momento quase permanente é superior ao momento de fendilhação, ocorre fendilhação na zona do deslocamento máximo.

Cálculo da flecha a longo prazo (α_∞)

1. Coeficiente de fluência: $\phi=2,5$
2. Módulo de elasticidade do betão: $E_{cm}= 33\text{GPa}$ (C30/37)
3. Módulo de elasticidade efetivo: $E_{c,eff} = 1,05 \times \frac{E_{cm}}{1+\phi(\infty,t_0)} = 1,05 \times \frac{33}{1+2,5} = 9,9 \text{ GPa}$

4. Módulo de elasticidade do aço: $E_s = 200 \text{ Gpa (A500)}$

5. Coeficiente de homogeneização: $\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9,9} = 20,202;$

6. Taxa de armadura inferior: $\rho = \frac{A_{s,inf}}{b \times d} = \frac{(2,51+3,93) \times 10^{-4}}{1 \times 0,165} = 0,0039$

$$7. \begin{cases} \alpha \times \rho = 20,202 \times 0,0039 = 0,078 \cong 0,08 \\ \beta = \frac{A_{s,sup}}{A_{s,inf}} = \frac{2,51}{2,51+3,93} = 0,389 \cong 0,5 \\ \frac{d}{h} = \frac{0,165}{0,2} = 0,825 \cong 0,8 \end{cases}$$

Recorrendo a seguinte tabela, determinam-se os momentos de inércia: $\begin{cases} \frac{I_I}{I_C} = 1,13 \\ \frac{I_{II}}{I_C} = 0,29 \end{cases}$

Tabela 7.74 – Momentos de inercia em seção retangulares de betão armado.

d/h= 0.80											
β	0.00		0.25		0.50		0.75		1.00		
$\alpha\rho$	I_I/I_c	I_{II}/I_c	I_I/I_c	I_{II}/I_c	I_I/I_c	I_{II}/I_c	I_I/I_c	I_{II}/I_c	I_I/I_c	I_{II}/I_c	
0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	
0.02	1.02	0.09	1.03	0.09	1.03	0.09	1.04	0.09	1.04	0.10	
0.05	1.05	0.20	1.07	0.20	1.08	0.20	1.09	0.20	1.11	0.20	
0.10	1.10	0.35	1.13	0.35	1.16	0.35	1.19	0.35	1.22	0.35	
0.15	1.14	0.46	1.19	0.47	1.24	0.47	1.28	0.48	1.32	0.48	
0.20	1.18	0.56	1.25	0.57	1.32	0.58	1.38	0.59	1.43	0.60	
0.25	1.22	0.64	1.31	0.66	1.39	0.68	1.47	0.70	1.54	0.71	
0.30	1.25	0.71	1.37	0.75	1.47	0.77	1.56	0.80	1.65	0.82	
0.35	1.28	0.78	1.42	0.82	1.55	0.86	1.66	0.89	1.76	0.92	
0.40	1.31	0.83	1.48	0.89	1.62	0.94	1.75	0.99	1.86	1.02	
0.45	1.34	0.88	1.53	0.96	1.70	1.02	1.84	1.08	1.97	1.12	
0.50	1.36	0.93	1.58	1.03	1.77	1.10	1.94	1.16	2.08	1.22	

8. Coeficiente de distribuição: $\zeta = 1 - \beta \times \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 = 1 - 0,5 \times \left(\frac{19,33}{16,38} \right)^2 = 0,3036$

9. Valor da flecha no estado não fendilhado:

$$\alpha_{I\infty} = (1 + \varphi) \times \frac{\alpha_c}{\left(\frac{I_I}{I_c} \right)} = (1 + 2,5) \times \frac{5,3}{1,13} = 16,41 \text{ mm}$$

10. Valor da flecha no estado totalmente fendilhado:

$$\alpha_{II\infty} = (1 + \varphi) \times \frac{\alpha_c}{\left(\frac{I_{II}}{I_c} \right)} = (1 + 2,5) \times \frac{5,3}{0,29} = 66,38 \text{ mm}$$

11. Valor da flecha ao longo prazo:

$$\alpha_{\infty} = \zeta \times \alpha_{II\infty} + (1 - \zeta) \times \alpha_{I\infty} = 0,3036 \times 66,38 + (1 - 0,3036) \times 16,41 = 31,58 \text{ mm}$$

O valor máximo admissível regulamentar para a flecha a longo prazo é dado pela seguinte expressão:

$$\frac{L}{250} = \frac{4,2}{250} = 16,8 \text{ mm}$$

Como a flecha a longo prazo é superior ao valor máximo admissível da flecha regulamentar ($L/250$), por se situar numa zona próxima ao pilar P.7 (pilar com descontinuidade na zona da cave), então não se verifica o estado limite de deformação na laje do piso 3.

Para diminuir essa deformação pode-se alterar o sistema estrutural, por exemplo, aumentar a espessura da laje e a seção das vigas que ligam ao pilar, aplicar pré-esforço na laje em questão ou contra flecha.

Neste projeto para resolver o problema acima apresentado optou-se por reforçar essa zona em todos os pisos e no piso 3 para além do reforço foi aplicado uma contra flecha.

7.2.2. Controlo de fendilhação

A fendilhação surge nas estruturas devido aos esforços em que os elementos de betão armado estão sujeitos. Segundo o EC2, pode-se efetuar o controlo da fendilhação através de um método de verificação indireto, que consiste em limitar o diâmetro ou o espaçamento máximo dos varões.

De acordo com a Cl.7.3.3 (1) do EC2, não são necessárias medidas específicas para o controlo da fendilhação nas lajes com espessura não superior a 20 cm, em que tenham respeitado as disposições construtivas indicadas na cláusula 9.3 do EC2.

Neste projeto as lajes cumprem todas as disposições construtivas, logo, não é necessário fazer nenhuma verificação direta.

7.2.3. Limitação de danos

De acordo com a Cl.4.4.3.1 do EC8, considera-se satisfeito o requisito de limitação de danos quando os deslocamentos entre pisos, provenientes a uma ação sísmica com probabilidade superior à ação sísmica de cálculo, forem limitados. Esta verificação faz-se através da seguinte expressão:

$$d_r \times v \leq 0,005 \times h \quad (7.116)$$

Em que:

d_r - Valor do deslocamento entre pisos;

ν - Coeficiente de redução relacionado com o mais baixo período de retorno da ação sísmica considerada ($\nu= 0,4$ ação sísmica tipo 1 e $\nu =0,55$ ação sísmica tipo2);

h - Altura entre pisos;

Aplicando a expressão anterior, determinam-se os valores dos deslocamentos relativos entre pisos, segundo as duas direções, X e Y, apresentados na Tabela 7.75.

Tabela 7.75 – Verificação da limitação de danos.

Piso	$d_{r,x}$ [m]	$d_{r,y}$ [m]	ν	$d_{r,x.\nu}$	$d_{r,y.\nu}$	h	$d_{r,x.\nu} \leq 0,005h$	$d_{r,y.\nu} \leq 0,005h$
Piso 1	0,0036	0,0024	0,4	0,00144	0,00096	3,7	Verifica	Verifica
Piso 2	0,0021	0,0027		0,00084	0,00108	2,8	Verifica	Verifica
Piso 3	0,0015	0,0024		0,0006	0,00096	2,8	Verifica	Verifica
Sótão	0,0012	0,0048		0,00048	0,00192	2,8	Verifica	Verifica

Tal como se pode observar na Tabela 7.75, é verificado a limitação de danos.

CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES

O presente Trabalho Final de Mestrado teve como principal finalidade a realização de um projeto de estruturas e fundações de um edifício em betão armado, percorrendo todas as fases que compõem um projeto estrutural, desde a interpretação do projeto de arquitetura até a conceção e o dimensionamento dos elementos estruturais, utilizando os Eurocódigos estruturais.

Possibilitou o alargamento dos conhecimentos no âmbito do dimensionamento estrutural e a consolidação dos diversos conhecimentos adquiridos durante o percurso académico

Permitiu o desenvolvimento de competências face aos diversos programas utilizados (SAP2000, AUTOCAD, ALL PLAN, MICROSOFT OFFICE).

Este trabalho permitiu ainda obter as seguintes conclusões:

- A aplicação do EC8, na interpretação e quantificação da ação sísmica constitui um processo complexo;
- O EC8 baseia no cálculo pela capacidade real, cuja filosofia é garantir um modo de rotura dúctil promovendo assim o aproveitamento da ductilidade dos materiais;
- A modelação 3D simplifica os cálculos, a análise e obtenção de resultados;
- A estrutura deveria ser classificada como sendo irregular em altura devido a descontinuidade dos pilares P.07 e P.16;
- A estrutura deveria ser classificada como sendo torsionalmente flexível, visto que, não verifica o raio de torção (Tabela 5.9 do Capítulo 5). Neste caso o coeficiente de comportamento a utilizar seria igual a 2,0.
- As escadas em vez de ser modeladas no plano deveria ser modelada em 3D, obtendo assim resultados mais reais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NP EN 1990:2009;” Eurocódigo 0- Bases para o projeto de estruturas”, CEN, Bruxelas.

NP EN 1991-1-1:2009;” Eurocódigo 1- Ações em estruturas-Parte 1-1:Ações gerais- pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios ”, CEN, Bruxelas.

NP EN 1992-1 -1:2010; “ Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de Betão – Parte1 -1: Regras gerais e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas

NP EN 1998-1:2010; “ Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.

NP EN206-1: 2007; “ Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e Conformidade”, CEN, Bruxelas.

GORGULHO, António; “Betão Estrutural II-Versão atualizada segundo o Eurocódigo 2”, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007.

Appleton, Júlio – Estruturas de Betão – Volume 1.

JACINTO, Luciano;“ Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC81”,2014.

Teses:

REIS, Ana Rita; “Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico”, Lisboa: FCT/UNL, 2012.

LOPES, Mário; “Sismos e Edifícios”.

GOMES, Michael Nico Ramos; “Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa” Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa 2015.

MOUTINHO, Pedro Miguel Fernandes; - “Projeto de Estruturas de um edifício em betão armado com recurso ao programa de cálculo automático ETABS”

Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa 2015.

NOVAIS, Tiago Filipe Pereira; - “Projeto de fundações e estrutura de um colégio em Ponta Delgada utilizando os Eurocódigos estruturais”, Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa 2014.

PIRES, Sérgio Salústio; - “Projeto de fundações e Estrutura de um Edifício de Betão Armado”, Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa 2015.