



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



**Projeto de Fundações e Estrutura da Escola Superior
de Enfermagem Pólo Artur Ravara em Lisboa**

PAULO DUARTE PEREIRA ROLÃO

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista

Junho 2018

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil

**Projeto de Fundações e Estrutura da Escola Superior
de Enfermagem Pólo Artur Ravara em Lisboa**

PAULO DUARTE PEREIRA ROLÃO

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia
Civil na Área de Especialização em Estruturas

Orientador:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Júri:

Presidente:

Mestre Cristina Ferreira Xavier Brito Machado

Vogais:

Mestre António Carlos Teles de Sousa Gorgulho

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista

Junho 2018

RESUMO

Introdução: O presente trabalho consiste na elaboração do projeto de fundações e estrutura da Escola Superior de Enfermagem Artur Ravara, localizada no Parque das Nações em Lisboa. Este edifício apresenta uma estrutura porticada em betão armado. Recorreu-se também à utilização de pré-esforço na execução de lajes em consola.

Regulamentação: Para a realização deste projeto foram utilizados os Eurocódigos estruturais, que fornecem regras para o dimensionamento, ações e conceção de estruturas em betão armado. Apesar dos Eurocódigos não terem ainda um carácter obrigatório, a sua utilização apresenta vantagens, dado que visam a uniformização dos critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas a nível europeu. A utilização do Eurocódigo 8, em particular, adota critérios de dimensionamento e pormenorização vantajosos a nível sísmico. Isto torna-se fundamental para o contexto nacional, nomeadamente para a localização e risco sísmico associado à cidade de Lisboa.

Metodologia: Para efetuar a análise estrutural do edifício, foi realizada a sua modelação no programa de cálculo automático SAP2000. Este programa, baseado no método dos elementos finitos, permite realizar uma análise admitindo o comportamento elástico linear da estrutura. Para além disso, permite efetuar uma análise modal por espectro de resposta, definida pela NP EN 1998-1:2010, assim como a determinação dos modos de vibração, esforços e armaduras necessárias à verificação dos diferentes estados limite.

Conclusões: Esta dissertação pretende contribuir para a consolidação da formação académica no domínio do projeto estrutural.

Palavras-chave

Betão armado; Projeto; Eurocódigos; Sismo; Ductilidade.

ABSTRACT

Introduction: The present work consists on the elaboration of the project foundation and structure of the Nursing School Artur Ravara, located in Parque das Nações in Lisbon. This building has a framed structure made of reinforced concrete. Prestress was also used in the design of the cantilever slabs.

Regulation: The structural Eurocodes were used for the accomplishment of this project. They provide rules for the design, actions and detailing of structures in reinforced concrete. Although the Eurocodes are not yet compulsory, their use has advantages because they aim to standardize the criteria and regulations for the calculation and dimensioning of structures at European level. Particularly, the use of Eurocode 8 adopts advantageous design and detail criteria at the seismic level. This becomes fundamental for the national context, namely for the location and seismic risk associated with Lisbon.

Methodology: To perform the structural analysis of the building, the modelling was carried out with SAP2000 automatic design program. This program, based on the finite element method, allows to perform an analysis admitting the linear elastic behaviour of the structure. In addition, it allows a modal analysis by response spectrum, defined by NP EN 1998-1: 2010, as well as the determination of the modes of vibration, forces and reinforcement necessary to verify the different limit states.

Conclusions: This dissertation aims to contribute to the consolidation of academic training in the field of structural design.

Keywords

Reinforced concrete; Project; Eurocodes; Earthquake; Ductility.

ÍNDICE

RESUMO	i
ABSTRACT	iii
1 ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.1 Objetivos.....	1
1.2 Caracterização do edifício.....	1
1.3 Solução Estrutural	2
1.4 Enquadramento regulamentar	2
2 BASES DE PROJETO.....	5
2.1 Tempo de Vida Útil do Projeto.....	5
2.2 Classes de Ductilidade	5
2.2.1 Classe de Ductilidade Baixa (DCL)	6
2.2.2 Classe de Ductilidade Média (DCM) e Alta (DCH).....	6
2.3 Materiais.....	6
2.3.1 Betão.....	6
2.3.2 Aço	7
2.4 Classes de Exposição e Recobrimento das Armaduras	8
2.5 Ações Atuantes	8
2.5.1 Cargas Permanentes	8
2.5.2 Sobrecargas	10
2.5.3 Ação Sísmica	10
2.6 Tipo de Terreno	13
2.7 Coeficiente de Solo.....	14
2.8 Classe de Importância e Coeficiente de Importância	15
2.9 Representação da Ação Sísmica	16
2.10 Combinações de Ações.....	18
2.11 Estados Limite de Utilização.....	19
3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	21
3.1 Lajes dos Pisos e Rampas.....	21
3.2 Lajes das Escadas	22
3.3 Vigas.....	22
3.4 Pilares.....	23
3.5 Sapatas.....	24
4 CONCEÇÃO ESTRUTURAL	25

4.1	Princípios Básicos da Conceção Estrutural.....	25
4.2	Critérios de Regularidade Estrutural.....	26
4.2.1	Regularidade em Planta.....	27
4.2.2	Método de Cálculo da Rigidez (K).....	29
4.2.3	Verificação dos Raios de Torção e Giração e Excentricidade Estrutural.....	30
4.2.4	Regularidade em Altura.....	31
4.3	Classificação do Sistema Estrutural.....	31
4.4	Classe de Ductilidade.....	32
4.5	Coefficiente de comportamento.....	32
4.6	Análise por Forças Laterais.....	35
4.6.1	Generalidades.....	35
4.6.2	Força de Corte na Base.....	35
4.6.3	Forças Sísmicas Horizontais.....	36
4.6.4	Efeitos de Torção.....	37
4.6.5	Combinação das Respostas Modais.....	39
4.6.6	Combinação Direcional.....	39
4.6.7	Deslocamentos devidos à Ação Sísmica.....	40
5	MODELAÇÃO ESTRUTURAL.....	43
5.1	Materiais.....	43
5.2	Elementos construtivos.....	43
5.3	Elementos de barra.....	43
5.4	Elementos de superfície.....	44
5.5	Apoios.....	44
5.6	Cargas e Combinações de Ações.....	44
5.7	Dimensionamento e pormenorização.....	45
5.8	Análise Modal por Espectro de Resposta.....	45
6	DIMENSIONAMENTO.....	47
6.1	Estados Limites Últimos.....	47
6.2	Regras Gerais.....	47
6.2.1	Recobrimento de armaduras.....	47
6.2.1	Distância mínima entre varões.....	49
6.2.2	Diâmetro mínimo de dobragem de varões.....	50
6.2.3	Comprimentos de amarração dos varões.....	50
6.2.4	Amarração da armadura transversal.....	54
6.2.5	Sobreposição de armaduras.....	54
6.3	Lajes.....	55

6.3.1	Verificação ao Estado Limite Último de Flexão	57
6.3.2	Verificação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso	57
6.4	Vigas.....	59
6.4.1	Armadura Longitudinal	59
6.4.2	Armadura Transversal e de confinamento.....	61
6.4.3	Dimensionamento das Vigas	63
6.5	Pilares.....	70
6.5.1	Armaduras longitudinais	71
6.5.2	Armadura Transversal.	71
6.5.3	Armadura de confinamento	73
6.5.4	Dimensionamento.....	74
6.6	Paredes Dúcteis	82
6.6.1	Restrições Geométricas e Disposições Constritivas	83
6.6.2	Armadura Horizontal.....	85
6.6.3	Armadura Longitudinal	85
6.6.1	Armadura Transversal	91
6.6.1	Armadura de Confinamento	94
6.7	Muros de suporte	98
6.8	Fundações	101
6.9	Sapatas	101
6.9.1	Cálculo das dimensões das sapatas.....	102
6.9.2	Cálculo das áreas de armaduras das sapatas	103
6.10	Vigas de Fundação.....	107
6.11	Estados Limites de Utilização	108
6.11.1	Controlo da fendilhação	108
6.11.2	Controlo das deformações	109
6.11.3	Limitação de Danos	113
6.12	Efeitos globais de 2ª ordem	115
7	Pré-esforço	117
7.1.1	Verificação da segurança à descompressão.....	117
7.1.2	Cálculo das perdas instantâneas	119
7.1.3	Cálculo das perdas diferidas	121
7.1.4	Cargas equivalentes.....	123
7.1.5	Verificação da compressão máxima do betão	125
7.1.6	Cálculo do momento resistente	125
8	CONCLUSÕES	127

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICASI

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Representação dos blocos da estrutura em estudo: a) piso -2 e -1; b) piso 0, 1 e 2.	2
Figura 2.1 - Zonamento sísmico de Portugal Continental (EC8).....	12
Figura 2.2 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Ação sísmica Tipo 1).....	12
Figura 2.3 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2).....	13
Figura 3.1 - Modelo de cálculo das escadas.....	22
Figura 6.1 - Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores.....	54
Figura 6.2 - Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas.....	63
Figura 6.3 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas.....	64
Figura 6.4 - Diagramas de momentos nas extremidades.....	65
Figura 6.5 - Diagrama retangular.....	65
Figura 6.6 – Dobragem dos varões longitudinais e colocação das armaduras transversais no interior.....	70
Figura 6.7 - Confinamento do núcleo de betão.....	74
Figura 6.8 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal nos pilares.....	75
Figura 6.9 - Representação do núcleo de paredes A: a) paredes do núcleo; b) dimensões das paredes.....	82
Figura 6.10 – Esquematização do método dos pilares fictícios.....	85
Figura 6.11 - Localização dos pilares fictícios.....	87
Figura 6.12 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes: a) PR1; b) PR2; c) PR3; d) PR4.....	89
Figura 6.13 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto.....	91
Figura 6.14 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes: a) PR_1; b) PR_2; c) PR_3; d) PR_4.....	92
Figura 6.15 - Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres.....	97
Figura 6.16 - Representação da planta de fundações do Bloco B.....	103
Figura 6.17 – Esquematização do cálculo das armaduras pelo método das bielas (pilar centrado).....	104
Figura 6.18 - Esquematização do cálculo das armaduras pelo método das bielas (muros de suporte).....	104
Figura 6.19 - Esquematização do cálculo das armaduras pelo método das bielas (pilares descentrados).....	105
Figura 6.20 - Modelo de cálculo para sapata contínua pelo método das consolas (apoios centrados com os pilares): a) modelo; b) diagrama de momentos fletores.....	106

Figura 6.21 - Modelo de cálculo para sapata contínua pelo método das consolas (apoios entre os pilares): a) modelo; b) diagrama de momentos fletores	Erro! Marcador não definido.
Figura 6.22 - Deformações impostas na estrutura.....	109
Figura 7.1 – Esquematização da viga exemplo.....	117
Figura 7.2 - Diagramas de esforços e deformada da viga exemplo: a) esforço transversal; b) momento fletor; c) deformada	117
Figura 7.3 - Diagrama das perdas instantâneas	119
Figura 7.4 - Cargas equivalentes na viga exemplo.....	124
Figura 7.5 – Diagrama de tensões do pré-esforço.....	124
Figura 7.6 - Método simplificado do cálculo do momento resistente.....	125

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Área dos pisos dos blocos em estudo	1
Tabela 2.1 – Categorias e valor indicado do tempo de vida útil para estruturas	5
Tabela 2.2 - Caraterísticas do betão C30/37.....	7
Tabela 2.3 - Caraterísticas do aço A500 NR SD.....	7
Tabela 2.4 - Classe de exposição e recobrimento nominal	8
Tabela 2.5 - Valores das sobrecargas e os coeficientes de combinação.....	10
Tabela 2.6 - Caraterísticas da ação sísmica	11
Tabela 2.7 - Valores de acelerações máximas a_{gR}	13
Tabela 2.8 - Caraterísticas do tipo de terreno.....	14
Tabela 2.9 - Valores do coeficiente do solo (S)	14
Tabela 2.10 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1	14
Tabela 2.11 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2	14
Tabela 2.12 – Resumo dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas	15
Tabela 2.13 - Classes de importância para edifícios	15
Tabela 2.14 - Coeficientes de importância γ_I	16
Tabela 2.15 - Coeficientes parciais de segurança.....	19
Tabela 3.1 - Valores do coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais	21
Tabela 3.2 - Caraterísticas geométricas das Vigas	23
Tabela 4.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	27
Tabela 4.2 - Valores de esbelteza	28
Tabela 4.3 - Coordenadas dos centros de rigidez e de massa de cada piso	29
Tabela 4.4 - Verificação dos raios de torção e dos raios giração	30
Tabela 4.5 - Verificação da excentricidade estrutural	31
Tabela 4.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento q_0	32
Tabela 4.7 - Fatores de majoração α_w/α_1	33
Tabela 4.8 - Caraterísticas das paredes estruturais	34
Tabela 4.9 – Coeficientes de comportamento para ações sísmicas horizontais	34
Tabela 4.10 - Método de análise por forças laterais	35
Tabela 4.11 - Forças de corte basal	36
Tabela 4.12 - Distribuição das forças sísmicas horizontais.....	37
Tabela 4.13 - Efeitos acidentais de torção.....	38
Tabela 4.14 - Efeitos de torção.....	38

Tabela 4.15 - Valores dos deslocamentos devido a ação sísmica	40
Tabela 4.16 - Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica	Erro! Marcador não definido.
Tabela 5.1 - Modos de vibração e fatores de participação modal	45
Tabela 5.2 - Verificação dos modos de vibração	46
Tabela 6.1 - Classes de exposição	48
Tabela 6.2 - Recobrimento nominal	49
Tabela 6.3 - Espaçamento de varões	49
Tabela 6.4 - Diâmetros de dobragem	50
Tabela 6.5 - Valor de cálculo da tensão de rotura à tração e tensão de cedência	51
Tabela 6.6 - Comprimentos de amarração de referência	51
Tabela 6.7 - Comprimentos mínimos de amarração.....	52
Tabela 6.8 - Comprimentos de amarração adotados	52
Tabela 6.9 - Comprimento de sobreposição mínimo ($l_{0,min}$)	55
Tabela 6.10 - Comprimento de sobreposição regulamentar l_0 adotado	55
Tabela 6.11 - Armaduras mínimas e máximas para as lajes.....	56
Tabela 6.12 - Pormenorização das armaduras na laje	58
Tabela 6.13 - Esforço transversal resistente sem armadura nas lajes.....	59
Tabela 6.14 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas	60
Tabela 6.15 - Fator de ductilidade em curvatura nas vigas	61
Tabela 6.16 - Características da viga exemplo.....	66
Tabela 6.17 - Armaduras calculadas e adotadas para a viga exemplo	67
Tabela 6.18 - Armadura da laje contida na largura efetiva no banzo.....	67
Tabela 6.19 - Momentos resistentes na viga exemplo.....	67
Tabela 6.20 - Taxa de armadura longitudinal.....	68
Tabela 6.21 - Esforço transversal na viga exemplo.....	68
Tabela 6.22 - Armaduras transversais adotadas nas zonas críticas	68
Tabela 6.23 - Armaduras transversais adotadas na zona corrente.....	69
Tabela 6.24 - Valores limite de espaçamento regulamentares	69
Tabela 6.25 – Confinamento para nós viga-pilar interiores e exteriores.....	69
Tabela 6.26 - Esforço normal reduzido para o pilar P_12.2.....	70
Tabela 6.27 - Valores de “a” através da relação do esforço normal atuante e resistente	77
Tabela 6.28 - Esforços obtidos no pilar exemplo segundo X e Y	77
Tabela 6.29 - Armadura longitudinal adotada no pilar exemplo.....	77
Tabela 6.30 - Momento resistente em torno de X e Y.....	78
Tabela 6.31 - Esforço transversal atuante aplicado ao pilar exemplo	78
Tabela 6.32 - Esforço transversal máximo aplicado ao pilar exemplo.....	78

Tabela 6.33 - Armaduras de esforço transverso segundo X e Y (zonas críticas)	79
Tabela 6.34 - Dimensões do núcleo de betão confinado	79
Tabela 6.35 - Coeficiente de eficácia (α) e taxa volumétrica de cintas (ω_{wd}).....	80
Tabela 6.36 - Valores do segundo membro para a verificação do confinamento.....	80
Tabela 6.37 - Dimensões das paredes do núcleo de paredes A	82
Tabela 6.38 – Comprimentos mínimos dos pilares fictícios	83
Tabela 6.39 - Comprimentos máximos dos pilares fictícios	84
Tabela 6.40 – Comprimento dos pilares fictícios.....	84
Tabela 6.41 - Esforço normal reduzido de cada parede	84
Tabela 6.42 - Valores de braço interior de cada parede	86
Tabela 6.43 - Valores dos deslocamentos verticais.....	88
Tabela 6.44 - Valores de Ft para o pilar fictício PF_1	89
Tabela 6.45 - Valores de Ft exercidas em todos os pilares fictícios.....	90
Tabela 6.46 - Área de armadura longitudinal dos pilares fictícios.....	90
Tabela 6.47 - Pormenorização da armadura longitudinal nos pilares fictícios.....	90
Tabela 6.48 - Área da armadura efetiva nos pilares fictícios	91
Tabela 6.49 - Esforços transversos da envolvente de cálculo	93
Tabela 6.50 - Área da armadura transversal das paredes	93
Tabela 6.51 - Pormenorização da armadura transversal das paredes	93
Tabela 6.52 - Área da armadura transversal efetiva	94
Tabela 6.53 - Valores máximos da altura crítica das paredes	95
Tabela 6.54 - Altura crítica das paredes	95
Tabela 6.55 - Ductilidade em curvatura de cada bloco	96
Tabela 6.56 - Espaçamento das cintas de cada pilar fictício	97
Tabela 6.57 - Parâmetros necessários à verificação da ductilidade local	97
Tabela 6.58 - Modelo de cálculo do muro de suporte e respetivos diagramas de esforços.....	99
Tabela 6.59 - Área de armadura longitudinal.....	100
Tabela 6.60 - Pormenorização das armaduras longitudinais da parede de contenção.....	100
Tabela 6.61 - Esforço transverso na parede de contenção.....	100
Tabela 6.62 - Espaçamento máximo dos varões longitudinais.....	109
Tabela 6.63 - Momento de fendilhação (Mcr).....	110
Tabela 6.64 - Características das lajes	111
Tabela 6.65 - Parâmetros necessários para o cálculo da flecha a curto prazo	111
Tabela 6.66 - Valor da flecha para a secção fendilhada e não fendilhada a curto prazo	112
Tabela 6.67 - Parâmetros necessários para o cálculo da flecha a longo prazo	112
Tabela 6.68 - Valor da flecha para a secção fendilhada e não fendilhada a longo prazo	113
Tabela 7.1 - Verificação do Estado Limite de Descompressão	118

Tabela 7.2 - Pré-esforço instalado mínimo e pré-esforço inicial.....	119
Tabela 7.3 - Tensão de esticamento inicial	120
Tabela 7.4 - Pré-esforço de origem	121
Tabela 7.5 - Perdas diferidas por retração do betão	121
Tabela 7.6 - Perdas diferidas por fluência do betão	122
Tabela 7.7 - Perdas diferidas por relaxação do aço	122
Tabela 7.8 - Perdas diferidas por efeito conjugado, tensão de pré-esforço a longo prazo e pré-esforço útil a longo prazo	123
Tabela 7.9 - Cargas equivalentes.....	123
Tabela 7.10 - Verificação da compressão máxima do betão	125
Tabela 7.11 - Momento resistente da viga exemplo.....	126

LISTA DE ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A	Área da secção transversal
A_c	Área da secção transversal do betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da ação sísmica
AN	Anexo Nacional
A_p	Área dos cabos de pré-esforço
$A_{s,min}$	Área de armadura mínima regulamentar
$A_{s,max}$	Área de armadura máxima regulamentar
Cl	Cláusula
CP	Carga Permanente
CQC	Combinação Quadrática Completa
E	Efeito de uma ação
EC	Eurocódigo
E_c	Módulo de elasticidade do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do betão
ELU	Estado Limite Último
ELS	Estado Limite de Utilização (Serviço)
E_p	Módulo de elasticidade do cabo de pré-esforço
E_s	Módulo de elasticidade do aço
F	Força
F_c	Força no betão
F_b	Força de corte na base
F_i	Força horizontal atuando no piso i
F_p	Força total no pré-esforço
F_s	Força nas armaduras ordinárias
F_{tsd}	Força de cálculo no tirante de armaduras horizontais junto à base da sapata
G_k	Valor característico de uma ação permanente
I	Momento de inércia

I_P	Momento polar de inércia
K	Rigidez
K_i	Rigidez lateral na direção i
K_θ	Rigidez de torção
L	Comprimento
L_{min}	Menor dimensão em planta do edifício medida nas direções ortogonais
$L_{máx}$	Maior dimensão em planta do edifício medida nas direções ortogonais
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
PP	Peso Próprio
P_{NCR}	Probabilidade de excedência da referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
P_{tot}	Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica
P_0	Pré-esforço inicial
P'_0	Pré-esforço na origem
P_∞	Pré-esforço útil ou longo prazo
$Q_{k,1}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
RCP	Restante Carga Permanente
S	Coefficiente do solo
SC	Sobrecarga
$S_d(T)$	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 do 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
$V_{Rd,c}$	Esforço transversal resistente sem armadura específica de esforço transversal
V_{tot}	Força de corte total ao nível do piso em análise
$X_{CM,i}$	Coordenada em X do centro de massa do piso i
$Y_{CM,i}$	Coordenada em Y do centro de massa do piso i
$X_{CR,i}$	Coordenada em X do centro de rigidez do piso i
$Y_{CR,i}$	Coordenada em Y do centro de rigidez do piso i

Letras minúsculas latinas

a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno
a_{gR}	Valor da aceleração máxima de referência
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	Distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou ganchos
b_0	Largura do elemento confinado, medido entre cintas
b_w	Largura da alma de vigas em T, I ou L
b_w	Espessura das zonas confinadas
$b_{w,min}$	Largura mínima das vigas de fundação
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_{bL}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bw}	Diâmetro das armaduras de confinamento (cintas)
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos

d_s	Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo, afetado pelo coeficiente de comportamento em deslocamento
e_{ai}	Excentricidade acidental da massa do piso i
f_{bd}	Tensão de aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão ($t = 28$ dias)
f_{cm}	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
$f_{ctk;0,05}$	5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão
f_{pk}	Valor característico da tensão de rotura à tração do aço de pré-esforço
f_{yd}	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência à tração
g	Aceleração gravítica
h	Altura entre pisos
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 secção transversal de uma viga
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes
l_0	Comprimento de emenda
l_{bd}	Comprimento de amarração
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
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 (comprimento)
m	Massa total do edifício, acima da fundação
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 das armaduras transversais ao longo do pilar
$S_{l,max}$	Espaçamento máximo entre estribos
$S_{max,slabs}$	Espaçamento máximo entre varões longitudinais em lajes
$S_{t,max}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
x_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão (posição do eixo neutro)
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da ação sísmica

Letras minúsculas gregas

α	Coefficiente de homogeneização
α	Coefficiente de eficiência do confinamento
α_{ct}	Coefficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
α_n	Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
ϵ_{cs}	Extensão de retração do betão
ϵ_{cu2}	Extensão última no betão não confinado
$\epsilon_{cu2,c}$	Extensão última no betão confinado
$\epsilon_{sy,d}$	Extensão de cálculo de cedência do aço
γ	Peso volúmico de um material
γ_c	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coefficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_Q	Coefficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_I	Coefficiente de importância
λ	Parâmetro adimensional
μ_ϕ	Fator de ductilidade em curvatura
ν	Coefficiente de redução da ação sísmica
ν_1	Coefficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
ν_d	Esforço normal reduzido

$\phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
ρ	Taxa de armadura longitudinal da zona tracionada
ρ'	Taxa de armadura longitudinal da zona comprimida
ρ_1	Taxa de armadura longitudinal
ρ_{1000}	Valor da perda por relaxação, 1000 horas após a aplicação do pré-esforço
ρ_w	Taxa de armadura transversal
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
$\sigma_{c,QP}$	Tensão no betão calculada ao nível do centro mecânico da armadura de pré-esforço (resultante da combinação permanente), incluindo ação do pré-esforço
σ_f	Tensão do pré-esforço na zona da ancoragem passiva, após perdas de atrito
σ_{P_0}	Tensão inicial do aço de pré-esforço
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão
σ_{∞}	Valor da tensão no cabo de pré-esforço a longo prazo
ϕ	Diâmetro do varão de aço
θ	Coefficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos
φ	Coefficiente de fluência referido à idade de aplicação do pré-esforço
Δc_{dev}	Valor de aumento de recobrimento
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Margem de segurança
$\Delta c_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
$\Delta c_{dur,st}$	Redução do cobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
ΔL	Alongamento dos cabos de pré-esforço
$\Delta \sigma_{pt,c}$	Perda de tensão no cabo de pré-esforço devido à fluência do betão
$\Delta \sigma_{pt,r}$	Perda de tensão por relaxação do aço em função do tempo
$\Delta \sigma_{pt,s}$	Perda de tensão no cabo de pré-esforço devido à retração do betão
$\Delta \sigma_{pt,s+c+r}$	Efeito conjugado das perdas diferidas
ψ_0, ψ_1 e ψ_2	Coefficientes de combinação
ω_v	Taxa mecânica da armadura vertical na alma das paredes
ω_{wd}	Taxa mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas

1 ENQUADRAMENTO GERAL

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como principal objetivo a consolidação da formação académica no domínio do projeto estrutural, sendo necessário para a sua elaboração conhecimentos adquiridos nas diversas áreas curriculares lecionadas no decorrer do percurso académico.

Este projeto consiste no dimensionamento de um edifício, respeitando o cumprimento da legislação em vigor, recorrendo à utilização dos Eurocódigos Estruturais, em particular o EC2 e o EC8, devido à sismicidade na zona da sua implementação, permitindo verificar a segurança aos Estados Limites Últimos e de Utilização prescritos nestes documentos.

1.2 Caracterização do edifício

O edifício em estudo destina-se ao ensino universitário e é composto por cinco blocos independentes separados por juntas de dilatação. Neste trabalho serão dimensionados apenas dois blocos, denominados como Bloco A e Bloco B.

Cada bloco foi tratado como um corpo individual, sendo que ambos apresentam dois pisos subterrâneos e três pisos acima do solo. As caves destinam-se maioritariamente a estacionamento, dispondo também de zonas técnicas e balneários. Nos pisos superiores situam-se as salas dedicadas ao ensino.

De seguida, apresenta-se uma tabela com as áreas de cada bloco.

Tabela 1.1 – Área dos pisos dos blocos em estudo

Piso/Bloco	Bloco A [m ²]	Bloco B [m ²]
-2 e -1	923,31	1323,50
0, 1 e 2	814,13	1312,00

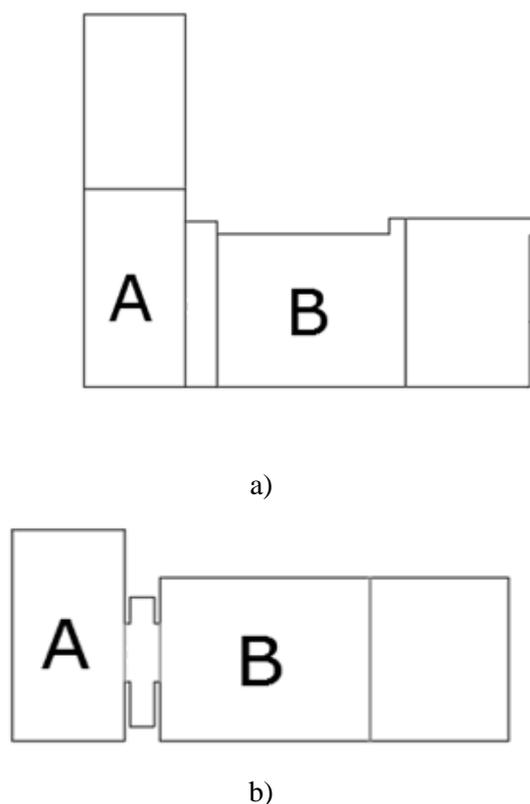


Figura 1.1 – Representação dos blocos da estrutura em estudo: a) piso -2 e -1; b) piso 0, 1 e 2.

1.3 Solução Estrutural

O betão armado foi utilizado em todos os elementos estruturais, tais como fundações, muros de suporte, caixas de elevadores, pilares, vigas e lajes.

Nas vigas em consola foi utilizado, também, pré-esforço.

As fundações são compostas por sapatas isoladas interligadas por vigas de fundação.

Todas as lajes são do tipo maciça vigada, ou seja, apoiam somente nas vigas, as quais transmitem os esforços aos pilares.

1.4 Enquadramento regulamentar

Visto tratar-se de uma estrutura de betão armado, recorreu-se à utilização dos Eurocódigos Estruturais que fazem parte da regulamentação aplicável aos Estados Membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), ao qual Portugal pertence.

Os Eurocódigos Estruturais, nomeadamente o EC8 aborda com maior pormenor a caracterização da ação sísmica, bem como a pormenorização das armaduras em estruturas resistentes a sismos.

Para a elaboração deste projeto recorreu-se aos seguintes regulamentos:

- Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estruturas (EC0 – NP EN 1990:2009);
- Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (EC1 – NP EN 1991:2010);
- Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de betão (EC2 – NP EN 1992:2010);
- Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico (EC7 – NP EN1997:2007);
- Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para resistência sísmica Betão (EC8 – NP EN1998:2010).

2 BASES DE PROJETO

Neste capítulo serão definidas as bases de projeto, concretamente o tempo de vida útil da estrutura, a classe de ductilidade utilizada, os materiais estruturais e as ações e respetivas combinações de ações impostas pelos Eurocódigos Estruturais.

2.1 Tempo de Vida Útil do Projeto

De acordo com a cl.2.3 do EC0, o tempo de vida útil de projeto é definido tendo em consideração a sua categoria, a qual varia de acordo com o tipo de utilização.

Tratando-se de uma instituição de ensino, este edifício insere-se na categoria S4, com um tempo de vida útil de projeto de 50 anos, como podemos observar na tabela que se segue.

Tabela 2.1 – Categorias e valor indicado do tempo de vida útil para estruturas

Categoria do tempo de vida útil de projeto	Valor indicado do tempo de vida útil de projeto (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas provisórias.
2	10 a 20	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo vigas-carril, apoios.
2	15 a 30	Estruturas agrícolas semelhantes.
4	50	Estruturas de edifícios e outras correntes.
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil.

2.2 Classes de Ductilidade

O projeto dos edifícios de betão resistentes aos sismos deve assegurar à estrutura uma adequada capacidade de dissipação de energia sem redução substancial da sua resistência. Para este efeito, os modos dúcteis de rotura deverão preceder os modos de rotura frágil.

A regulamentação contempla três tipos de classes de ductilidade para a realização de projetos estruturais, sendo elas: DCL (ductilidade baixa), DCM (ductilidade média) e DHC (ductilidade alta). Estas classes são posteriormente utilizadas para a determinação do coeficiente de comportamento (q).

2.2.1 Classe de Ductilidade Baixa (DCL)

O projeto com esta alternativa é unicamente recomendado para casos de baixa sismicidade e é caracterizado por apresentar uma fraca capacidade de dissipação de energia. Segundo a cl.5.2.1 (2) P do EC8-1, esta classe é projetada de acordo com o EC2 (EN 1992-1-1:2004).

2.2.2 Classe de Ductilidade Média (DCM) e Alta (DCH)

Ao contrário da classe enumerada anteriormente, os projetos com estas classes impõem critérios de dimensionamento e de pormenorização de acordo com as disposições antissísmicas específicas que lhes estão associadas, cumprindo todos os requisitos impostos pelo EC8.

Estas estruturas devem ser projetadas de forma a garantir uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global.

No caso da ductilidade alta, esta apresenta requisitos de projeto extremamente exigentes e complexos, conferindo uma maior exigência no controlo da execução.

As estruturas (Bloco A e Bloco B) são projetadas tendo em conta a classe de ductilidade média.

2.3 Materiais

A estrutura em betão armado resulta da conjugação de betão da classe C30/37 e de uma armadura de aço A500NR SD.

2.3.1 Betão

Para a elaboração deste projeto opta-se pela utilização de um betão com classe de resistência C30/37 de cimento Portland de calcário CEM II B – classificação de acordo com NP EN 206-1:2005(1), especificação LNEC E 464-2007(2) e NP EN 197-1(3).

Na tabela seguinte, apresentam-se as características fundamentais do betão C30/37.

Tabela 2.2 - Características do betão C30/37

Características	Valor
Peso volúmico - γ_c	25 [kN/m ³]
Coefficiente de Poisson - ν_c	0,2
Valor da tensão de rotura à compressão ($t=28$ dias) - f_{ck}	30 [MPa]
Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão - f_{cd}	20 [MPa]
Valor médio da tensão de rotura à tração simples - f_{ctm}	2,9 [MPa]
Valor do módulo de elasticidade - E_{cm}	33 [GPa]

A utilização desta classe de betão satisfaz a cl.5.4.1.1(1) P do EC8-1, que menciona que nos elementos sísmicos primários não se deve utilizar betão de classe inferior a C16/20 em projetos para a classe DCM.

2.3.2 Aço

Na tabela abaixo apresentam-se as características fundamentais do aço A500NR SD.

Tabela 2.3 - Características do aço A500 NR SD

Características	Valor
Peso volúmico do aço - γ_s	77 [kN/m ³]
Valor característico da tensão de cedência do aço - f_{yk}	500 [MPa]
Valor de cálculo da tensão de cedência do aço - f_{yd}	435 [MPa]
Valor do módulo de elasticidade do aço - E_s	200 [GPa]
Valor de cálculo da extensão de cedência - ϵ_{yd}	0,002175

A utilização desta classe de aço satisfaz os requisitos da cl.5.4.1.1(2) P, (3) P do EC8-1, que menciona que nas zonas críticas dos elementos sísmicos primários só é permitido o uso de varões nervurados e que nos elementos sísmicos primários destas zonas deve utilizar-se aço da classe B ou C.

2.4 Classes de Exposição e Recobrimento das Armaduras

De acordo com a norma NP EN 206-1:2005, são atribuídas classes de exposição aos elementos estruturais que dependem das condições ambientais a que estão sujeitos.

Para os elementos estruturais de fundação que estão sujeitos a contacto prolongado com a água é atribuída a classe de exposição XC2. Para os restantes elementos estruturais que se encontram em ambiente predominantemente seco é atribuída a classe de exposição XC1.

O recobrimento nominal das armaduras para a classe estrutural adotada (S4) e para o tempo de vida útil de projeto (50 anos) é especificado de acordo com o quadro NA-II da NA-4.3N do EC2-1, respeitando a especificação LNEC E464-2007. Estes valores de recobrimento apresentam-se na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Classe de exposição e recobrimento nominal

Tempo de vida útil de projeto de 50 anos (classe S4)	Classe de exposição	Recobrimento nominal (mm)
	XC1	25
	XC2	35

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.1)$$

2.5 Ações Atuantes

A estrutura em estudo está sujeita a três tipos de ações com naturezas distintas, cargas permanentes (CP), sobrecargas (SC) e ação sísmica. A definição das ações e as suas combinações assentam nos pressupostos definidos nos EC0 e EC1.

2.5.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes são ações que contemplam o peso próprio da estrutura e as restantes cargas permanentes que representam o peso dos materiais não estruturais.

Peso Próprio (PP)

O peso próprio corresponde ao peso dos elementos estruturais em betão armado. Este valor é calculado pelo produto do volume dos elementos e o seu peso volúmico (25kN/m³). Este processo é feito automaticamente pelo programa de cálculo utilizado (Sap2000).

Restantes Cargas Permanentes (RCP)

As restantes cargas permanentes representam o peso dos materiais não estruturais, como revestimentos e paredes não resistentes.

Revestimento

Para o revestimento das lajes considerou-se o valor de 1,5 kN/m² em todos os pisos, incluindo a laje da cobertura.

Paredes

Relativamente às paredes não resistentes, estas foram divididas em paredes exteriores e paredes interiores.

Paredes Exteriores

As paredes exteriores são compostas por dois panos de tijolo furado com 30cm, onde se admitiu um peso de 3,0 kN/m.

O peso das paredes exteriores foi distribuído linearmente sobre as vigas onde estas assentam, sendo contabilizado apenas 60% do seu valor devido à existência de aberturas correspondentes a portas e janelas.

Para tal, recorreu-se à seguinte expressão:

$$PP_{Par,ext}[kN/m] = PP_{Parede}[kN/m^2] \times h[m] \times \alpha_{parede} \quad (2.2)$$

PP_{parede}	Peso próprio da parede [kN/m ²];
h	Altura da parede [m];
α_{parede}	Percentagem a considerar, $\alpha_{parede}=0,6$.

Paredes Interiores

As paredes interiores são em tijolo furado de 15cm, onde se admitiu um peso próprio de 1,8 kN/m².

O peso das paredes interiores foi distribuído uniformemente sobre as lajes do edifício.

Para tal, recorreu-se à seguinte expressão:

$$PP_{Par,int}[kN/m^2] = PP_{Parede}[kN/m^2] \times h[m] \times \alpha \quad (2.3)$$

α	Coefficiente de distribuição das cargas, $\alpha=0,3$.
----------	---

2.5.2 Sobrecargas

As sobrecargas representam todos os carregamentos de carácter não permanente que atuam na estrutura, representando-se por uma carga distribuída nas lajes do edifício.

De acordo com o disposto na cl.6 do EC1 as sobrecargas em edifícios são as que resultam da sua ocupação e incluem a ocupação normal por pessoas, a presença de mobiliário e objetos móveis, veículos e eventos raros previsíveis, como concentração de pessoas, ou a movimentação ou empilhamento de objetos.

Para determinar o valor característico das sobrecargas de projeto, é necessário distinguir as diferentes zonas do edifício de acordo com a sua utilização, que são atribuídas de acordo com o Quadro 6.1 do EC1.

Os valores das sobrecargas a considerar nos edifícios estão definidos no Quadro 6.2 do EC1.

Na Tabela 2.5 apresentam-se as categorias com os respetivos valores das sobrecargas atribuídos ao edifício e os coeficientes relativos associados.

Tabela 2.5 - Valores das sobrecargas e os coeficientes de combinação

Categoria	q_k [kN/m ²]	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	ϕ
C1	3,0	0,7	0,7	0,6	0,8 1,0 cobertura
F	2,5	0,7	0,7	0,6	1,0

ϕ Coeficiente de simultaneidade.

2.5.3 Ação Sísmica

A ação sísmica considerada para análise e dimensionamento de estruturas situadas em regiões sísmicas define-se tendo em conta os objetivos principais preconizados pelo EC8-1 na cl.1.1.1(1)P:

- Proteção das vidas humanas;
- Limitação dos danos;
- Manutenção da operacionalidade de estruturas importantes para a proteção civil.

A diretriz indicada pelo EC8-1 para atingir os objetivos suprarreferidos assenta nos requisitos fundamentais presentes na cl. 2.1(1)P:

- Requisito de não ocorrência de colapso (associado ao Estado Limite Último): tem como objetivo prevenir colapsos locais ou mesmo o colapso global da estrutura sujeita à

ação sísmica de cálculo, devendo a mesma manter a integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo.

A ação sísmica de cálculo é expressa a partir de:

- Ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência, P_{NCR} de 10% em 50 anos ou a um período de retorno de referência $T_{NCR} = 475$ anos;
 - Coeficiente de importância γ_1 que tem em conta a diferenciação da fiabilidade.
- Requisito de limitação de danos (associado ao Estado Limite de Utilização): requer que a estrutura resista sem ocorrência de danos e de limitações de utilização a uma ação sísmica que apresente uma maior probabilidade de ocorrência, do que a definida como ação sísmica de cálculo.

A ação sísmica a considerar neste requisito tem uma probabilidade de excedência (P_{DLR}) de 10% em 10 anos e um período de retorno (T_{DLR}) de 95 anos.

Em alternativa, a ação sísmica para o requisito de limitação de danos pode ser também definida pela utilização de um coeficiente de redução à ação sísmica de cálculo, em que o valor definido no Anexo Nacional é de 0,40 para a ação sísmica do Tipo 1 e 0,55 para a ação sísmica do Tipo 2.

Tipos de Ações Sísmicas

O EC8-1 designa dois tipos de ação sísmica, com diferentes epicentros, magnitudes, frequências, distâncias focais e duração: ação Tipo 1 e ação Tipo 2.

A ação sísmica Tipo 1 decorre da sismicidade interplacas, em que o epicentro se localiza na região atlântica, denominando-se como sismo “afastado”.

A ação sísmica Tipo 2 está associada à sismicidade intraplaca, em que o epicentro se localiza em território nacional no continente ou junto ao Arquipélago dos Açores, denominando-se de sismo “próximo”.

Tabela 2.6 - Características da ação sísmica

Características	Ação Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
Epicentro	Falha entre as placas tectónicas Africana e Euro-Asiática	Território Nacional
Magnitude	Elevada	Moderada
Frequências	Baixas	Elevadas
Distância Focal	Considerável	Reduzida
Duração	Maior	Menor

Para os dois tipos de ação sísmica são definidas cinco zonas com o respetivo valor de aceleração máxima de referência (a_{gR}).

No caso de Portugal continental é necessário considerar os dois tipos de ação sísmica, como ilustrado na Figura 2.1.

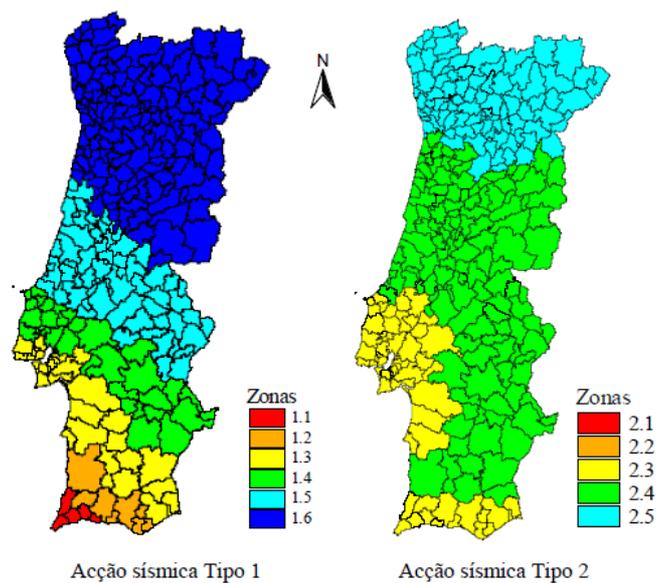


Figura 2.1 - Zonamento sísmico de Portugal Continental (EC8)

Quanto às regiões autónomas, no caso da Arquipélago da Madeira considera-se apenas a ação do Tipo 1, e no arquipélago dos Açores é contemplada unicamente a ação do Tipo 2, como ilustrado na Figura 2.2.



Figura 2.2 - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira (Acção sísmica Tipo 1)

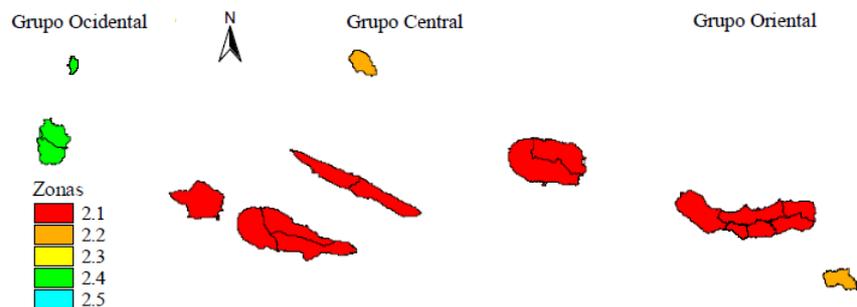


Figura 2.3 - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores (Ação sísmica Tipo 2)

De acordo com o NA 1 do EC8-1, apresenta-se na Tabela 2.7 a zona sísmica e respetivas acelerações máximas para o edifício em estudo.

Tabela 2.7 - Valores de acelerações máximas a_{gR}

Região	Tipo de Sismo	Zona Sísmica	a_{gR} [m/s ²]
Lisboa	Tipo 1	1.3	1.5
	Tipo 2	2.3	1.7

2.6 Tipo de Terreno

A caracterização do terreno onde a estrutura será implantada é quantificada no cálculo da resistência sísmica, pelo que é necessário realizar estudos que permitam a classificação do mesmo.

O EC8-1 define na cl.3.1.2 os tipos de terreno de acordo com a sua classificação, que é obtida tendo em conta os seguintes parâmetros:

- Perfil estratigráfico;
- Velocidade média das ondas de corte ($v_{s,30}$);
- Número de pancadas obtidas num ensaio SPT (N_{SPT});
- Resistência não drenada do solo (C_u)

Tabela 2.8 - Características do tipo de terreno

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N _{SPT} (n/30cm)	C_u (kPa)
C	Depósitos de areia muito 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

2.7 Coeficiente de Solo

Em Portugal o coeficiente de solo (S), é calculado tendo em conta as seguintes expressões:

Tabela 2.9 - Valores do coeficiente do solo (S)

Para: $a_g \leq 1\text{m/s}^2$	$S = S_{máx}$
Para: $1 < a_g < 4\text{m/s}^2$	$S = S_{máx} - \frac{S_{máx} - 1}{3}(a_g - 1)$
Para: $a_g \geq 1\text{m/s}^2$	$S = 1$

Tanto o parâmetro S como os outros valores definidores do espectro de resposta elástico para a ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2, encontram-se descritos nos quadros NA-3.2 e NA-3.3 do EC8-1.

Tabela 2.10 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 1

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,00	0,10	0,60	2,00
B	1,35	0,10	0,60	2,00
C	1,60	0,10	0,60	2,00
D	2,00	0,10	0,80	2,00
E	1,80	0,10	0,60	2,00

Tabela 2.11 - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástico para a Ação sísmica Tipo 2

Tipo de Terreno	S_{max}	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,25	2,0
B	1,35	0,10	0,25	2,0

C	1,60	0,10	0,25	2,0
D	2,00	0,10	0,30	2,0
E	1,80	0,10	0,25	2,0

A Tabela 2.12 apresenta os valores dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas aplicadas ao edifício em estudo.

Tabela 2.12 – Resumo dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas

Tipo de Terreno	Ação Sísmica	S	S _{máx}	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
C	Tipo 1	1,50	1,60	0,10	0,60	2,0
	Tipo 2	1,46	1,60	0,10	0,25	2,0

2.8 Classe de Importância e Coeficiente de Importância

Na cl. 4.2.5(1)P do EC8 são preconizadas quatro classes de importância para edifícios que variam consoante as consequências de um eventual colapso em termos de vidas humanas e em termos socioeconómicos e da sua importância para a segurança pública e proteção civil imediatamente após a ocorrência de um sismo.

As classes de importância apresentam-se na Tabela 2.13.

Tabela 2.13 - Classes de importância para edifícios

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

O coeficiente de importância é atribuído em função da classe de importância do edifício e varia de acordo com o tipo de ação sísmica.

Em Portugal estes coeficientes estão indicados no Quadro NA.II do EC8, conforme a Tabela 2.14.

Tabela 2.14 - Coeficientes de importância γ_I

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

O edifício em estudo é um edifício escolar, inserido na classe 3, o que lhe confere um coeficiente de importância de 1,45 para a ação sísmica Tipo 1 e de 1,25 para a ação sísmica Tipo 2.

2.9 Representação da Ação Sísmica

Segundo estabelecido no EC8-1 na cl.3.2.2.1(2), o movimento sísmico num determinado ponto da superfície pode ser representado por um espectro de resposta elástica da aceleração à superfície do terreno, que geralmente se designa por espectro de resposta.

Contudo a cl.3.2.2.5(1) do EC8-1, reporta para o facto da capacidade de as estruturas resistirem a ações sísmicas em regime não linear.

Segundo a cl.3.2.2.5(2) do EC8-1, por forma a evitar uma análise estrutural não explícita, tendo em conta a capacidade de dissipação de energia por parte da estrutura, obtida principalmente pela ductilidade dos seus elementos, recorre-se a uma análise elástica baseada num espectro de resposta reduzido relativamente ao da resposta elástica, denominado por espectro de cálculo. Esta redução é feita pela introdução do coeficiente de comportamento (q) que tem em consideração o comportamento não linear da estrutura.

Pela cl.3.2.2.5(3) do EC8-1, o coeficiente de comportamento (q) consiste na aproximação da razão entre as forças sísmicas a que a estrutura ficaria exposta desenvolvida em regime totalmente elástico, com 5% de amortecimento viscoso, e a força real instalada durante a ocorrência de um sismo.

Para as componentes horizontais da ação sísmica, o espectro de cálculo $S_d(T)$ é definido de acordo com o disposto na cl.3.2.2.5 do EC8-1, definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.3)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot 2,5 \quad (2.4)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g. \end{cases} \quad (2.5)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \eta \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g. \end{cases} \quad (2.6)$$

$S_d(T)$	Espectro de cálculo;
T	Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
a_g	Valor de cálculo da aceleração à superfície ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);
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;
S	Coefficiente de solo
q	Coefficiente de comportamento;
β	Coefficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal. O valor recomendado para β pelo EC8-1 é 0,2.

O valor do coeficiente de comportamento será determinado no capítulo 4-concepção estrutural.

Na figura abaixo, encontram-se representados os espectros de cálculo correspondentes aos dois tipos de ação sísmica na componente horizontal, para ambos os blocos estruturais.

Espectros de resposta de cálculo (Terreno Tipo C e $\xi=5\%$)

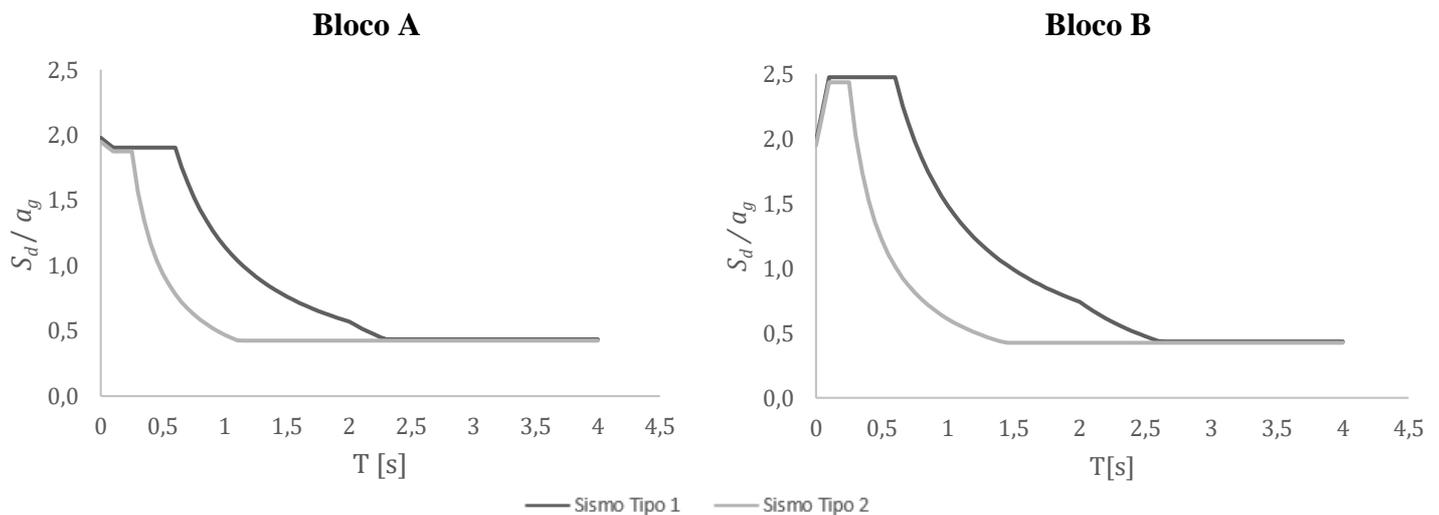


Figura 2.4 – Espectro de Resposta reduzido em relação ao de resposta elástica (Espectro de Cálculo) para o Sismo Tipo 1 e Tipo 2 nos blocos A e B.

2.10 Combinações de Ações

As combinações de ações foram definidas de acordo com o disposto no EC0, de forma a verificar a segurança da estrutura aos Estados Limite Últimos e de Utilização. Apresentam-se de seguida as respetivas combinações.

- Estados Limite Últimos:
 - Combinação fundamental para situações de projeto persistentes ou transitórias (cl 6.4.3.2 do EC0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.7)$$

- Combinação fundamental para o estado limite GEO, deve considerar-se a situação menos favorável (cl 6.4.3.2 do EC0):

$$E_d = E \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{array} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.8)$$

- Combinação para situações de projeto sísmica (cl 6.4.3.4 do EC0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.9)$$

O EC8 tem em consideração os efeitos da inércia da ação sísmica de cálculo que devem ser avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que surgem na seguinte combinação de ações (cl 3.2.4 (2) do EC0).

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2.10)$$

Pela cl 4.2.4 (2) do EC8:

$$\Psi_{E,i} = \varphi \times \Psi_{2,i} \quad (2.11)$$

Neste projeto, de acordo com o Quadro 4.2 do EC8, φ toma o valor de 0,8 nos pisos 0 e 1, que corresponde a pisos com ocupação correlacionada, e de 1,0 na cave e cobertura.

2.11 Estados Limite de Utilização

- Combinação quase permanente (cl 6.5.3 (c) do EC0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.12)$$

- Combinação característica (cl 6.5.3 (a) do EC0):

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (2.13)$$

Tabela 2.15 - Coeficientes parciais de segurança

Coeficientes Parciais de Segurança		
Ações Desfavoráveis	$\gamma_{G,j}$	1,35
	$\gamma_{Q,i}$	1,50
	$\gamma_{Q,1}$	1,50(STR); 1,30(GEO)
Ações Favoráveis	$\gamma_{G,j}$	1,00
	$\gamma_{Q,i}$	0,00
	$\gamma_{Q,1}$	0,00

- $\gamma_{G,j}$ Coeficiente parcial relativo à ação permanente j;
- $G_{k,j}$ Valor característico da ação permanente j;
- $\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial relativo à ação variável base;
- $Q_{k,i}$ Valor característico da ação variável base;
- $\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial relativo a uma ação variável i;
- $Q_{k,1}$ Valor característico da ação variável i;
- A_{Ed} Valor de cálculo de uma ação sísmica;
- $\Psi_{0,i}$ Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $\Psi_{2,i}$ Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- ξ Coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis G.

3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Depois de analisado todo o projeto de arquitetura e definida a solução estrutural, procede-se ao pré-dimensionamento de todos os elementos estruturais, recorrendo a fórmulas sucintas que nos dão as dimensões que devem ser adotadas para os respetivos elementos. É de salientar que esta informação é meramente indicativa, podendo ser adotadas medidas diferentes, a partir do dimensionamento.

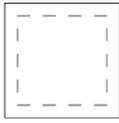
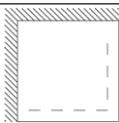
3.1 Lajes dos Pisos e Rampas

As lajes de todos os blocos são lajes maciças vigadas em que os bordos dos painéis se apoiam sobre vigas. A sua espessura foi determinada recorrendo à seguinte expressão:

$$d \geq \frac{L_{menor\ v\tilde{a}o}}{x \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.1)$$

Nesta equação, x pode tomar os valores apresentados na tabela abaixo.

Tabela 3.1 - Valores do coeficiente que tem em conta os diferentes sistemas estruturais

x	Condições	Esquema	
20	Lajes simplesmente apoiadas		
26	Painel lateral de lajes contínuas		
30	Painel interior de lajes contínuas		
8	Consolas		

A altura útil das lajes é dada pela seguinte expressão:

$$h = d + 0,03 \quad (3.2)$$

Tendo em conta o painel de laje mais desfavorável, obteve-se uma espessura de laje com uma altura de 28cm, sendo que esta medida é compatível com o projeto de arquitetura e aplicada a todos os blocos da estrutura.

3.2 Lajes das Escadas

A espessura das lajes das escadas foi determinada pela utilização da seguinte expressão:

$$d \geq \frac{L_{\text{vão}}}{x \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad (3.3)$$

A altura útil das lajes é dada pela seguinte expressão:

$$h = d + 0,03 \quad (3.4)$$

Apresenta-se abaixo o modelo de cálculo, em que o L do vão corresponde à distância entre apoios.

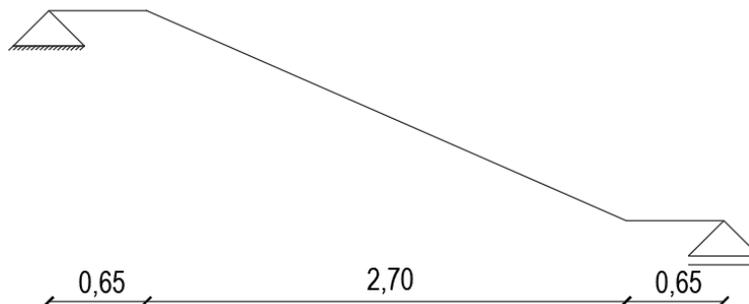


Figura 3.1 - Modelo de cálculo das escadas

Adotamos assim uma altura de 23cm para a laje das escadas, tendo por base o cálculo da situação mais desfavorável, ou seja, com o maior vão de escadas.

3.3 Vigas

A largura das vigas foi definida tendo em conta as dimensões estipuladas para os pilares no projeto de arquitetura, de forma a que a sua largura não exceda a dimensão dos pilares. Adotou-se assim uma largura de 40cm em ambas as direções.

Em casos excepcionais, como na intersecção de vigas com paredes resistentes, as mesmas tomam os valores da largura das respetivas paredes.

A altura das vigas foi determinada consoante o seu tipo de apoio, que pode ser bi-apoiada ou viga em consola. Estas alturas foram calculadas utilizando as seguintes expressões:

- Viga em consola

$$h \geq \frac{L}{6 \text{ a } 10} \quad (3.5)$$

- Viga bi-apoiada

$$h \geq \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (3.6)$$

Foi posteriormente escolhido o maior valor de cada direção, sendo este adotado para todas as vigas nessa mesma direção. Desta forma, teremos as seguintes tipologias de vigas:

Tabela 3.2 - Características geométricas das Vigas

Direção	Atura (cm)	Largura (cm)
X	60	40
	60	22
Y	80	40
	80	22

3.4 Pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares teve-se em conta os carregamentos a que estes estavam sujeitos. Para tal, foi calculada a área de influência (método simplificado) de cada elemento vertical de forma a conseguir apurar o valor do esforço axial nos mesmos.

Tendo em conta as dimensões estipuladas para os pilares no projeto de arquitetura e com base no valor de esforço axial obtido, podemos então determinar as dimensões do pilar respeitando a cl.5.1.2 e cl.5.4.3.2.1(2) do EC8, que estipulam que o valor do esforço normal reduzido (v_d) deve tomar valores entre 0,1 e 0,65.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (3.7)$$

3.5 Sapatas

O pré-dimensionamento das sapatas tem em conta as características do solo, nomeadamente a tensão admissível do solo de fundação e o valor da tensão exercida no mesmo provocada pelo esforço axial proveniente da estrutura que é transmitido às sapatas pelos pilares ou paredes estruturais que as intersectam.

De acordo com as características do tipo de terreno, optou-se por uma solução de fundações diretas constituída por sapatas isoladas interligadas por vigas de fundação que ligam estes elementos em ambas as direções.

Desta forma o pré-dimensionamento destes elementos não é mais do que um processo iterativo, onde se arbitram dimensões das sapatas de modo a obter uma tensão que confira segurança à estrutura. Para o efeito utilizou-se a seguinte expressão:

$$A_{min} \geq \frac{N_{\text{ pilar ou parede}}}{\sigma_{adm}} \quad (3.8)$$

4 CONCEÇÃO ESTRUTURAL

4.1 Princípios Básicos da Conceção Estrutural

O EC8 recomenda que sejam adotados princípios básicos na conceção estrutural dos edifícios situados em regiões sísmicas, referindo que a perigosidade sísmica deve ser tida em conta na fase inicial da conceção dos edifícios, de forma a garantir um sistema estrutural que satisfaça, com custos aceitáveis, os seguintes requisitos fundamentais:

- **Simplicidade Estrutural**

A estrutura deve possuir trajetórias claras e diretas de transmissão de forças sísmicas, apresentando menor incerteza, facultando maior fiabilidade na previsão do seu comportamento sísmico (cl. 4.2.1.1 do EC8).

- **Uniformidade, Simetria e Redundância da Estrutura**

A uniformidade em planta permite transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas no edifício. Esta uniformidade poderá ser conseguida dividindo o edifício em unidades independentes através de juntas sísmicas que impeçam o choque entre as mesmas.

A uniformidade em altura é importante pois evita o aparecimento de zonas sensíveis onde as concentrações de tensões ou grandes exigências de ductilidade podem provocar um colapso prematuro.

Uma adequada correlação entre a distribuição da massa e da resistência e rigidez elimina excentricidades indesejáveis.

A simetria do edifício e dos seus elementos estruturais, que deverão ter uma distribuição regular, é essencial para se obter uniformidade. A utilização de elementos estruturais regularmente distribuídos contribui para a redundância, permitindo uma melhor redistribuição de esforços e dissipação de energia.

- **Resistência e Rigidez nas duas direções**

O movimento sísmico horizontal é um fenómeno bidirecional, pelo que os elementos estruturais deverão estar dispostos numa malha ortogonal em planta, conferindo-lhe uma resistência e rigidez semelhante nas duas direções, capacitando a estrutura para resistir a ações horizontais em qualquer direção. Estas prescrições procuram minimizar os esforços sísmicos e limitar deslocamentos excessivos que possam provocar instabilidade devido aos efeitos de segunda ordem ou danos excessivos.

- **Resistência e Rigidez à Torção**

As estruturas dos edifícios deverão possuir resistência e rigidez adequada para limitar os movimentos devidos à torção que provocam solicitações não uniformes na estrutura. Para tal, é vantajoso que os principais elementos de contraventamento sejam distribuídos perto da periferia do edifício.

- **Diafragma ao nível dos pisos**

As lajes de piso atuam como diafragmas horizontais que transmitem as forças de inércia aos elementos verticais da estrutura, garantindo a solidariedade destes elementos na resistência à ação sísmica horizontal.

Os pavimentos e cobertura devem ter uma adequada rigidez e resistência no plano e ligações eficazes aos sistemas estruturais verticais, permitindo uma distribuição das forças de inércia a estes mesmos sistemas.

- **Fundação Adequada**

A execução das fundações e a sua ligação à supraestrutura devem assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício.

É sempre recomendado que os elementos de fundação isolados (sapatas ou estacas) se liguem entre si nas duas direções principais através de laje ou vigas de fundação.

- **Elementos Sísmicos Primários e Secundários**

Um elemento estrutural pode ser definido como elemento sísmico secundário, não fazendo parte do sistema do edifício resistente às ações sísmicas, sendo a sua resistência e rigidez desprezada para o efeito. Estes elementos devem, no entanto, manter a função de suporte às solicitações gravíticas quando sujeitos a deslocamentos provocados pela ação sísmica.

A contribuição para a rigidez lateral dos elementos secundários não deve ser superior a 15% da contribuição dos elementos primários.

4.2 Critérios de Regularidade Estrutural

Para efeitos de dimensionamento e de acordo com a regulamentação, os edifícios podem ser classificados estruturalmente como regulares ou não regulares. Esta classificação é feita de acordo com as características geométricas da estrutura e a disposição espacial dos elementos estruturais que a constituem, de forma a perceber de que maneira está distribuída a massa e a rigidez no edifício, que irá determinar o seu comportamento face à ação sísmica.

As implicações da regularidade de um sistema estrutural apresentam-se na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coefficiente de comportamento
Em planta	Em altura	Modelo	Análise elástica 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

4.2.1 Regularidade em Planta

Um edifício regular em planta deve satisfazer as seguintes condições:

- A distribuição de massa e rigidez deve ser aproximadamente simétrica, em planta, nas duas direções.
- A configuração em planta deve ser compacta, delimitada em cada piso por uma linha poligonal convexa. Caso existam recuos em relação a esta linha, a área do contorno entre a linha poligonal convexa e o contorno do piso não pode ser superior a 5% da área do piso.
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, de modo a que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição dos esforços.
- A esbelteza do edifício não deve ser superior a 4, sendo calculada pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L_{max}}{L_{min}} \quad (4.1)$$

L_{max} Maior dimensão em planta;

L_{min} Menor dimensão em planta.

Aplicando esta expressão a todos os pisos de cada bloco, obtiveram-se os valores de esbelteza descritos na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Valores de esbelteza

Bloco	Piso	L _{max} (m)	L _{min} (m)	Verificação
A	0 a 2	39,60	32,40	Verifica
B	0 a 2	38,53	20,85	Verifica

A cada nível e para cada direção de cálculo devem ser verificadas as condições seguintes, expressas para a direção de cálculo y:

$$e_{ox} \leq 0,3 \cdot r_x \quad (4.2)$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.3)$$

- e_{ox} Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção x, perpendicular à direção considerada;
- r_x Raiz quadrada da relação entre a rigidez de torção e a rigidez lateral na direção y (raio de torção).

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}; r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (4.4)$$

- K_θ Rigidez de torção;
- K_x e K_y Rigidez lateral na direção i;
- r_x e r_y Raio de torção em x e y.

$$I_p = \frac{m_{total}}{12} \times (a^2 + b^2) \quad (4.5)$$

- m_{total} Massa total
- I_p Momento polar de inércia para planta retangular.
- a Dimensão do edifício segundo a direção x;
- b Dimensão do edifício segundo a direção y;

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{m_{total}}} \quad (4.6)$$

- l_s Raio de giração da massa do piso em planta.

Para se determinar a distância entre o centro de rigidez e o centro de massa é necessário saber a localização dos mesmos, obtidos pelas seguintes expressões:

- Centro de Rigidez:

$$x_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \cdot x_i}{\sum I_y}; y_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_x} \quad (4.7)$$

- Centro de Massa:

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot x_i}{P_{total}}; y_{CM} = \frac{\sum P_i \cdot y_i}{P_{total}} \quad (4.8)$$

x_i e y_i	Coordenada do elemento i, segundo os eixos x e y;
x_{CR} e y_{CR}	Coordenadas do centro de rigidez de cada piso;
I_{xi} e I_{yi}	Inércia do elemento i, segundo os eixos x e y;
x_{CM} e y_{CM}	Coordenadas do centro de massa de cada piso;
P_i	Peso do elemento i.

Em todos os blocos os pisos acima do solo são estruturalmente idênticos. Os valores do centro de rigidez e de massa só se alteram no piso 2, que tem um valor de carga permanente diferente por ser uma laje de cobertura.

Assim como podemos verificar na Tabela 4.3, estes valores são sempre iguais nos pisos 0 e 1 e ligeiramente diferentes no piso 2.

Tabela 4.3 - Coordenadas dos centros de rigidez e de massa de cada piso

Bloco	Piso	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	X _{CM} (m)	Y _{CM} (m)	e _x (m)	e _y (m)
A	0 e 1	6,91	19,80	10,46	19,38	3,55	0,42
	2	6,91	19,80	10,46	19,37	3,55	0,43
B	0 e 1	15,51	16,58	19,93	16,28	4,42	0,30
	2	15,51	16,58	19,97	16,30	4,46	0,28

4.2.2 Método de Cálculo da Rigidez (K)

Para a determinação dos raios de torção e de giração é necessário primeiro saber os valores de rigidez globais de translação K_x e K_y , bem como da rigidez global de torção K_θ .

Para determinar estes valores foram aplicadas no modelo de cálculo automático Sap2000 forças com o valor de 1000kN segundo as direções X e Y, bem como um momento de 1000kN.m segundo o eixo Z no centro de rigidez de cada piso.

Conhecendo o valor das forças aplicadas e medindo o valor dos deslocamentos através deste mesmo programa de cálculo automático, pode ser determinada a rigidez através das seguintes expressões:

$$F = K \times d \Leftrightarrow k = \frac{F}{d} \quad (4.9)$$

- F Força ou momento aplicado no centro de rigidez do piso;
- K Rigidez de translação ou de rotação no piso;
- d Deslocamento ou rotação no piso.

4.2.3 Verificação dos Raios de Torção e Giração e Excentricidade Estrutural

O raio de torção (r_t) é calculado segundo a expressão (4.4) mencionada anteriormente. Este cálculo é efetuado para as duas direções em planta.

O raio de giração (l_s) foi determinado de acordo com a expressão (4.6).

A tabela que se segue apresenta os valores de r_t e l_s e a verificação das condições (4.2) e (4.3) descritas anteriormente.

Tabela 4.4 - Verificação dos raios de torção e dos raios giração

Bloco	Piso	r_x (m)	r_y (m)	l_s (m)	$r_x \geq l_s$ (m)	$r_y \geq l_s$ (m)
A	0	12,87	14,66	12,65	Verifica	Verifica
	1	14,42	14,18	12,65	Verifica	Verifica
	2	15,22	14,80	12,65	Verifica	Verifica
B	0	16,86	17,13	7,21	Verifica	Verifica
	1	15,76	17,22	7,21	Verifica	Verifica
	2	15,23	17,35	7,21	Verifica	Verifica

Pela análise da tabela 4.4 no que respeita à verificação da condição (4.3), podemos afirmar que o Bloco A confere a rigidez de torção mínima expressa na cl.5.2.2.1 (6) em todos os pisos.

A verificação da excentricidade estrutural é feita pela expressão (4.2), que relaciona a distância entre o centro de rigidez e o raio de torção, como demonstra a Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Verificação da excentricidade estrutural

Bloco	Piso	e_{ox} (m)	e_{oy} (m)	$0,3*r_x$ (m)	$0,3*r_y$ (m)	$e_{ox} \leq 0,3*r_x$ (m)	$e_{oy} \leq 0,3*r_y$ (m)
A	0	3,55	0,42	3,86	4,40	Verifica	Verifica
	1	3,55	0,42	4,33	4,26	Verifica	Verifica
	2	3,55	0,43	4,57	4,44	Verifica	Verifica
B	0	4,42	0,30	5,06	5,14	Verifica	Verifica
	1	4,42	0,30	6,30	5,40	Verifica	Verifica
	2	4,46	0,28	6,59	5,31	Verifica	Verifica

Pela análise das tabelas 4.4 e 4.5, podemos afirmar que ambos os blocos são regulares em planta.

4.2.4 Regularidade em Altura

Um edifício regular em altura deve satisfazer as seguintes condições:

- Todos os elementos resistentes a ações laterais (como núcleos, paredes estruturais ou pórticos) são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso devem ser constantes da base até ao topo;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real e resistência de cálculo não deve ser desproporcionada entre pisos adjacentes;
- Quando a construção apresenta recuos, o que não se verifica para nenhum dos pisos do nosso edifício, deve ser respeitado o disposto na cl.4.2.3.3 (5) do EC8.

4.3 Classificação do Sistema Estrutural

De acordo com a cl.5.2.2.1 do EC8, os edifícios de betão devem ser classificados consoante o seu comportamento sob as ações sísmicas horizontais.

O Bloco A apresenta um sistema estrutural porticado, no qual a resistência tanto às ações verticais como às laterais é principalmente assegurada por pórticos espaciais, 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.

O Bloco B apresenta uma estrutura denominada por sistema de paredes dúcteis. A resistência deste sistema estrutural é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, 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.

Sendo assim, a estrutura dos blocos é classificada definitivamente como:

- Bloco A - Sistema porticado.
- Bloco B - Sistema de paredes dúcteis.

4.4 Classe de Ductilidade

O dimensionamento sísmico das estruturas do edifício em estudo foi efetuado para a classe de ductilidade média (DCM), aplicando os requisitos da cl.5.4 do EC8 para todos os elementos da estrutura.

4.5 Coeficiente de comportamento

O coeficiente de comportamento depende do tipo estrutural, da regularidade em planta e em altura e também da classe de ductilidade da estrutura. Este parâmetro é utilizado de forma a aproximar os valores de deslocamentos, acelerações ou forças obtidas numa análise linear à resposta não linear de uma estrutura, tendo em conta a sua capacidade de dissipação de energia.

De acordo com a cl.5.2.2.2 (1) P, o valor do coeficiente de comportamento (q) deve ser determinado para cada direção de cálculo da seguinte forma:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (4.10)$$

q_0 Valor básico do coeficiente de comportamento, função do sistema estrutural e regularidade em altura.

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

Para os edifícios regulares em altura, e tendo em conta a classe de ductilidade admitida, os valores de q_0 para os vários tipos de estrutura são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 - Valor básico do coeficiente de comportamento q_0

Tipo estrutural	DCM	DCH
Sistema porticado, sistema misto, 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 pêndulo invertido	1,5	2,0

O fator de majoração α_u/α_1 para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a pórticos apresenta-se na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 - Fatores de majoração α_u/α_1

Tipo de edifício	Fator de majoração
Edifícios de um só piso	$\alpha_u/\alpha_1=1,1$
Edifícios de vários pisos, pórticos de um só tramo	$\alpha_u/\alpha_1=1,2$
Edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas equivalentes a pórticos com vários tramos	$\alpha_u/\alpha_1=1,3$

- 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 secções suficiente para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo.

O coeficiente K_w reflete o modo de rotura predominante dos sistemas estruturais de parede e deve ser considerado da seguinte forma:

- Para sistemas porticados ou equivalentes a pórticos:

$$k_w = 1 \quad (4.11)$$

- Para sistemas de paredes ou equivalentes e sistemas torsionalmente flexíveis:

$$k_w = \frac{1 + \alpha_0}{3}, \text{ com } 0,5 < k_w \leq 1 \quad (4.12)$$

O parâmetro α_0 é determinado da seguinte forma:

$$\alpha_0 = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} \quad (4.13)$$

- α_0 Esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural;

h_{wi} Altura da parede i;
 l_{wi} Comprimento da parede i.

As características das paredes estruturais que constituem o sistema estrutural do Bloco B estão descritas na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Características das paredes estruturais

Núcleo de paredes	Parede	$l_{wi}[m]$	$h_{wi}[m]$	α_0
Núcleo A	PR_1	2,00	16,325	5,32
	PR_2	4,44	16,325	
	PR_3	2,00	16,325	
	PR_4	5,73	16,325	
Núcleo B	PR_1	2,22	16,325	
	PR_2	2,22	16,325	
	PR_3	2,22	16,325	
Núcleo C	PR_1	2,22	16,325	
	PR_2	2,22	16,325	
	PR_3	2,22	16,325	
Núcleo D	PR_1	4,42	16,325	
	PR_2	4,42	16,325	
	PR_3	2,66	16,325	
	Parede A	4,40	16,325	
	Parede B	2,66	16,325	

O valor do coeficiente que reflete o modo de rotura (K_w) é igual a 1, uma vez que tem de estar dentro do intervalo regulamentar imposto pela condição (4.11).

Na Tabela 4.9 apresentam-se os valores dos coeficientes de comportamento dos restantes coeficientes necessários para a sua determinação.

Tabela 4.9 – Coeficientes de comportamento para ações sísmicas horizontais

Bloco	q_0	α_0	k_w	q	$q \geq 1,5$
A	3,9	–	1,3	3,9	Verifica
B	3,0	5,32	1,0	3,0	Verifica

4.6 Análise por Forças Laterais

Este tipo de análise tem como objetivo simular através de forças horizontais, aplicadas separadamente a cada uma das direções em planta, o pico das forças de inércia provocadas pela componente horizontal da ação sísmica nas duas direções.

4.6.1 Generalidades

Visto que todos os blocos estruturais satisfazem a regularidade em altura, como demonstrado em 4.2.4, para proceder a este tipo de análise tendo em consideração a cl.4.3.3.2.1(1) do EC8, é necessário verificar a seguinte condição:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2,0s \end{cases} \quad (4.14)$$

T_1 Período fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;

T_c Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante.

Tabela 4.10 - Método de análise por forças laterais

Bloco	Sismo	Direção	T_c	T_1	$T_1 \leq 4 \cdot T_c$	$T_1 \leq 2,0s$
A	Sismo 1	X	0,60	0,55	Verifica	Verifica
		Y	0,60	0,50	Verifica	Verifica
	Sismo 2	X	0,25	0,55	Verifica	Verifica
		Y	0,25	0,50	Verifica	Verifica
B	Sismo 1	X	0,60	0,39	Verifica	Verifica
		Y	0,60	0,50	Verifica	Verifica
	Sismo 2	X	0,25	0,39	Verifica	Verifica
		Y	0,25	0,50	Verifica	Verifica

Está assim demonstrada a verificação da condição (4.14) para todos os blocos.

4.6.2 Força de Corte na Base

De acordo com a cl.4.3.3.2.2 do EC8, a força sísmica na base deve ser determinada, para cada direção horizontal na qual o edifício é analisado, a partir da seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (4.15)$$

- F_b Força de corte sísmica na base;
 S_d Ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;
 T_1 Período de vibração fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada;
 m Massa total do edifício, acima da fundação;
 λ Fator de correção, cujo valor é 0,85 se $T_1 \leq 2T_c$ e o edifício tiver mais de dois pisos, ou igual a 1 nos outros casos.

Na Tabela 4.11 encontram-se os valores das forças de corte basal de todos os blocos estruturais, consoante a ação sísmica e a direção horizontal em estudo.

Tabela 4.11 - Forças de corte basal

Bloco	Sismo	Direção	Tc [s]	T1 [s]	Sd[m/s ²]	λ	Fb [kN]
A	Sismo 1	X	0,60	0,55	3,71	0,85	6167,47
		Y	0,60	0,50	1,66	0,85	6167,47
	Sismo 2	X	0,25	0,55	3,71	1,00	4555,54
		Y	0,25	0,50	1,83	0,85	3006,33
B	Sismo 1	X	0,60	0,39	2,99	0,85	9988,26
		Y	0,60	0,50	2,99	0,85	9988,26
	Sismo 2	X	0,25	0,39	1,43	0,85	6271,08
		Y	0,25	0,50	1,38	0,85	4868,77

4.6.3 Forças Sísmicas Horizontais

Conhecidas as forças de corte basal, procede-se ao cálculo das forças sísmicas horizontais ao nível de cada piso, segundo as duas direções horizontais ortogonais.

A cl.4.3.3.2.3(3) do EC8 refere que quando o modo de vibração fundamental é estabelecido aproximadamente, admitindo que os deslocamentos horizontais aumentam linearmente em altura, as referidas forças deverão ser determinadas pela expressão:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_i \times m_i} \quad (4.16)$$

- F_i Força horizontal atuante ao nível do piso i;
 F_b Força de corte sísmica na base;
 m_i, m_j Massa dos pisos i e j;
 z_i, z_j Alturas das massas i e j acima do nível da aplicação sísmica;

Os resultados das forças sísmicas horizontais para os diferentes blocos encontram-se expressos na tabela seguinte.

Tabela 4.12 - Distribuição das forças sísmicas horizontais

Bloco	Sismo	Piso	Z _i	M _i [kNs ² /m]	Fix [kN]	F _{iy} [kN]
A	Sismo 1	0	3,53	819,01	1048,79	1048,79
		1	7,05	819,01	2097,58	2097,58
		2	10,58	786,40	3021,10	3021,10
	Sismo 2	0	3,53	819,01	774,68	511,23
		1	7,05	819,01	1549,36	1022,46
		2	10,58	786,40	2231,50	1472,63
B	Sismo 1	0	3,53	1330,96	1707,36	1707,36
		1	7,05	1330,96	3414,73	3414,73
		2	10,58	1264,46	4866,17	4866,17
	Sismo 2	0	3,53	1330,96	1071,96	832,25
		1	7,05	1330,96	2143,92	1664,51
		2	10,58	1264,46	3055,20	2372,01

4.6.4 Efeitos de Torção

De acordo com a cl.4.3.2 do EC8, para ter em conta a incerteza na localização das massas e na variação espacial do movimento sísmico, o centro de massa calculado em cada piso deve ser deslocado, em cada direção, em relação à sua posição nominal de uma excentricidade accidental.

O valor da excentricidade accidental é conseguido através da seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (4.17)$$

e_{ai} Excentricidade accidental da massa do piso em relação à sua localização nominal;

L_i Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

A excentricidade accidental foi calculada para um piso de ambos os blocos, visto que a sua geometria não varia. Estes valores apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 4.13 - Efeitos acidentais de torção

Bloco	L_{ix} [m]	L_{iy} [m]	e_{aix} [m]	e_{aiy} [m]
A	20,85	38,53	1,04	1,93
B	39,4	32,4	1,98	1,62

Sabendo os valores da excentricidade acidental e das forças sísmicas horizontais, podemos finalmente calcular os momentos acidentais em ambas as direções recorrendo à expressão disposta na cl.4.3.3.3(1) do EC8, que se apresenta de seguida:

$$M_{ai(x,y)} = e_{ai} \cdot F_i \quad (4.18)$$

M_{ai} Momento torsor em torno de z aplicado no piso i.

Os valores dos momentos torsores para cada direção e o seu valor considerado calculado pela expressão abaixo (M_{ai}) apresentam-se na Tabela 4.14.

$$M_{ai} = \sqrt{M_{aix}^2 + M_{aiy}^2} \quad (4.19)$$

Tabela 4.14 - Efeitos de torção

Bloco	Sismo	Piso	M_{aix} [kN.m]	M_{aiy} [kN.m]	M_{ai} [kN.m]
A	Sismo 1	0	2020,50	1093,36	2297,36
		1	4040,99	2186,73	4594,71
		2	5820,14	3149,49	6617,65
	Sismo 2	0	1492,42	532,96	1584,73
		1	2984,84	1065,92	3169,46
		2	4298,99	1535,22	4564,89
B	Sismo 1	0	2765,93	3380,58	4367,92
		1	5531,86	6761,16	8735,83
		2	7883,20	9635,02	12449,03
	Sismo 2	0	1736,57	1647,86	2393,98
		1	3473,15	3295,72	4787,96
		2	4949,42	4696,58	6823,09

4.6.5 Combinação das Respostas Modais

A cl.4.3.3.3.2 (3) do EC8 refere que quando dois modos de vibração não são independentes entre si, devem ser adotados métodos mais rigorosos para a combinação dos máximos modais.

No entanto, quer haja ou não dependência dos modos de vibração, usamos o método da Combinação Quadrática Completa (CQC) no modelo de cálculo de forma a garantir uma maior segurança nos resultados obtidos, pois considera o efeito de correlação entre as respostas dos vários modos.

Este método traduz-se pela seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad (4.20)$$

E_{Ei}	Valor máximo da resposta para o modo de vibração i;
E_{Ej}	Valor máximo da resposta para o modo de vibração j;
ρ_{ij}	Coefficiente de correlação modal que depende de ξ e λ ;
ξ	Coefficiente de amortecimento.

4.6.6 Combinação Direcional

De acordo com a cl.4.3.3.3.5.1(1) P do EC8, deve considerar-se que as componentes horizontais de ação sísmica atuam simultaneamente.

Sendo que as componentes horizontais dizem respeito aos valores máximos do efeito da ação sísmica em cada direção, devemos ter em consideração que esses valores máximos não ocorrem simultaneamente.

Assim, o valor máximo da ação sísmica, causado pelas duas componentes horizontais, é calculado pela Combinação Direcional (SRSS), ou seja, pela raiz quadrada do somatório dos quadrados dos esforços devido a cada componente horizontal.

A componente máxima da ação sísmica é assim obtida pela seguinte expressão:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad (4.21)$$

E	Componente horizontal da ação sísmica;
E_x	Componente da ação sísmica segundo x;
E_y	Componente da ação sísmica segundo y.

4.6.7 Deslocamentos devidos à Ação Sísmica

De acordo com a cl.4.3.4 do EC8, se for efetuada uma análise linear com a utilização de espectros de cálculo, os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (4.22)$$

- d_s Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
- q_d Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite igual a q ;
- d_e Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Na Tabela 4.15 apresentam-se os valores de deslocamentos da análise linear da estrutura por efeito dos espectros de ambos os sismos.

Tabela 4.15 - Valores dos deslocamentos no centro de rigidez devido a ação sísmica

Bloco	Sismo	Piso	Direção X		Direção Y	
			d_e [m]	d_s [m]	d_e [m]	d_s [m]
A	Sismo 1	0	0,009	0,019	0,006	0,011
		1	0,018	0,036	0,011	0,022
		2	0,024	0,049	0,015	0,030
	Sismo 2	0	0,006	0,011	0,004	0,008
		1	0,011	0,022	0,008	0,017
		2	0,015	0,030	0,011	0,022
B	Sismo 1	0	0,005	0,012	0,013	0,031
		1	0,010	0,026	0,021	0,052
		2	0,015	0,038	0,028	0,070
	Sismo 2	0	0,003	0,008	0,006	0,016
		1	0,006	0,016	0,010	0,025
		2	0,009	0,023	0,014	0,034

5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Depois de efetuado o pré-dimensionamento dos diferentes elementos e sabendo a classificação dos sistemas estruturais dos diversos blocos, procede-se à sua modelação e análise estrutural.

A modelação da estrutura foi realizada no programa de cálculo automático Sap 2000 v.19, o que permite satisfazer o disposto na cl.4.3.3.1(2) do EC8, elaborando uma análise modal por espectro de resposta.

5.1 Materiais

Numa primeira fase, procedeu-se à definição dos materiais no modelo. Como já foi mencionado anteriormente, os materiais a utilizar são o betão C30/37 e o aço A500 NR SD, estando as suas características apresentadas no capítulo 2.

5.2 Elementos construtivos

Antes da construção do modelo e tendo já os materiais definidos, deve proceder-se à definição das secções e restantes características físicas dos elementos, devendo ter em consideração os resultados obtidos no pré-dimensionamento e os requisitos de conceção dispostos no EC8, respeitando ao máximo as características definidas no projeto de arquitetura.

5.3 Elementos de barra

Todos os pilares, vigas e paredes da estrutura devem ser modelados como elementos de barra (Frame).

De forma a ter em conta o efeito de fendilhação nestes elementos, como disposto na cl.4.3.1 (6) e (7) do EC8, considera-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal reduzem-se para metade. Este processo é conseguido reduzindo para metade o valor do módulo de elasticidade, o que faz reduzir na mesma proporção a rigidez dos elementos.

Nas vigas não é contabilizada a sua resistência à torção.

De forma a considerar o topo das vigas na mesma cota do topo das lajes, considera-se o momento de inércia segundo o eixo Z multiplicado pelo valor de 1,5. Esta simplificação pretende aproximar a inércia do elemento que deveria ser calculada pelo teorema de Lagrange Steiner.

No caso particular dos blocos de paredes dos elevadores e caixas de escadas, estes foram modulados como sendo um único pilar utilizando a funcionalidade “Section Designer”, onde é possível desenhar um elemento barra com o formato em planta pretendido.

5.4 Elementos de superfície

As lajes e muros de contenção foram modelados como elementos de superfície (Shell), mais concretamente como elementos de superfície grossa (Shell-Thick), pois esta opção ao contrário da superfície fina (Shell-Thin) tem em consideração o efeito do esforço transversal na deformabilidade da laje.

Esta característica de modelação permite a obtenção de resultados com maior precisão. Na componente de torção (m12) atribui-se um valor extremamente pequeno, de forma a impedir os momentos de torsão nas lajes.

5.5 Apoios

Na base dos pilares, dos muros de suporte e das paredes dúcteis são colocados apoios fixos rotulados. Estes apoios são ligados entre si por vigas de fundação, que absorvem os momentos provenientes destes elementos verticais. Desta forma, obtêm-se os esforços axiais corretos a utilizar no dimensionamento das sapatas.

Na base das paredes dúcteis aplicam-se molas elásticas, representativas da rigidez elástica do terreno. Desta forma, obtemos valores de flexão nas paredes mais baixos.

5.6 Cargas e Combinações de Ações

Inicialmente todas as cargas foram inseridas no programa através da função “load pattern”, em que se escolhe o tipo de carga e o seu fator de multiplicação.

As restantes cargas permanentes, representativas do peso próprio das paredes e do revestimento das lajes, bem como o valor das sobrecargas, foram aplicados homogeneamente nas lajes da estrutura através da função “area loads”.

O peso das paredes exteriores e da platibanda foi aplicado sobre as vigas de extremidade através da função “frame load”, que permite uma distribuição linear de forças.

A torção acidental proveniente dos dois sismos foi aplicada no centro de rigidez, como um momento segundo o eixo z através da função “joint loads”.

Os espectros de cálculo foram introduzidos através da função “response spectrum”.

Através da função “load cases” foi inserida a ação sísmica tipo 1 e 2 com a inclusão dos respetivos espectros de cálculo em ambas as direções.

Com todas as ações corretamente definidas, foi finalmente possível inserir as combinações de ações através da função “load combination”. As combinações de ações e respectivos coeficientes a utilizar estão descritos no capítulo 2

5.7 Dimensionamento e pormenorização

O Sap 2000 efetua os cálculos com base no “Capacity Design” utilizando a função “Start Concrete Design/Check of Struture”, que nos indica a armadura necessária para a verificação dos Estados Limites Últimos.

Com base na área de armadura encontrada, procede-se à sua pormenorização cumprindo todos os requisitos impostos pelos Eurocódigos Estruturais.

5.8 Análise Modal por Espectro de Resposta

O comportamento da estrutura, quando submetida à ação sísmica, é determinado por uma análise modal por espectro de resposta de acordo com a cl.4.3.3.3 do EC8.

Esta análise é efetuada através de um modelo elástico linear baseado nos espectros de cálculo definidos no capítulo 2.9.

De acordo com a cl.4.3.3.3.1 (2) e (3) do EC8, para este método de análise devem ser consideradas as respostas de todos os modos de vibração que contribuam significativamente para a resposta global da estrutura. Para tal, devem ser considerados todos os modos até que a soma das suas massas modais mobilize pelo menos 90% da massa total da estrutura, ou os modos que mobilizam mais de 5% da massa total.

Na tabela abaixo apresentam-se os modos de vibração e fatores de participação modal obtidos pelo programa de cálculo, para o Bloco B.

Tabela 5.1 - Modos de vibração e fatores de participação modal

Modo	Período	Ux [%]	Uy [%]	Rz [%]	ΣU_x [%]	ΣU_y [%]	ΣR_z [%]
1	0,503	0,068	54,97	7,84	0,068	54,97	7,84
2	0,420	12,89	9,52	24,43	12,96	64,50	32,26
3	0,391	38,05	2,41	15,33	51,01	66,91	47,59
...
12	0,132	$3,16 \cdot 10^{-5}$	$3,47 \cdot 10^{-5}$	$7,77 \cdot 10^{-7}$	51,27	86,35	48,97
...
80	0,082	$3,52 \cdot 10^{-6}$	$3,51 \cdot 10^{-6}$	$5,47 \cdot 10^{-7}$	63,11	89,69	59,36

Dado que ao analisarmos os primeiros 80 modos de vibração se obtém uma mobilização de massa total inferior a 90%, de acordo com o requisito (5) da cláusula previamente referida deverá considerar-se um número mínimo de modos (k), que satisfaçam as seguintes condições:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (5.1)$$

$$T_k \leq 0,2s \quad (5.2)$$

- k Número de modos considerados;
- n Número de pisos acima da fundação ou do nível superior de uma cave rígida;
- T_k Período de vibração do modo k.

De acordo com o Anexo C do EC8, consideram-se apenas os primeiros 12 modos de vibração, pelo que os valores das expressões (5.1) e (5.2) apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 5.2 - Verificação dos modos de vibração

k	n	$3 \cdot \sqrt{n}$	T12
12	3	5,20	0,132

Pela tabela anterior conclui-se que os 12 modos de vibração satisfazem as condições (5.1) e (5.2).

Da análise Tabela 5.2, é possível verificar pelo segundo modo de vibração que temos uma contribuição significativa dos modos de torção, razão pela qual uma mobilização de 90% da massa total da estrutura resultante dos modos de translação tarda a aparecer.

6 DIMENSIONAMENTO

6.1 Estados Limites Últimos

Os Estados Limite Últimos (ELU) são estados associados a danos graves na estrutura que implicam o interdito da mesma. É de salientar que os ELU dizem respeito não só à segurança da estrutura propriamente dita, mas sobretudo à segurança das pessoas que podem ser afetadas pelo estado adverso da mesma.

Neste capítulo, para além de se definirem todas as regras gerais de pormenorização, é feita também uma verificação relativamente aos ELU para cada tipo de elemento estrutural, de forma a garantir o requisito de não ocorrência de colapso de acordo com as prescrições dos Eurocódigos Estruturais.

6.2 Regras Gerais

Para o dimensionamento dos elementos estruturais deve ter-se em conta as regras presentes no EC2 e EC8 que estipula os valores máximos e mínimos das áreas armadura e os seus requisitos de pormenorização.

Os requisitos a respeitar são:

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

6.2.1 *Recobrimento de armaduras*

O recobrimento das armaduras depende da classe de exposição a que os elementos estruturais estão sujeitos. É de salientar que o recobrimento de armadura é a distância compreendida entre a face exterior da armadura (incluindo ganchos, cintas, estribos e armadura de pele) e a superfície exterior do betão.

O quadro 4.1 do artº42 do EC2 designa a classe de exposição em função das condições a que os elementos estruturais estão sujeitos. Para este projeto apresentam-se na Tabela 6.1 as classes de exposição dos respetivos elementos construtivos.

Tabela 6.1 - Classes de exposição

Elemento Estrutural	Classe de Exposição	Descrição do Ambiente
Lajes, pilares, paredes e vigas.	XC1	Seco ou permanentemente húmido.
Sapatas, vigas de fundação e muro de suporte.	XC2	Húmido, raramente seco.

Segundo o EC2 deve adotar-se um recobrimento mínimo (C_{min}) que garanta a transmissão eficaz das forças de aderência, a proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo, sendo esse valor determinado pela seguinte expressão:

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10mm\} \quad (6.1)$$

- $C_{min,b}$ Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência;
- $C_{min,dur}$ Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais;
- $\Delta C_{dur,\gamma}$ Margem de segurança;
- $\Delta C_{dur,st}$ Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável;
- $\Delta C_{dur,add}$ Redução do recobrimento mínimo no caso de utilização.

Neste projeto, como não há qualquer referência aos valores de $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$ e $\Delta C_{dur,add}$, os mesmos são considerados nulos, simplificando a expressão (6.1) para a seguinte:

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur}; 10mm\} \quad (6.2)$$

Pela cl.4.4.1.2 do EC2 (Quadro 4.2), o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência $C_{min,b}$ toma o valor do diâmetro dos varões quando estes são isolados e o diâmetro equivalente quando os varões estão agrupados.

O valor do recobrimento mínimo relativo às condições ambientais $C_{min,dur}$ é determinado de acordo com o Quadro 4.4N do EC2, em função da classe estrutural (S4 para edifícios com 50 anos de vida útil de projeto) e das classes de exposição dos diversos elementos estruturais.

Ao valor do recobrimento mínimo é somada uma margem de cálculo (ΔC_{dev}) que tem em conta eventuais erros de execução. A este valor dá-se o nome de recobrimento nominal (C_{nom}) e é calculado pela seguinte expressão:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (6.3)$$

A Tabela 6.2 apresenta os valores de recobrimento a utilizar nos diversos elementos estruturais do projeto.

Tabela 6.2 - Recobrimento nominal

Elementos Estruturais	$\Phi_{m\acute{a}x}$	C _{min,b} [mm]	Classe de Exposição	C _{min,dur} [mm]	C _{min} [mm]	C _{nom} [mm]	Cadotado [mm]
Lajes Vigas Pilares Paredes	$\Phi 20$	20	XC1	15	20	30	30
Muro de Contenção Sapatas Vigas de Fundação	$\Phi 25$	25	XC2	25	25	35	40

6.2.1 Distância mínima entre varões

De acordo com a cl.8.2 do EC2, a distância entre varões deve permitir uma betonagem e uma compactação do betão satisfatória e assegurar adequadas condições de aderência. Para tal, a distância livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos não pode ser inferior ao espaçamento mínimo (d_{min}) requerido, que é calculado pela seguinte expressão:

$$d_{min} = \max\{k_1 \times \Phi; d_g + k_2; 20mm\} \quad (6.4)$$

- Φ Diâmetro do varão em (mm);
- d_g Máxima dimensão do agregado (20mm);
- k_1 1 mm;
- k_2 5 mm.

Apresentam-se na Tabela 6.3 os espaçamentos máximos em função do diâmetro dos varões presentes nos diversos elementos estruturais.

Tabela 6.3 - Espaçamento de varões

Φ [mm]	k_1 [mm]	k_2 [mm]	d_g [mm]	d_{min} [mm]
≤ 25	1	5	25	30

6.2.2 Diâmetro mínimo de dobragem de varões

De acordo com a cl.8.3 do EC2, o diâmetro mínimo de dobragem ($\phi_{m,min}$) deve ser tal que não provoque o aparecimento de fendas no varão, assim como a rotura do betão no interior da curva do varão. Os valores de $\phi_{m,min}$ são calculados pela seguinte expressão:

$$\phi_{m,min} = \begin{cases} 4 \phi, & \phi \leq 16\text{mm} \\ 7 \phi, & \phi > 16\text{mm} \end{cases} \quad (6.5)$$

Os valores recomendados de $\phi_{m,min}$ mediante diâmetro do varão apresentam-se na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Diâmetros de dobragem

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

6.2.3 Comprimentos de amarração dos varões

Segundo a cl.8.4.1 do EC2, os varões de aço devem ser amarrados de modo a assegurarem uma boa transferência das forças de aderência para o betão, evitando a fendilhação ou o destacamento do betão.

Para o cálculo do comprimento de amarração deve ter-se em consideração o tipo de aço a utilizar e as propriedades de aderência dos varões. Antes de proceder ao cálculo deste comprimento, é necessário saber o comprimento de amarração de referência mencionado na cl.8.4.3 do EC2, parâmetro este que é calculado recorrendo às seguintes expressões:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \times \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (6.6)$$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad (6.7)$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} \quad (6.8)$$

$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência;
ϕ	Diâmetro do varão;
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração;

f_{bd}	Tensão de aderência;
f_{ctd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à tração;
α_{ct}	Coefficiente que tem em conta os feitos de longo prazo na resistência a longo prazo na resistência à tração. Valor recomendado ($\alpha_{ct} = 1$);
$f_{ctk,0.05}$	5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão de acordo com o Quadro 3.1 do EC2, para o betão C30/37 ($f_{ctk,0.05} = 2$ MPa);
γ_c	Coefficiente parcial de segurança relativo ao betão, pela cl.2.4.2.4 do EC2 ($\gamma_c = 1,5$);
η_1	Coefficiente relacionado com a aderência e posição do varão durante a betonagem, pela cl.8.4.2 do EC2 ($\eta_1 = 0,7$);
η_2	Coefficiente relacionado com o diâmetro do varão, pela cl.8.4.2 do EC2 ($\eta_2 = 1,0$ para $\varnothing \leq 32$).

O valor de cálculo da tensão na secção do varão (σ_{sd}), para o cálculo do comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$), considera-se igual ao valor da tensão de cedência do aço (f_{yd}) utilizada, logo $\sigma_{sd}=435$ MPa por ser um aço A 500 NR.

Os valores das expressões (6.7) e (6.8) apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 6.5 - Valor de cálculo da tensão de rotura à tração e tensão de aderência

f_{ctd} [MPa]	f_{bd} [MPa]
1,33	2,10

Aplicando a expressão (6.6), obtemos o comprimento de amarração para cada diâmetro de varões a utilizar. Estes valores apresentam-se na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Comprimentos de amarração de referência

\varnothing [mm]	8	10	12	16	20	25
$l_{b,rqd}$ [m]	0,42	0,52	0,62	0,83	1,04	1,30

De acordo com a cl.8.4.4 do EC2, o comprimento de amarração é calculado através da seguinte expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (6.9)$$

l_{bd}	Comprimento de amarração;
α_1	Coefficiente relacionado com a forma dos varões, admitindo um recobrimento adequado ($\alpha_1 = 1$);
α_2	Coefficiente relacionado com o feito do recobrimento mínimo ($\alpha_2 = 1$);
α_3	Coefficiente relacionado com o feito de cintagem das armaduras transversais ($\alpha_3 = 1$);

- α_4 Coeficiente relacionado com a influência de varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração ($\alpha_4 = 1$);
- α_5 Coeficiente relacionado com a pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração ($\alpha_5 = 1$);
- $l_{b,min}$ Comprimento de amarração mínimo.

Os valores dos coeficientes (α) tomam o valor unitário de forma conservativa, como indicado no Quadro 8.2 da cl.8.4.4 do EC2.

O cálculo do comprimento de amarração mínimo é determinado pelas expressões (6.10) e (6.11), consoante o estado de tensão no varão.

- Para varões tracionados:

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3 \cdot l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100mm\} \quad (6.10)$$

- Para varões comprimidos:

$$l_{b,min} \geq \max\{0,6 \cdot l_{b,rqd} ; 10\phi ; 100mm\} \quad (6.11)$$

Apresentam-se na tabela abaixo, os resultados obtidos pelas expressões anteriores.

Tabela 6.7 - Comprimentos mínimos de amarração

ϕ [mm]	10 ϕ [mm]	0,3 $l_{b,rqd}$ [mm]	0,6 $l_{b,rqd}$ [mm]	100 [mm]	$l_{b,min}$ [mm]	
					Varões Tracionados	Varões Comprimidos
8	80	126	452	100	126	452
10	100	156	312	100	156	312
12	120	186	372	100	186	372
16	160	249	498	100	249	498
20	200	312	624	100	312	624
25	250	390	780	100	390	780

Adotamos então o valor dos comprimentos de amarração a utilizar em função do diâmetro dos varões. Estes valores apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 6.8 - Comprimentos de amarração adotados

ϕ [mm]	8	10	12	16	20	25
$l_{bd,adoptado}$ [m]	0,50	0,55	0,65	0,85	1,05	1,30

Também o EC8 preconiza regras respeitantes a amarrações e emendas de varões. Na situação de projeto sísmica, caso se verifique a existência de um esforço normal de tração num pilar, a cl.5.6.2.1do EC8 indica um aumento de 50% do valor do comprimento de amarração em relação aos valores especificados no EC2. Para as vigas, a cl.5.6.2.2 do EC8 refere que para efeitos de amarração a parte da armadura longitudinal das vigas dobrada nos nós (viga-pilar) deve ser colocada no interior das cintas dos pilares.

De forma a impedir uma rotura de aderência, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós (viga-pilar) (d_{bL}) deve ser limitado de acordo com as expressões (6.12) e (6.13).

- Para nós interiores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}} \quad (6.12)$$

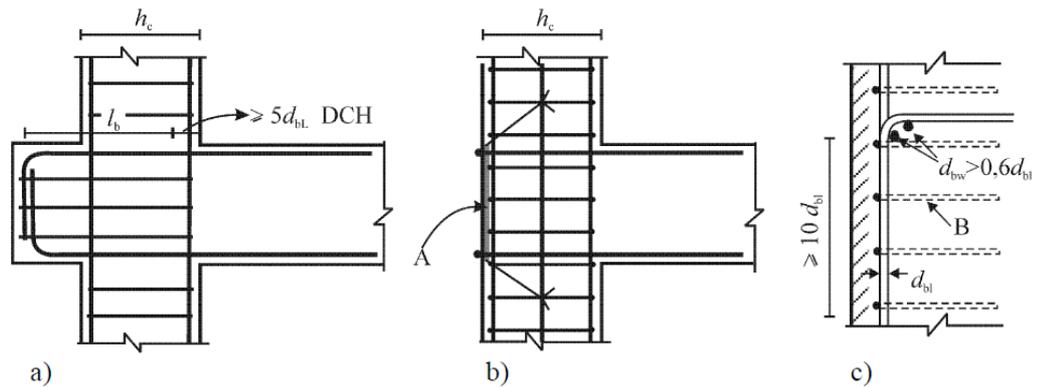
- Para nós exteriores:

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d) \quad (6.13)$$

h_c	Largura do pilar na direção paralela aos varões;
k_D	Coefficiente relacionado com a classe de ductilidade, $k_D = 2/3$ para DCM;
γ_{Rd}	Coefficiente de incerteza do modelo relativo ao valor de cálculo das resistências, $\gamma_{Rd} = 1$ para DCM;
v_d	Esforço normal reduzido.

Se não for possível satisfazer as expressões (6.12) e (6.13), por a dimensão (h_c) do pilar ser demasiado pequena, podem ser adotadas as seguintes disposições de forma a garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas:

- 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 dos varões longitudinais a 90° com um comprimento mínimo de $10d_{bL}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem.



Legenda:

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

Figura 6.1 - Disposições complementares para a amarração nos nós viga-pilar exteriores

Todos os varões que atravessem nós interiores devem terminar nos elementos ligados ao nó a uma distância não inferior ao comprimento da zona crítica dos elementos (l_{cr}).

6.2.4 Amarração da armadura transversal

Segundo a cl.8.5 (1) do EC2, a amarração de cintas de armaduras de esforço transverso deve ser efetuada por meio de cotovelos e ganchos com um varão no seu interior.

Já o EC8 preconiza na cl.5.6.1 (2) que, para cintas utilizadas como armaduras transversais, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimentos de amarração de $10d_{bw}$.

6.2.5 Sobreposição de armaduras

De acordo com a cl.8.7.1 do EC2, as sobreposições devem ser tais que:

- Assegurem a transmissão dos esforços de um varão para outro;
- Evitem o destacamento do betão na vizinhança das emendas;
- Evitem a ocorrência de fendas que prejudiquem o desempenho da estrutura.

Segundo a cl.8.7.3 do EC2, o comprimento de sobreposição (l_0) é determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (6.14)$$

$$l_{b,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} ; 15\phi ; 200mm\} \quad (6.15)$$

- $l_{b,rqd}$ Comprimento de amarração de referência (Ver Tabela 6.6);
 $\alpha_{1,2,3,4,5}$ Coeficientes de valor unitário;
 α_6 Coeficiente que depende da percentagem de varões emendados ($\alpha_6 = 1,5$);
 $l_{0,min}$ Comprimento de sobreposição mínimo.

O valor do coeficiente (α_6) toma o valor de 1,5 de forma conservativa, como indicado no Quadro 8.2 da cl.8.4.4 do EC2.

Apresentam-se na tabela abaixo, os resultados obtidos pelas expressões (6.14) e (6.15) em função do diâmetro do varão.

Tabela 6.9 - Comprimento de sobreposição mínimo ($l_{0,min}$)

ϕ [mm]	15 ϕ [mm]	0,3 $\alpha_6 l_{b,rqd}$ [mm]	200 [mm]	$l_{0,min}$ [mm]	l_0 [mm]
8	120	189	200	200	630
10	150	234	200	234	780
12	180	279	200	279	930
16	124	374	200	374	1245
20	300	468	200	468	1560
25	375	585	200	585	1950

Adotamos então os valores dos comprimentos de sobreposição em função do diâmetro dos varões. Estes valores apresentam-se na tabela que se segue.

Tabela 6.10 - Comprimento de sobreposição regulamentar l_0 adotado

ϕ [mm]	8	10	12	16	20	25
$l_{0,adotado}$ [m]	0,65	0,80	0,95	1,25	1,60	2,00

6.3 Lajes

No dimensionamento das lajes as quantidades de armadura longitudinal devem respeitar o disposto na cl.9.2.1.1 do EC2. Esta cláusula é aplicável a vigas e lajes.

A área de armadura mínima é obtida através da seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.16)$$

O valor de armadura mínima tem de verificar também a seguinte expressão:

$$A_{s,min} \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (6.17)$$

- b_t Largura da zona tracionada, em laje toma o valor de 1,0 [m];
 d Área de armadura vertical de alma na parede.

A área de armadura máxima é obtida através da seguinte expressão:

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_C \quad (6.18)$$

- A_C Área da secção de betão.

Com base nas características geométricas das lajes, determinadas no capítulo 3, e pelas expressões anteriores, obtemos os valores expressos na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 - Armaduras mínimas e máximas para as lajes

f_{ctm} [MPa]	b_t [m]	e_{laje} [m]	d [mm]	$A_{s, min}$ [cm ² /m]	$A_{s, max}$ [cm ² /m]
2,9	1,00	0,28	0,245	4,62	112,00

De acordo com a cl.9.3.1.1 (2) do EC2, nas lajes armadas numa só direção, a armadura de distribuição deve ter no mínimo uma área igual a 20% da armadura principal. Outro dos requisitos impostos a lajes pelo EC2 é o espaçamento máximo entre varões ($S_{max,slabs}$) descrito na cl.9.3.1.1(3) da seguinte forma:

- Para armaduras principais:

$$S_{max,slabs} = 3 \cdot h \leq 400\text{mm} \quad (6.19)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$S_{max,slabs} = 3,5 \cdot h \leq 450\text{mm} \quad (6.20)$$

Nas zonas onde se preveja a aplicação de cargas concentrada, ou nas zonas de momento máximo, estes espaçamentos máximos passam a ser:

- Para armaduras principais:

$$s_{\max, \text{slabs}} = 2.h \leq 250\text{mm} \quad (6.21)$$

- Para armaduras de distribuição:

$$s_{\max, \text{slabs}} = 3.h \leq 400\text{mm} \quad (6.22)$$

h Altura da laje (280mm);

6.3.1 Verificação ao Estado Limite Último de Flexão

De acordo com a análise efetuada pelo programa de cálculo automático e cumprindo todos os requisitos mencionados anteriormente, em conformidade com as prescrições do EC2, admite-se para todas as lajes a utilização de uma malha de armadura de $\Phi 10//0,15$ em ambas as faces. Nos locais onde esta armadura não garante a segurança ao Estado Limite Último de Flexão, são utilizados reforços, compatibilizados com a malha existente.

6.3.2 Verificação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso

De acordo com a cl.6.2.1 do EC2, nas zonas onde a condição (6.23) não é verificada, é necessário proceder ao cálculo da armadura de esforço transverso. Segundo a cl.9.3.2 do EC2, uma laje com armadura de esforço transverso deverá ter uma espessura mínima de 200mm.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (6.23)$$

V_{Ed} Valor de cálculo do esforço transverso;

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

De acordo com a cl.9.2.2 do EC2, caso a expressão anterior seja verificada e considerando a laje como um elemento maciço com capacidade de redistribuição de esforço a armadura de esforço transverso pode ser omitida.

O valor de $V_{Rd,c}$ é calculado através da expressão (6.24) como disposto na cl.6.2.2(1) do EC2.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (6.24)$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (6.25)$$

Em que:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (6.26)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ com "d" em mm} \quad (6.27)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0,2f_{cd} \quad (6.28)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \quad (6.29)$$

$$v_{min} = 0,035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2} \quad (6.30)$$

- ρ_l Taxa de armadura longitudinal;
- k_1 Coeficiente de valor 0,15;
- b_w Menor largura da secção transversal na área tracionada;
- A_c Área da secção transversal de betão;
- A_{sl} Área da armadura de tração;

As pormenorizações das armaduras adotadas para ambas as direções da laje e a sua respetiva área apresentam-se na tabela abaixo:

Tabela 6.12 - Pormenorização das armaduras na laje

Pormenorização	A_s , efetiva [cm ² /m]	h [m]
Φ10//0,15	5,27	0,28

Com base nos valores apresentados pela Tabela 6.13, os valores das expressões anteriores apresentam-se na tabela que se segue.

Tabela 6.13 - Esforço transversal resistente sem armadura nas lajes

$C_{Rd,c}$ [kN.m/m]	b_w [mm]	d [mm]	k [m]	k_1 [m]	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]
0,12	1	250	1,894	0,15	0,0021	151,05

Pela análise do modelo para a combinação mais desfavorável é possível verificar que o valor do esforço transversal atuante de cálculo (V_{Ed}) nunca ultrapassa o valor do esforço transversal resistente de cálculo sem armadura ($V_{Rd,c}$), assim, conclui-se que a laje verifica a segurança ao esforço transversal, sem necessidade de acréscimo de qualquer tipo de armadura.

6.4 Vigas

De acordo com a cl.5.3.1 (3) do EC2, uma viga é um elemento cujo vão não é inferior a 3 vezes a altura total da sua secção transversal.

Os valores de cálculo apresentados nas tabelas deste capítulo correspondem ao dimensionamento da viga Vy_06.02 situada no piso 1 do Bloco B.

6.4.1 Armadura Longitudinal

Segundo a cl.9.2.1.1 do EC2, a área de armadura não deve ser inferior a $A_{s,min}$ nem superior a $A_{s,max}$, sendo estes valores calculados pelas seguintes expressões:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (6.31)$$

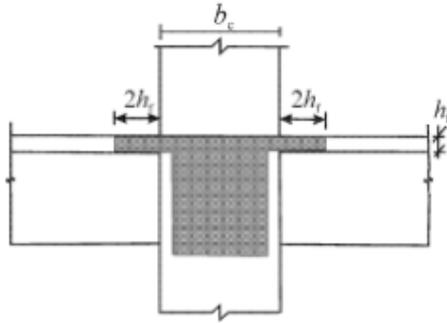
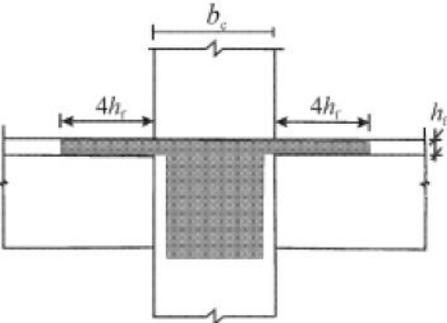
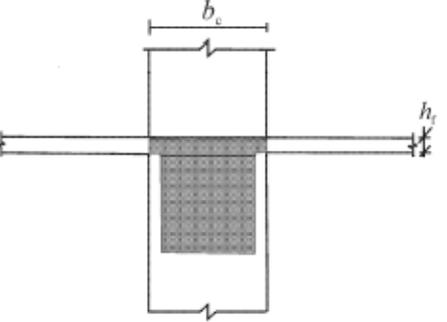
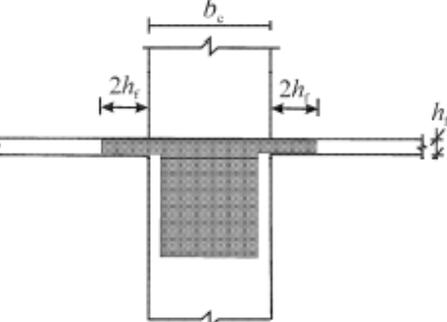
$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_C \quad (6.32)$$

- b_t Largura da zona tracionada;
- d Área de armadura vertical de alma na parede;
- A_C Área da secção de betão.

De acordo com a cl.5.4.3.1.1 do EC8, para o cálculo da resistência à flexão e esforço transversal deve ter-se em consideração a largura efetiva do banzo superior da viga (b_{eff}), a qual depende da localização em planta dos pilares onde as vigas se ligam e da existência ou não de uma viga transversal.

Apresenta-se na tabela abaixo a ilustração de cada caso e o respetivo método de cálculo.

Tabela 6.14 - Largura efetiva do banço beff para vigas

	Pilar Exterior	Pilar Interior
Com Viga Transversal	 $b_{eff} = b_c + 2h_f$	 $b_{eff} = b_c + 4h_f$
Sem Viga Transversal	 $b_{eff} = b_c$	 $b_{eff} = b_c + 2h_f$

- h_f Espessura total da laje;
- d Largura do pilar na direção considerada.

A área de armadura na largura aumentada é calculada de acordo com a pormenorização da armadura na laje, que corresponde a uma malha de $\varnothing 10//0,15$ em ambas as faces.

As disposições construtivas para a ductilidade local são garantidas pela cl.5.4.3.1.2 do EC8. Segundo esta cláusula, devem considerar-se como zonas críticas as zonas de uma viga sísmica primária numa extensão $l_{cr} = h_w$, em que h_w representa toda a altura da viga e l_{cr} é medido a partir da face exterior do pilar.

Para satisfazer o requisito de ductilidade local nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias, o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) tem de ser, pelo menos, igual ao valor indicado na cl.5.2.4 (3) do EC8, obtido pelas seguintes expressões:

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1, \quad \text{se } T_1 \geq T_c \quad (6.33)$$

$$\mu_\phi = 1 + (2q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1}, \quad \text{se } T_1 \leq T_c \quad (6.34)$$

- T_1 Período fundamental da estrutura;
 T_c Período no limite superior da zona de aceleração constante do espectro.

Os valores das expressões (6.33) e (6.34) e os seus parâmetros de cálculo apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 6.15 - Fator de ductilidade em curvatura nas vigas

Bloco	Sismo	Direção	q_0	T_1 [s]	T_c [s]	μ_ϕ
B	1	X	3,00	0,39	0,6	7,15
		Y	3,00	0,50	0,6	5,80

Este requisito considera-se satisfeito, caso estas expressões sejam verificadas nos dois banzos da viga:

$$A_{s,trac} \geq 0,5A_{s,comp} \quad (6.35)$$

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \cdot \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.36)$$

- ρ Taxa de armadura da zona comprimida;
 $\varepsilon_{sy,d}$ Valor de cálculo da extensão de cedência do aço.
 $A_{s,trac}$ Área de armadura da zona tracionada;
 $A_{s,comp}$ Área de armadura da zona comprimida.

Deve também garantir-se que ao longo de todo o comprimento da viga a taxa de armadura tracionada (ρ) não é inferior a ρ_{min} , calculado pela seguinte expressão:

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (6.37)$$

Uma vez que os valores de f_{ctm} e f_{yk} são conhecidos, obtemos o valor de $\rho_{min} = 0,0029$.

6.4.2 Armadura Transversal e de confinamento

De acordo com a cl.9.2.2 (1) do EC2, a armadura de esforço transversal deverá formar um ângulo de 45° a 90° com o eixo longitudinal do elemento estrutural.

À semelhança do que acontece com a armadura longitudinal, também a taxa de armadura de esforço transversal é limitada. Segundo a cl.9.2.2 (5) do EC2, o valor da taxa de armadura (ρ_w) e o seu limite inferior ($\rho_{w,min}$) são calculadas através das seguintes expressões:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (6.38)$$

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (6.39)$$

- A_{sw} Área de armaduras de esforço transversal existente no comprimento s ;
- s Espaçamento das armaduras de esforço transversal ao longo do eixo longitudinal do elemento;
- b_w Largura da alma do elemento;
- α Ângulo das armaduras transversais com o eixo longitudinal, $\alpha = 90^\circ$.

Neste projeto adotou-se a utilização de todos os elementos com armadura de esforço transversal constituída por estribos verticais, sendo que o valor do esforço transversal resistente (V_{Rd}) é o menor valor das expressões (6.40) e (6.41), de acordo com a cl.6.2.3 (3) do EC2:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (6.40)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (6.41)$$

- A_{sw} Área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
- s Espaçamento dos estribos;
- v_1 Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal, como $f_{ck} \leq 60$, toma o valor de $v_1 = 0,6$;
- α_{cw} Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido $\alpha_{cw} = 1,0$;
- θ Ângulo formado entre a escora comprimida de betão e o eixo da viga;
- z Braço do binário das forças interiores, $z = 0,9d$.

Quanto ao espaçamento de cintas, o EC2 prevê vários limites regulamentares. Segundo a cl.9.2.2 (6), o espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transversal não pode exceder $s_{l,max}$, calculado pela seguinte expressão:

$$s_{l,max} = 0,75d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (6.42)$$

Já o espaçamento máximo transversal entre ramos não pode exceder $s_{t,max}$, calculado pela seguinte expressão:

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600mm \quad (6.43)$$

Também o EC8 apresenta restrições para as zonas críticas de vigas sísmicas primárias. A cl.5.4.3.1.2 (6) apresenta as seguintes restrições:

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

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL} \right\} \quad (6.44)$$

d_{bL} Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (em mm);

h_w Altura da viga (em mm).

- A zona crítica de uma viga (l_{cr}) é compreendida por uma distância de $l_{cr}=h_w$, medida a partir da secção transversal de extremidade do nó viga-pilar;
- A primeira armadura de confinamento deve ser colocada a não mais de 50mm da secção de extremidade da viga.

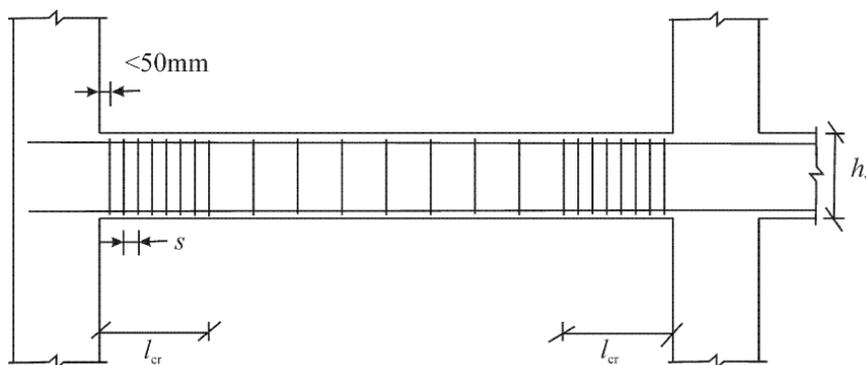


Figura 6.2 - Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas

6.4.3 Dimensionamento das Vigas

De acordo com a cl.5.4.2.2 do EC8, os esforços nas vigas sísmicas primárias devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real de forma a impedir a

formação de mecanismos de rotura frágil ou de outros mecanismos de rotura indesejáveis, como o aparecimento de rótulas plásticas em zonas indesejáveis.

Para este efeito deverá considerar-se que as rótulas plásticas se formam nas extremidades das vigas ou nos elementos verticais ligados aos nós em que concorrem as extremidades das vigas, tendo em consideração eventuais sobrerresistências nas áreas adjacentes.

Nas secções de extremidade, deverão calcular-se os valores máximo e mínimo do esforço transversal atuante ($V_{Ed,min}$ e $V_{Ed,max}$), correspondentes aos momentos máximos positivo e negativo ($M_{i,d}$) que se podem desenvolver nas extremidades da viga.

Os momentos nas extremidades ($M_{i,d}$) poderão ser determinados pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rb,i} \cdot \min \left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad (6.45)$$

- $M_{Rb,i}$ Valor de cálculo do momento resistente da viga na extremidade i ;
- $\sum M_{Rc}$ Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares que ocorrem no nó;
- $\sum M_{Rb}$ Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas que ocorrem no nó;
- γ_{Rd} Coeficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço, para DCM, $\gamma_{Rd} = 1,0$.

Apresenta-se na figura a representação dos esforços numa viga de acordo com o método da capacidade real.

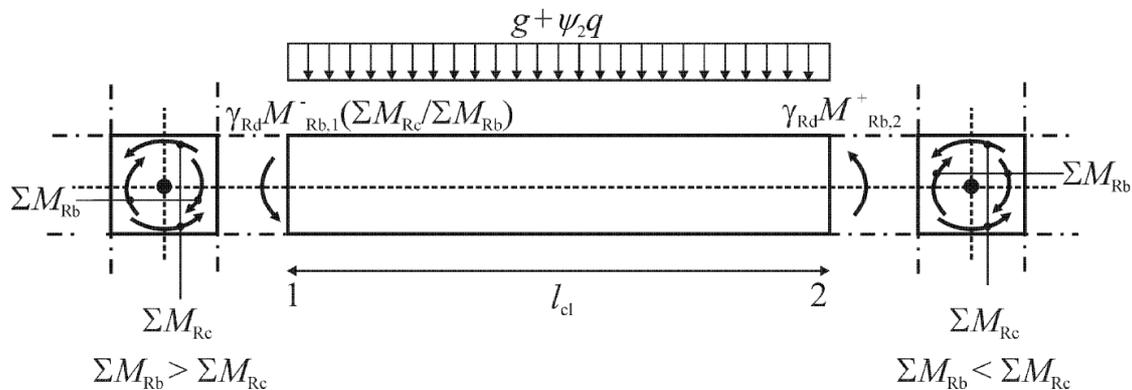


Figura 6.3 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas

Uma vez que por este método os momentos resistentes no pilar devem ser sempre superiores aos das vigas, obtemos $\min\{1; (\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb})\} = 1$, e sabendo que nas estruturas de ductilidade média $\gamma_{Rd} = 1,0$ podemos afirmar que:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad (6.46)$$

Assim sendo, podemos obter os valores de esforço transversal máximos nas extremidades pelas seguintes equações simplificadas:

$$V_{1,Ed} = \frac{(g + \Psi_2 q) \cdot l_{cl}}{2} + \frac{M_{Rb,1}^- + M_{Rb,2}^+}{l_{cl}} \quad (6.47)$$

$$V_{2,Ed} = \frac{(g + \Psi_2 q) \cdot l_{cl}}{2} + \frac{M_{Rb,1}^+ + M_{Rb,2}^-}{l_{cl}} \quad (6.48)$$

- $M_{Rb,1}$ Momento resistente na extremidade esquerda da viga;
- $M_{Rb,2}$ Momento resistente na extremidade direita da viga;
- $g + \Psi_2 q$ Carregamento uniforme para a combinação quase permanente;
- l_{cl} Comprimento livre da viga.

A Figura 6.4 expressa o equilíbrio da viga sob a ação da carga transversal e os diagramas de momentos nas extremidades.

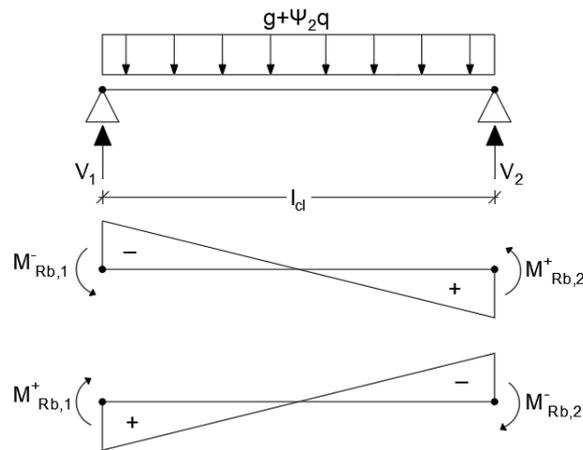


Figura 6.4 - Diagramas de momentos nas extremidades

Para o cálculo do momento resistente ($M_{Rb,d}$), utiliza-se o método simplificado, ilustrado na Figura 6.5, considerando que todas as armaduras estão em cedência.

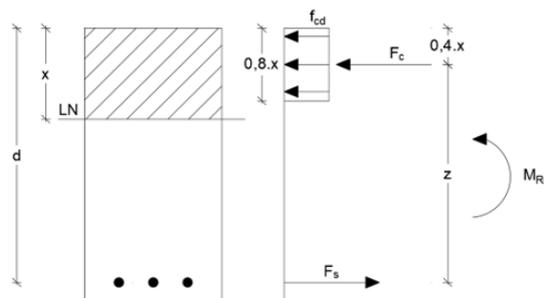


Figura 6.5 - Diagrama retangular

O valor $M_{Rb,d}$ é dado pela seguinte expressão:

$$M_{Rb,d} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0,4x) \quad (6.49)$$

Onde a posição da linha neutra (x) é calculada pela utilização das seguintes expressões:

$$M_{Ed} = F_c \cdot z \quad (6.50)$$

$$F_c = \Psi \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} \quad (6.51)$$

$$z = d - \lambda \cdot x \quad (6.52)$$

- A_s Área de armadura longitudinal de tração;
- d Distancia do centro da armadura de tração à fibra mais comprimida da secção;
- x Posição da linha neutra;
- b Largura da secção;
- Ψ Coeficiente que define a relação da resultante das tensões de compressão no betão pela força de uma compressão uniforme com f_{cd} , em toda a zona comprimida, toma o valor de $\Psi=0,8095$;
- λ Coeficiente que define a posição da resultante das tensões de compressão no betão em função de x , toma o valor de $\lambda=0,416$.

Apresentam-se na Tabela 6.16 as características da viga exemplo e os valores limite da área de armadura.

Tabela 6.16 - Características da viga exemplo

Viga	f_{yd} [MPa]	f_{cd} [MPa]	b [m]	h [m]	d [m]	L [m]	I_{cl} [m]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
Vy_06.02 (1)	435	20	0,4	0,80	0,77	7,00	6,55	8,81	128,00

De forma a validar os valores de área de armadura longitudinal dados pelo SAP 2000, retiramos do programa os valores dos esforços da combinação de ações mais desfavorável e comparamos a área de armadura com os valores obtidos pela utilização do método de equilíbrio da secção.

De seguida, procedeu-se à pormenorização das armaduras a utilizar, obtendo-se o valor da armadura efetiva ($A_{s,efect}$).

Tabela 6.17 - Armaduras calculadas e adotadas para a viga exemplo

Secção	Face	M_{Ed} [kN.m]	x [m]	$A_{s,calc}$ [cm ²]	$A_{s,SAP}$ [cm ²]	Pormenorização	$A_{s,efectiva}$ [cm ²]
Esquerda	Superior	351,06	0,073	10,92	11,06	4Ø20	12,57
	Inferior	175,53	0,036	5,35	8,81	5Ø16	10,05
Direita	Superior	779,33	0,172	25,62	26,00	7Ø20+2Ø16	26,01
	Inferior	389,67	0,082	12,18	12,34	3Ø20+2Ø16	13,45

No dimensionamento pela capacidade real, é necessário saber o valor do momento resistente da viga com a contribuição da laje, pelo que se expressa na Tabela 6.18 o valor da largura efetiva do banzo da viga, bem como a área de armadura proveniente da laje.

Tabela 6.18 - Armadura da laje contida na largura efetiva no banzo

Viga	b_c [m]	b_{eff} [m]	$A_{s,laje}$ [cm ²]
Vy_06.02 (1)	0,40	2,64	11,80

Recorrendo às expressões (6.50), (6.51) e (6.52) obtemos o valor do M_{rd} em todo o desenvolvimento da viga, estes valores apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 6.19 - Momentos resistentes na viga exemplo

Secção	Face	$A_{s,viga}$ [cm ²]	$A_{s,laje}$ [cm ²]		M_{Rd} [kN.m]
			$A_{s,laje(Sup)}$	$A_{s,laje(Inf)}$	
Esquerda	Superior	12,57	11,80	11,80	992,74
	Inferior	10,05	11,80	11,80	302,90
Direita	Superior	26,01	11,80	11,80	1397,88
	Inferior	13,45	11,80	11,80	405,13

Como foi referido anteriormente, o EC8 estabelece que nos banzos da viga a armadura de compressão não deve ser inferior a metade da armadura de tração.

A taxa de armadura na zona tracionada (ρ) não pode exceder o valor de ρ_{max} nem ser inferior a ρ_{min} . A verificação destes parâmetros apresenta-se na seguinte tabela.

Tabela 6.20 - Taxa de armadura longitudinal

Secção	Face	A_s [cm ²]	ρ	ρ_{min}	ρ_{max}	$\rho_{min} \leq \rho < \rho_{max}$	$A_{s,comp} \geq 0,5 A_{s,trac}$
Esquerda	Superior	12,57	0,0079	0,0029	0,0126	Verifica	Verifica
	Inferior	10,05					
Direita	Superior	26,01	0,0123		0,0137	Verifica	Verifica
	Inferior	13,45					

Os valores do esforço transversal dimensionado pelos princípios da capacidade real, bem como os parâmetros necessários ao seu dimensionamento, apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 6.21 - Esforço transversal na viga exemplo

Secção	$M_{Rd,b,sup}$ [kN.m]	$M_{Rd,b,inf}$ [kN.m]	$V_{g+\psi_2q}$ [kN]	l_{cl} [m]	$V_{Ed,calc}$ [kN]	$V_{Ed,SAP}$ [kN]
Esquerda	1397,88	405,13	131,08	6,60	388,77	351,44
Direita	992,74	302,90	-94,46	6,60	-306,26	-279,51

O valor de esforço transversal calculado automaticamente apresenta uma ligeira variação do valor calculado analiticamente. Este facto pode dever-se a uma utilização por parte do programa de um valor de momento resistente proveniente de uma área de armadura inferior à área de armadura efetiva. Sabendo os valores de esforço transversal atuante nas extremidades da viga ($V_{Ed,calc}$) e o valor de $V_{Rd,max}$, estamos em condições de atribuir uma armadura transversal ($V_{Rd,s}$) que cumpra todos os requisitos impostos pelos eurocódigos.

Tabela 6.22 - Armaduras transversais adotadas nas zonas críticas

Secção	$V_{Ed,calc}$ [kN]	$(A_{sw/s})_{calc}$ [cm ²]	Pormenorização	$(A_{sw/s})_{eff}$ [cm ²]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
Esquerda	388,77	6,53	Ø10//0,10(2r)	7,90	1641,60	470,11
Direita	306,26	5,15	Ø10//0,10(2r)	7,90	1641,60	470,11

Os valores da área de armadura e respetiva pormenorização para o meio vão da viga apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 6.23 - Armaduras transversais adotadas na zona corrente

Secção	$(A_{sw/s})_{calc}$ [cm ²]	Pormenorização	$(A_{sw/s})_{eff}$ [cm ²]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
Meio vão	3,76	Ø10//0,20(2r)	3,95	1641,60	223,45

A pormenorização das armaduras deve respeitar os requisitos mencionados no subcapítulo 6.2, anteriormente mencionadas, respeitantes ao espaçamento longitudinal e transversal de armaduras. Os valores limite para os espaçamentos regulamentares apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 6.24 - Valores limite de espaçamento regulamentares

d [mm]	α [°]	h_w [mm]	d_{bw} [mm]	d_{bL} [mm]	$S_{L,max}$ [m]	$S_{t,max}$ [m]	
						Zona corrente	Zona crítica
770	90	800	10	16	577,50	0,578	0,128

Pela análise da tabela anterior, é possível afirmar que a pormenorização adotada respeita todos os requisitos requeridos pelos eurocódigos estruturais.

De forma a impedir uma rotura de aderência, o diâmetro máximo dos varões longitudinais das vigas que atravessam os nós viga-pilar (d_{bL}) deve ser tal que permita verificar as expressões (6.11) e (6.12). Esta verificação é feita adotando os parâmetros mais desfavoráveis, para um hipotético nó da estrutura em análise.

Tabela 6.25 – Confinamento para nós viga-pilar interiores e exteriores

d_{bL} [mm]	h_c [mm]	v_d	ρ'/ρ_{max}	d_{bL}/h_c	Nó Interior	Nó exterior
					$\frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 \cdot k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$	$\frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot v_d)$
20	450	0,10	1,00	0,044	0,036	0,054

Dado que para os nós interiores a expressão (6.12) não é verificada, adota-se a dobragem dos varões longitudinais com um comprimento mínimo da $10d_{bL}$ e com armaduras transversais colocadas no interior da dobragem com um diâmetro mínimo de $0,6d_{bL}$, conforme esquematizado na figura seguinte.

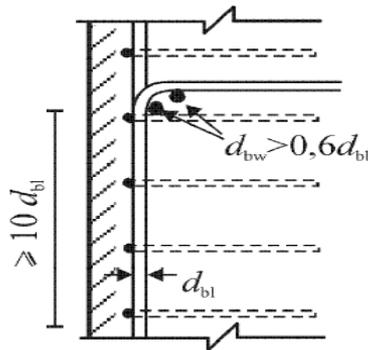


Figura 6.6 – Dobragem dos varões longitudinais e colocação das armaduras transversais no interior

6.5 Pilares

Segundo a cl.5.1.2 do EC8, define-se pilar como um elemento estrutural geralmente vertical sujeito a forças gravíticas por compressão axial ou sujeito a um esforço normal reduzido de cálculo (v_d) superior a 0,1. De acordo com a cl.9.5.2 do EC2, este capítulo refere-se a pilares cuja maior dimensão em planta não é superior a 4 vezes a menor dimensão.

Nos pilares sísmicos primários o valor do esforço normal reduzido (v_d) não deve ser superior a 0,65 e o seu valor é calculado recorrendo à seguinte expressão:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (6.53)$$

N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal de compressão;
A_c	Área da secção transversal de betão;
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão no betão.

A tabela que se segue apresenta o valor do esforço normal reduzido para o pilar mais solicitado, o qual servirá de exemplo em todos os cálculos de dimensionamento.

Tabela 6.26 - Esforço normal reduzido para o pilar P_12.2

Pilar	N_{Ed} [kN]	v_d
P_12.2	361,26	0,25

6.5.1 Armaduras longitudinais

Segundo a cl.9.5.2 do EC2, os varões longitudinais não devem ter um diâmetro inferior a \emptyset_{\min} , que de acordo com o anexo nacional toma o valor de 10mm. Nesta cláusula é também definido que a área total de armadura não deverá ser inferior a $A_{s,\min}$, calculado pela seguinte expressão:

$$A_{s,\min} = \frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0,002 \cdot A_c \quad (6.54)$$

Esta cláusula define também que a área de armadura longitudinal não deverá ser superior a $A_{s,\max}$, dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,\max} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.55)$$

Nas zonas de emendas por sobreposição este valor deverá ser aumentado para:

$$A_{s,\max} = 0,08 \cdot A_c \quad (6.56)$$

No que respeita às disposições construtivas para a ductilidade local, a cl.5.4.3.2.2. do EC8 refere que nos pilares sísmicos primários a taxa de armadura longitudinal (ρ_l) não deve ser inferior a 0,01 nem superior a 0,04 e ainda que nas secções transversais simétricas deverão adotar-se armaduras simétricas ($\rho = \rho'$). Deve também ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de forma a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

6.5.2 Armadura Transversal.

De acordo com a cl.9.5.3 do EC2, o diâmetro das armaduras transversais não deverá ser inferior a 6mm ou a um quarto do diâmetro máximo dos varões. As armaduras transversais deverão ser convenientemente amarradas e o seu espaçamento ao longo do pilar não deverá exceder $S_{cl,\max}$, dado pela seguinte expressão:

$$S_{cl,\max} = \min\{15d_{bL}; b_c; 400\text{mm}\} \quad (6.57)$$

d_{bL} Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (mm);

b_c Menor dimensão da secção transversal do pilar (mm).

O espaçamento máximo calculado pela expressão (6.57) deverá ser reduzido por um fator de 0,6 nos seguintes casos:

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

Quando há mudanças de direção dos varões longitudinais (ex.: variação da secção do pilar), o espaçamento das armaduras deverá ser calculado tendo em conta as forças transversais daí resultantes. Estes efeitos são ignorados caso a mudança de direção seja igual ou inferior a 1 para 12.

Cada varão longitudinal ou agrupamentos de varões colocado num canto deverá ser travado por armaduras transversais e nas zonas de compressão nenhum varão deve estar localizado a mais de 150mm de um varão travado.

No que respeita às disposições construtivas para a ductilidade local, a cl.5.4.3.2.2. do EC8 refere que nos pilares sísmicos primários as zonas numa extensão de l_{cr} a partir de cada face do pilar devem ser consideradas como zonas críticas. O comprimento da zona crítica (l_{cr}) é calculado a partir da seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0,45m \right\} \quad (6.58)$$

h_c Maior dimensão da secção transversal do pilar (m);

l_{cl} Comprimento livre do pilar.

Se $l_c/h_c \leq 3$, a altura total do pilar deve ser considerada como zona crítica e armado como tal.

Nas zonas críticas dos pilares devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro igual ou superior a 6mm com um espaçamento (s) que garanta um mínimo de ductilidade e impeça a encurvadura local dos varões longitudinais. O valor do espaçamento (s) das cintas não deve ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{b_0}{2}; 175mm; 8d_{bL} \right\} \quad (6.59)$$

b_0 Dimensão mínima do núcleo de betão (mm);

d_{bL} Diâmetro mínimo dos varões longitudinais (mm).

A distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou ganchos (b_i) não pode ser superior a 200mm.

De acordo com a cl.5.9 do EC8, devido à vulnerabilidade das paredes de enchimento dos pisos térreos, uma irregularidade devida à ação sísmica deverá ser prevista neste local. Assim sendo, considera-se a altura total dos pilares do piso térreo como zona crítica, confinando-a como tal.

6.5.3 Armadura de confinamento

Segundo a cl.5.4.3.2.2 (6) do EC8, na zona crítica na base de pilares sísmicos primários, o valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) deverá ser pelo menos igual ao valor indicado pela expressão (6.21).

Se para o valor especificado de μ_ϕ , for atingida em qualquer ponto da secção transversal uma extensão no betão superior a $\varepsilon_{cu2} = 0,035$, a perda de resistência devida ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado do núcleo de betão (cl.5.4.3.2.2 (7) do EC8).

Os requisitos (6) e (7) mencionados anteriormente consideram-se satisfeitos se:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.60)$$

μ_ϕ	Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
ν_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;
α	Coefficiente de eficácia do confinamento.

Onde:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume das cintas}}{\text{Volume do nucleo de betão}} \cdot \frac{b_c}{b_0} \quad (6.61)$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s \quad (6.62)$$

Sendo que, para secções retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum_n b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \quad (6.63)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right) \quad (6.64)$$

- n Número total de varões longitudinais abraçados;
- bⁱ Distancia entre varões consecutivos abraçados;
- h₀ Altura do núcleo confinado.

De acordo com a cl.5.4.3.2.2 (9) na zona crítica na base dos pilares sísmicos primários deverá utilizar-se um valor mínimo de ω_{wd} igual a 0,08.

Apresenta-se de seguida uma imagem auxiliar com algumas das dimensões requeridas neste capítulo.

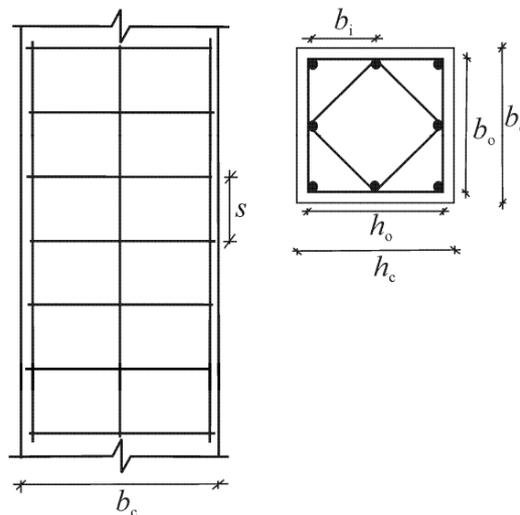


Figura 6.7 - Confinamento do núcleo de betão

6.5.4 Dimensionamento

De acordo com a cl.5.4.2.3 do EC8, nos pilares sísmicos primários os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados de acordo com a regra de cálculo pela capacidade real considerando o equilíbrio do pilar sob ação dos momentos nas extremidades ($M_{i,d}$), associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Para este efeito deverá considerar-se que as rótulas plásticas se formam nos nós onde as extremidades da viga e do pilar concorrem ou nas extremidades do pilar.

Nas secções de extremidade, deverão calcular-se os valores máximo e mínimo do esforço transversal atuante ($V_{Ed,min}$ e $V_{Ed,max}$), correspondentes aos momentos máximos positivo e negativo ($M_{i,d}$) que se podem desenvolver nas extremidades do pilar.

Os momentos nas extremidades ($M_{i,d}$) poderão ser determinados pela seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \cdot \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \quad (6.65)$$

- $M_{Rc,i}$ Valor de cálculo do momento resistente do pilar na extremidade i ;
- γ_{Rd} Coeficiente de sobrerresistência por endurecimento do aço, para DCM, $\gamma_{Rd} = 1,1$.

Apresenta-se na figura a representação dos esforços num pilar de acordo com o método da capacidade real.

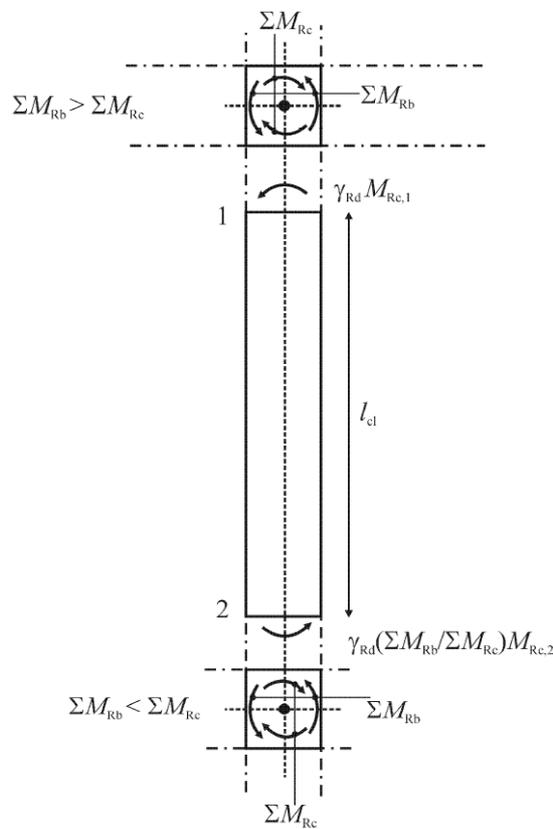


Figura 6.8 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal nos pilares

De forma conservativa podemos afirmar que $(\sum M_{Rc} / \sum M_{Rb}) = 1$, obtendo a seguinte expressão simplificada:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i} \quad (6.66)$$

Assim sendo, podemos obter os valores de esforço transverso máximos nas extremidades pelas seguintes equações:

$$V_{1,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{RC,1}^- + M_{RC,2}^+}{l_{cl}} \quad (6.67)$$

$$V_{2,Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{RC,1}^+ + M_{RC,2}^-}{l_{cl}} \quad (6.68)$$

- $M_{Rb,1}$ Momento resistente na extremidade inferior do pilar;
 $M_{Rb,2}$ Momento resistente na extremidade superior do pilar;
 l_{cl} Comprimento livre do pilar.

O cálculo do momento resistente nos pilares ($M_{RC,d}$) é calculado para ambas as direções, recorrendo à seguinte expressão:

$$M_{RC,d} = \left[A_{s1} \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \cdot \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \cdot f_{yd} + 0,8x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4x \right) \quad (6.69)$$

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad (6.70)$$

- x Altura comprimida da secção;
 N Esforço normal reduzido de cálculo;
 A_{s1} Área de armadura tracionada;
 A_{s2} Área de armadura comprimida;
 d Distancia entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura tracionada;
 d_1 Distancia entre a fibra mais comprimida da secção e o eixo da armadura comprimida;
 h Altura da secção;
 b Largura da secção.

De acordo com a cl.5.4.3.2.1 (2) do EC8, a flexão desviada poderá ser considerada de uma forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção, com a resistência à flexão reduzida de 30%, como na seguinte expressão:

$$M_{Ed} = 0,7 \times M_{Rd} \quad (6.71)$$

Segundo a cl.5.8.9 (4) do EC2, na ausência de um cálculo rigoroso da secção transversal em relação à flexão desviada, poderá utilizar-se o seguinte critério simplificado:

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1,0 \quad (6.72)$$

$M_{Edz/y}$ Momento de cálculo em relação ao eixo considerado, incluindo um momento de segunda ordem;

$M_{Rdz/y}$ Momento resistente na direção considerada;

a Expoente, para secções retangulares, toma os valores da tabela abaixo.

Tabela 6.27 - Valores de “a” através da relação do esforço normal atuante e resistente

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

De acordo com a cl.4.4.2.3 do EC8, para edifícios com estruturas porticadas ou sistemas equivalentes a pórticos, com dois ou mais pisos, deverá satisfazer-se a seguinte condição em todos os nós das vigas sísmicas com os pilares sísmicos primários:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (6.73)$$

É de salientar que o Bloco B da nossa estrutura apresenta um sistema estrutural de parede, pelo que esta regra só se aplica aos nós dos elementos construtivos do Bloco A.

O pilar exemplo para o qual serão apresentados todos os cálculos detalhados é o pilar P_12.2 do Bloco A. Apresentam-se abaixo os valores dos esforços obtidos pelo programa de cálculo.

Tabela 6.28 - Esforços obtidos no pilar exemplo segundo X e Y

Pilar	Piso 0	Direção	$M_{Ed,sup}$ [kN.m/m]	$M_{Ed,inf}$ [kN.m/m]	V_{Ed} [kN]	N_{Ed} [kN]
P_12.2	0	X	713,94	710,30	448,92	1785,60
		Y	595,79	526,58	318,29	

Na tabela abaixo apresentam-se os valores da área fornecida pelo modelo ($A_{s,modelo}$) a pormenorização escolhida e a sua área de armadura ($A_{s,eff}$), para o pilar exemplo.

Tabela 6.29 - Armadura longitudinal adotada no pilar exemplo

Pilar	Piso	$A_{s,modelo}$ [cm ²]	Pormenorização	$A_{s,eff}$ [cm ²]
P_12.2	0	89,87	30Ø20	94,25

Os valores dos momentos resistentes segundo as direções x e y calculados pela expressão (6.69) e os parâmetros necessário à sua aplicação apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 6.30 - Momento resistente em torno de X e Y

Direção	$A_{s1}=A_{s2}$ [cm ²]	b [m]	h [m]	d ₁ [m]	d [m]	x [m]	M _{Rd} [kN.m/m]	0,7M _{Rd} ≥ M _{Ed}
X	28,27	0,60	0,60	0,04	0,56	0,186	1042,30	Verifica
Y	25,13	0,60	0,60	0,04	0,56	0,186	971,27	Verifica

Sabendo o valor dos momentos resistentes, procede-se ao cálculo do valor do esforço transversal, e à pormenorização das armaduras transversais.

Nas tabelas que se seguem apresentam-se os valores dos momentos nas extremidades e os respetivos valores de esforço transversal, obtidos pelas expressões (6.66), (6.67) e (6.68), de acordo com o método da capacidade real.

Tabela 6.31 - Esforço transversal atuante aplicado ao pilar exemplo

Direção	M _{i,d} [kN.m/m]	l _{ei} [m]	V _{i,Ed} [kN]
X	1146,53	2,725	841,49
Y	1068,31	2,725	784,14

É possível constatar que o valor do esforço transversal obtido pelo momento resistente proveniente da armadura adotada para a qual serão dimensionadas as armaduras transversais é bastante superior ao valor de esforço transversal atuante.

Iremos de seguida apresentar todos os resultados relativos ao dimensionamento da armadura transversal, começando por verificar qual o valor de esforço transversal máximo que pode ser aplicado ao pilar.

Tabela 6.32 - Esforço transversal máximo aplicado ao pilar exemplo

Direção	α_{cw} [m]	z [m]	v ₁ [kN]	Θ [°]	V _{Rd,max} [kN]
X	1,00	0,369	0,60	45	3628,80
Y					

Os valores do esforço transversal resistente provenientes da aplicação da expressão (6.40), apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 6.33 - Armaduras de esforço transverso segundo X e Y (zonas críticas)

Direção	n_{ramos}	Pormenorização	A_{sw}/s [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [kN]
X	4	Φ10//0,075	10,53	923,44
Y	4	Φ10//0,075	10,53	923,44

Na figura 6.9 apresenta-se a pormenorização adotada.

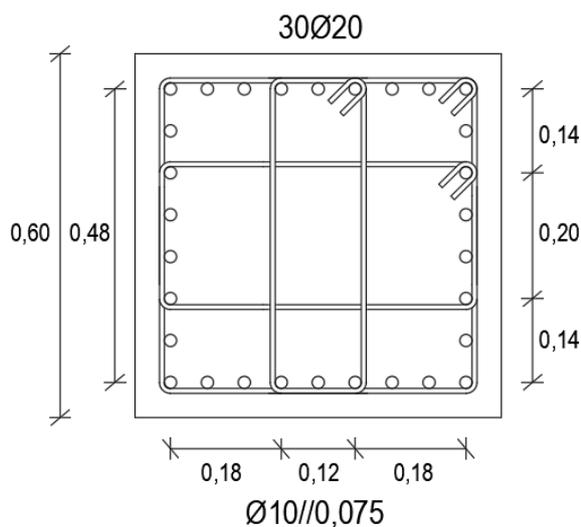


Figura 6.9 - Pormenorização do pilar-exemplo (distância em m)

Finalmente, procede-se à verificação do confinamento nas zonas críticas do pilar, começando por apresentar alguns dos parâmetros relativos à geometria do nosso pilar-exemplo, tal como se verifica na tabela abaixo.

Tabela 6.34 - Dimensões do núcleo de betão confinado

b_c [m]	h [m]	b_o [m]	h_o [m]
0,60	0,60	0,48	0,48

De forma a simplificar a apresentação dos resultados, vamos dividir a expressão em dois membros, apresenta-se de seguida a tabela com os parâmetros e resultados do primeiro membro da equação.

Tabela 6.35 - Coeficiente de eficácia (α) e taxa volumétrica de cintas (ω_{wd})

$\Sigma b_i^2 [m^2]$	α_n	α_s	α	s [m]	$V_{cintas} [cm^3]$	ω_{wd}	$\alpha \omega_{wd}$
0,317	0,771	0,455	0,351	0,075	270,18	0,340	0,119

Podemos verificar que o valor de w_{wd} é válido, situando-se acima dos 0,08 como é requerido. Apresentam-se de seguida os parâmetros e valores do segundo membro da equação.

Tabela 6.36 - Valores do segundo membro para a verificação do confinamento

$\mu\phi$	v_d	ϵ_{syd}	$30\mu\phi v_d \cdot \epsilon_{syd} \cdot (b_c / b_0) - 0.035$
5,00	0,248	0,00218	0,066

Pelas tabelas Tabela 6.35 e Tabela 6.36, é possível constatar que se verifica a expressão (6.60), cumprindo assim as exigências de confinamento.

Para proceder à verificação da expressão (6.73) nos nós de extremidade do pilar exemplo, devemos saber quais as vigas convergentes nos respetivos nós. Visto que o pilar P_12.2 se localiza no piso 0, não apresenta vigas na extremidade inferior, pelo que a regra do “pilar-forte, viga-fraca” só se tem de verificar para a extremidade superior em ambas as direções.

Na figura abaixo estão representas as ligações das vigas ao pilar exemplo.

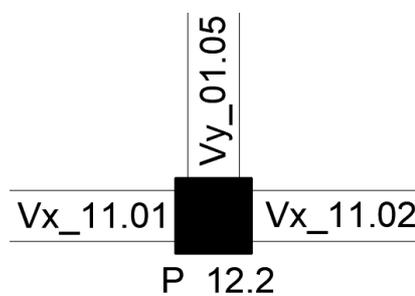


Figura 6.10 - Ligações das vigas ao pilar exemplo

Na tabela abaixo apresentam-se as características das vigas acima representadas.

Tabela 6.37 – Características das vigas

Face	Vx_11.01 (0)			Vx_11.02 (0)			Vy_01.05 (0)		
	Porm	$A_{s,viga+laje} (cm^2)$	$M_{Rd} (kN.m)$	Porm	$A_{s,viga+laje} (cm^2)$	$M_{Rd} (kN.m)$	Porm	$A_{s,viga+laje} (cm^2)$	$M_{Rd} (kN.m)$
Sup	7 ϕ 20	27,88	703,34	8 ϕ 25	45,17	1088,92	7 ϕ 20	24,93	1126,88
Inf	5 ϕ 16	10,05	224,34	7 ϕ 20	21,98	490,74	7 ϕ 20	21,98	484,65

A pormenorização e o valor do momento resistente do pilar P_12.2 no troço acima e abaixo do nó em estudo apresenta-se na seguinte tabela.

Tabela 6.38 – Características dos pilares

Face	P_12.2 (0)			P_12.2 (1)		
	Porm	$A_{s,Pilar}$ (cm ²)	M_{Rd} (kN.m/m)	Porm	$A_{s,Pilar}$ (cm ²)	M_{Rd} (kN.m/m)
X	9 ϕ 20	28,26	1091,24	8 ϕ 20	25,12	971,27
Y	8 ϕ 20	25,12	971,27	7 ϕ 20	21,98	938,26

Dado que o pilar P_12.2 é um pilar de extremidade e que só existe viga na direção Y num dos lados, podemos somente verificar a expressão (6.73) na direção mais desfavorável, ou seja, na direção X.

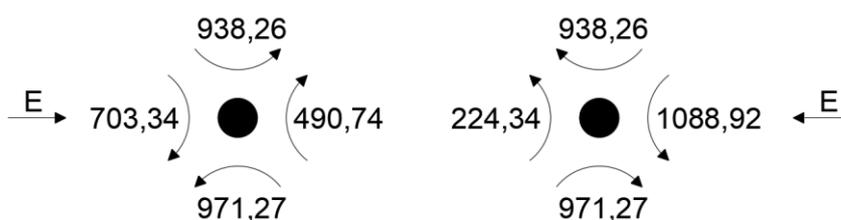


Figura 6.11 - Momentos no nó

A verificação da expressão (6.73) apresenta-se na tabela abaixo.

Tabela 6.39 – Verificação da regra genérica de projeto por avaliação da capacidade real

Nó “esquerda”				Nó “direita”			
ΣM_{Rb} (kN.m)	$1,3.\Sigma M_{Rb}$ (kN.m)	ΣM_{Rc} (kN.m)	$\Sigma M_{Rc} \geq$ $1,3.\Sigma M_{Rb}$	ΣM_{Rb} (kN.m)	$1,3.\Sigma M_{Rb}$ (kN.m)	ΣM_{Rc} (kN.m)	$\Sigma M_{Rc} \geq$ $1,3.\Sigma M_{Rb}$
1194,08	1552,30	1909,53	Verifica	1313,26	1707,24	1909,53	Verifica

Podemos agora afirmar que a condição (6.73) é satisfeita em cada um dos planos ortogonais de flexão, garantindo assim o cumprimento de todos os requisitos de ductilidade prescritos pelo EC8.

6.6 Paredes Dúcteis

De acordo com os termos e definições da cl.5.1.2 do EC8, considera-se parede todo o elemento estrutural que suporta outros elementos de secção transversal alongada e com uma relação comprimento/espessura (l_w/b_w) superior a 4. Esta mesma cláusula refere-se a parede dúctil como uma parede fixa na base que impede a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, sendo projetada e pormenorizada para dissipar energia numa zona de rótula plástica de flexão, e não apresentando aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

O edifício em estudo apresenta diversas paredes, nomeadamente no Bloco B, que possui paredes isoladas simples e paredes interligadas que constituem núcleos de escadas e elevadores.

Neste capítulo, apresentam-se os cálculos detalhados do núcleo de paredes mais complexo que é composto por um núcleo de escadas e de elevador interligado. Os restantes núcleos e paredes isoladas são calculados da mesma forma e os resultados estão apresentados em anexo.

Como é possível verificar na Figura 6.12, o núcleo A é composto por 4 paredes.

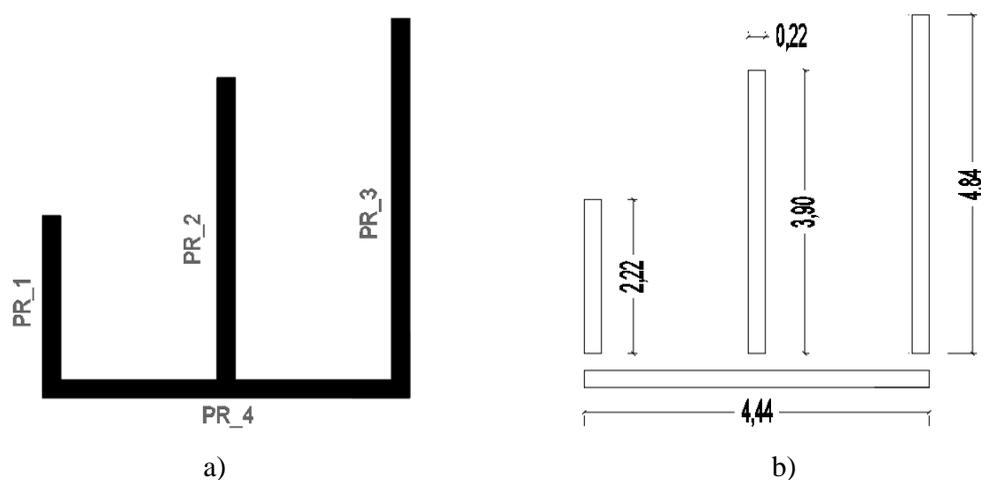


Figura 6.12 - Representação do núcleo de paredes A: a) paredes do núcleo; b) dimensões das paredes

As paredes apresentam as seguintes dimensões:

Tabela 6.40 - Dimensões das paredes do núcleo de paredes A

Parede	b_w [m]	l_w [m]
PR_1	0,22	2,22
PR_2	0,22	3,90
PR_3	0,22	4,84
PR_4	0,22	4,44

6.6.1 Restrições Geométricas e Disposições Construtivas

De acordo com a cl.5.4.1.2.4 do EC8, a espessura da alma deve satisfazer a seguinte expressão:

$$b_{wo} \geq \max\left\{0,15; \frac{h_s}{20}\right\} \quad (6.74)$$

b_{wo} Espessura da alma;
 h_s Altura livre do piso.

Sendo que os pisos 0, 1 e 2 apresentam a maior altura com um vão livre de 3,25m, pela utilização da expressão (6.74), obtém-se uma espessura mínima da alma da parede de 0,17m.

De acordo com a cl.5.4.3.4.2(6) do EC8, o comprimento mínimo do elemento de extremidade confinado é garantido pela expressão (6.75), abaixo indicada.

$$l_{c,min} = \max\{0,15 \cdot l_w; 1,50 \cdot b_w\} \quad (6.75)$$

l_w Comprimento da parede;
 b_w Espessura do pilar fictício.

Na Tabela 6.41 apresentam-se os valores do $l_{c,min}$ de todas as paredes do núcleo em estudo.

Tabela 6.41 – Comprimentos mínimos dos pilares fictícios

Parede	0,15. l_w [m]	1,5. b_w [m]	$L_{c,min}$ [m]
PR_1	0,33	0,33	0,33
PR_2	0,59	0,33	0,59
PR_3	0,73	0,33	0,73
PR_4	0,67	0,30	0,67

A cl.5.4.3.4.2(10) do EC8, refere que espessura mínima de elementos de extremidade confinados (b_w) não deverá ser inferior a 200mm e deve também cumprir os requisitos das expressões (6.76) e (6.77) apresentados de seguida:

$$\left\{ \begin{array}{l} se \ l_c \leq \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{15} \end{array} \right. \quad (6.76)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} se \ l_c > \max\{2 \cdot b_w; 0,2 \cdot l_w\}, b_w > \frac{h_s}{10} \end{array} \right. \quad (6.77)$$

l_c Comprimento do elemento de extremidade confinado.

Tabela 6.42 - Comprimentos máximos dos pilares fictícios

Parede	2.b _w [m]	0,2.l _w [m]	l _{c,máx} [m]
PR_1	0,44	0,44	0,44
PR_2	0,44	0,78	0,78
PR_3	0,44	0,97	0,97
PR_4	0,44	0,89	0,89

Podemos então adotar o comprimento dos elementos de extremidade confinados, que se apresentam na tabela abaixo.

Tabela 6.43 – Comprimento dos pilares fictícios

Parede	l _{c,adoptado} [m]	z=0,9d [m]
PR_1	0,35	1,96
PR_2	0,70	3,47
PR_3	0,80	4,32
PR_4	0,70	3,96

Como os valores do l_c verificam a equação (6.75), a espessura do pilar fictício deve respeitar a expressão (6.78) abaixo indicada:

$$b_w > \frac{h_s}{15} \quad (6.78)$$

Tendo por base a maior altura de vão livre do edifício, mencionada anteriormente obtém-se o valor de b_w de 0,22.

Visto que a arquitetura contempla todas as paredes das escadas e núcleos de elevadores com a mesma espessura e de forma a simplificar o seu processo construtivo, as paredes terão a espessura dos pilares fictícios em todo o seu desenvolvimento. Sabendo todas as dimensões da secção das paredes, podemos proceder à verificação da cl.5.4.3.4 do EC8, que estipula que o valor do esforço normal reduzido (vd) não deverá ser superior a 0,4. Estes valores são mencionados na Tabela 6.141.

Tabela 6.44 - Esforço normal reduzido de cada parede

Parede	N _{ed} [kN]	A _c [m ²]	v _d
PR_1	1021,95	0,49	0,10
PR_2	1694,05	0,86	0,10
PR_3	2448,17	1,06	0,11
PR_4	2176,15	0,98	0,11

É de salientar que os valores dos esforços nas paredes são provenientes dos esforços globais do núcleo, discretizado como um elemento barra no programa de cálculo automático. O valor de N_{Ed} é distribuído por cada parede de acordo com a sua área em planta e o valor de M_{Ed} é distribuído por cada parede de acordo com a sua inércia na direção considerada.

6.6.2 Armadura Horizontal

Como mencionado na cl.9.6.3 do EC2, deverão dispor-se armaduras horizontais, paralelas aos paramentos da parede, em cada face. A distância entre os varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm. A secção destas armaduras não deverá ser inferior a $A_{s,hmin}$, dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,hmin} \geq \max\{0,25A_{s,vertical}; 0,001A_c\} \quad (6.79)$$

6.6.3 Armadura Longitudinal

Para proceder ao dimensionamento das armaduras longitudinais (armaduras de flexão), recorre-se ao método dos pilares fictícios. Este método consiste em concentrar as armaduras de flexão nas extremidades das paredes onde se admite que há uma maior concentração de esforços.

De seguida apresenta-se um esquema representativo deste método, bem como as expressões de cálculo necessárias ao dimensionamento.

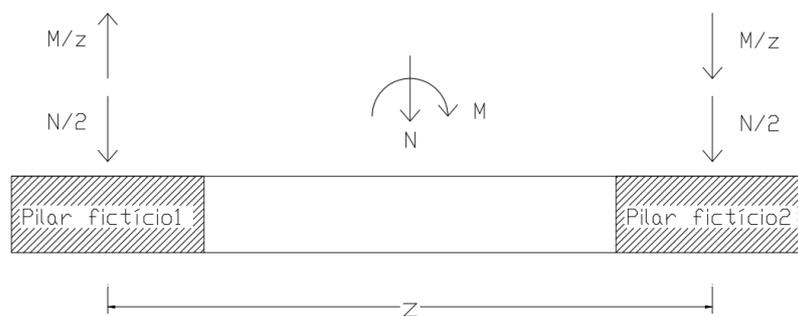


Figura 6.13 – Esquemática do método dos pilares fictícios

Deve ser tida em consideração a combinação de esforços (momento fletor e esforço axial) que provoca maior força de tração nos pilares fictícios. A força de tração nos pilares fictícios é calculada pela seguinte expressão:

$$F_t = \frac{M_{Ed}}{z} \pm \frac{N_{Ed}}{2} \quad (6.80)$$

- M_{Ed} Momento em torno do eixo perpendicular à orientação da parede;
 N_{Ed} Esforço normal na parede;
 Z Braço interior da parede.

O valor de Z toma os valores indicados na Tabela 6.45.

Tabela 6.45 - Valores de braço interior de cada parede

Parede	PR_1	PR_2	PR_3	PR_4
Z [m]	1,87	3,20	4,04	3,74

A armadura de flexão no pilar fictício é determinada através da seguinte expressão:

$$A_{s,v} = \frac{F_t}{f_{syd}} \quad (6.81)$$

O valor de $A_{s,v}$ deve estar compreendido entre $A_{s,vmin}$ e $A_{s,vmax}$, como mencionado na cl.9.6.2(1) do EC2. Estes valores podem ser calculados pelas seguintes expressões:

$$A_{s,vmin} = 0,002 \cdot A_c \quad (6.82)$$

$$A_{s,vmax} = 0,04 \cdot A_c \quad (6.83)$$

Quanto à distância entre varões longitudinais adjacentes, deve ser respeitada a condição da cl.9.6.2(3) do EC2.

$$d \leq \min\{3 \cdot b_w; 400mm\} \quad (6.84)$$

Para o caso particular do núcleo de escadas e elevador em estudo, devemos ter em atenção os pilares fictícios de canto que fazem a ligação das paredes perpendiculares.

Apresenta-se de seguida um esquema do núcleo de betão com a localização de todos os pilares fictícios, denominados pela sigla (PF).

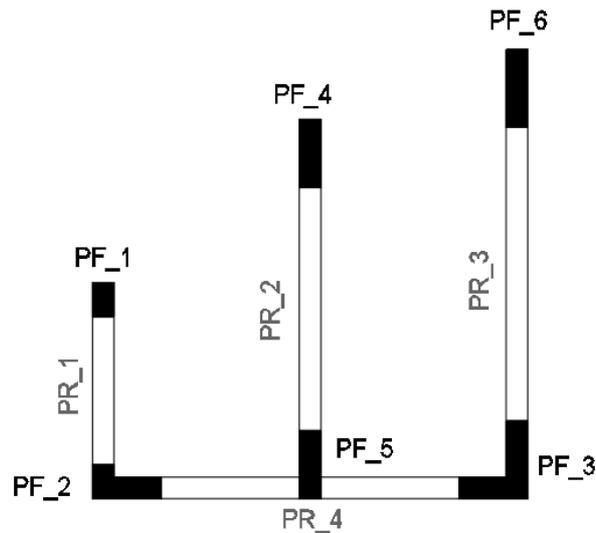


Figura 6.14 - Localização dos pilares fictícios

O cálculo das forças de tração para os pilares fictícios anteriormente referidos é efetuado recorrendo às seguintes expressões:

- Para PF_1, PF_4 e PF_6;

$$F_t = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right), \text{ para } PR_1, PR_2 \text{ e } PR_4 \quad (6.85)$$

- Para PF_2;

$$F_t = \left(\frac{-M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PR_1} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PR_2} \quad (6.86)$$

- Para PF_3;

$$F_t = \left(\frac{-M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PR_2} + \left(\frac{-M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PR_4} \quad (6.87)$$

- Para PF_5;

$$F_t = \left(\frac{-M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{PR_2} \quad (6.88)$$

Para proceder ao cálculo das forças de tração, foram retirados os valores dos momentos fletores e esforço axial do Sap2000 originados pela combinação de ações mais desfavorável.

No entanto, de forma a verificar o disposto na cl.5.4.2.4 do EC8 deve ser elaborada uma envolvente de cálculo para os momentos fletores de forma a ter em conta as incertezas da análise e os efeitos dinâmicos pós-elásticos.

A realização da envolvente deve ser realizada de acordo com o disposto na cl.5.4.2.4 (5) do EC8, tendo em conta as incertezas na distribuição de momentos ao longo da altura de paredes sísmicas primária esbeltas (com relação h_w/l_w superior a 2).

O diagrama de valores de cálculo dos momentos fletores ao longo da altura da parede (envolvente deslocada) é determinado pela envolvente linear do diagrama de momentos fletores obtido da análise (envolvente de cálculo), sendo posteriormente deslocado verticalmente o valor de a_i , dado por:

$$a_i = z \cdot \cot(\theta) \quad (6.89)$$

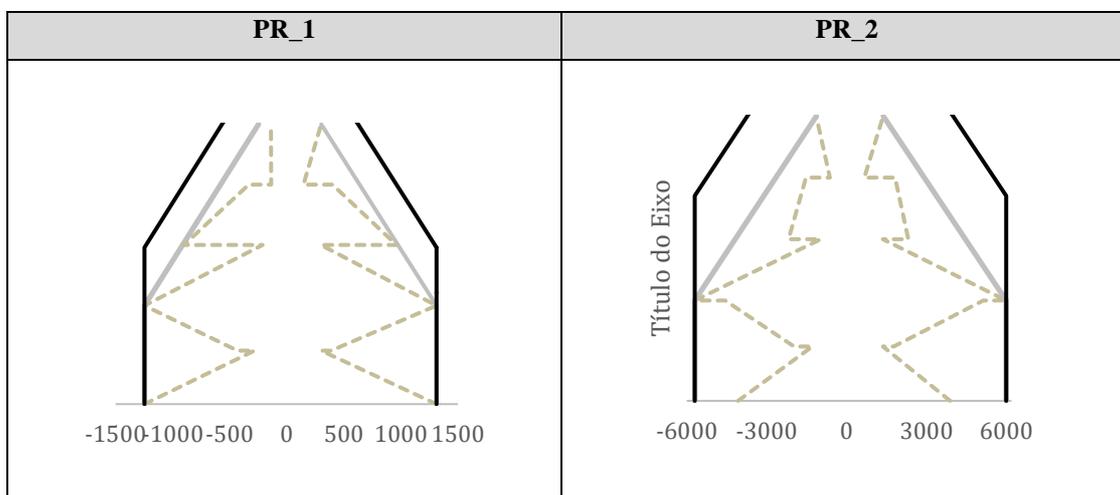
- a_i Deslocamento vertical;
- θ Ângulo de inclinação das escoras ($\theta=45^\circ$);
- z $z = 0,9d$

Sendo que o comprimento das paredes que constituem o núcleo em estudo é variável, apresentam-se na Tabela 6.46 os seus respetivos valores.

Tabela 6.46 - Valores dos deslocamentos verticais

Parede	Z [m]	a_i [m]
PR_1	1,96	1,96
PR_2	3,47	3,47
PR_3	4,32	4,32
PR_4	3,96	3,96

Apresentam-se, assim, os gráficos representativos da envolvente mencionada para o núcleo de paredes em estudo.



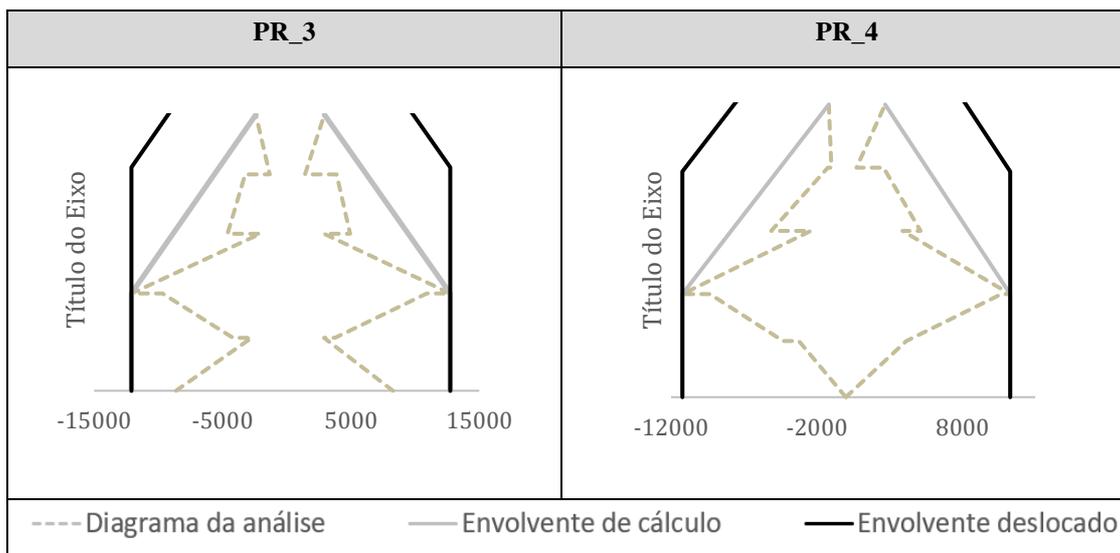


Figura 6.15 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes

Com os valores dos esforços axiais obtidos da análise apresentados na Tabela 6.44 e dos momentos fletores obtidos pelo gráfico (

Figura 6.15) e recorrendo às expressões (6.85), (6.86), (6.87) e (8.88) obtemos os valores dos F_t 's para cada pilar fictício em cada piso.

Pelo facto de estarmos perante um núcleo de escadas e elevador relativamente complexo em que o cálculo das forças de tração nos pilares fictícios é realizado com diferentes ações condicionantes, apenas serão apresentados os valores de N_{Ed} e M_{Ed} para o cálculo de F_t num dos pilares fictícios remetendo as restantes tabelas para anexo.

Tabela 6.47 - Valores de F_t para o pilar fictício PF_1

Piso	PF_1		
	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	F_{t1} [kN]
-2	423,13	1313,29	490,73
-1	316,74	1313,29	543,93
0	268,74	1313,29	567,93
1	189,08	962,84	420,35
2	51,93	626,00	308,79

Apresentam-se na Tabela 6.48 os valores das forças de tração exercidas em todos os pilares fictícios.

Tabela 6.48 - Valores de F_t exercidas em todos os pilares fictícios

Piso	F_t [kN]					
	PF_1	PF_2	PF_3	PF_4	PF_5	PF_6
-2	490,73	815,36	826,06	1363,656	860,4301	2676,68
-1	543,93	2748,72	3114,20	1613,025	1132,326	2815,97
0	567,93	3035,72	4517,15	1652,809	1239,598	2962,67
1	420,35	1404,77	3733,84	1575,729	1275,996	819,82
2	308,79	875,11	2205,89	1208,348	1018,543	2384,75

Sabendo os valores de F_t , podemos determinar a área de armadura necessária que verifique a segurança. Estes valores apresentam-se na Tabela 6.49.

Tabela 6.49 - Área de armadura longitudinal dos pilares fictícios

Piso	$A_{s,cálculo}$ [cm ²]					
	PF_1	PF_2	PF_3	PF_4	PF_5	PF_6
-2	11,29	18,75	19,00	31,36	19,79	61,56
-1	12,51	63,22	71,63	37,10	26,04	64,77
0	13,06	69,82	103,89	38,01	28,51	68,14
1	9,67	32,31	85,88	36,24	29,35	18,86
2	7,10	20,13	50,74	27,79	23,43	54,85

De forma a satisfazer a área de armadura calculada, obtemos a seguinte pormenorização de armaduras.

Tabela 6.50 - Pormenorização da armadura longitudinal nos pilares fictícios

Piso	ϕ					
	PF_1	PF_2	PF_3	PF_4	PF_5	PF_6
-2	12 ϕ 12	23 ϕ 20	33 ϕ 20	13 ϕ 20	15 ϕ 16	22 ϕ 20
-1	12 ϕ 12	23 ϕ 20	33 ϕ 20	13 ϕ 20	15 ϕ 16	22 ϕ 20
0	12 ϕ 12	23 ϕ 20	33 ϕ 20	13 ϕ 20	15 ϕ 16	22 ϕ 20
1	9 ϕ 12	17 ϕ 16	28 ϕ 20	13 ϕ 20	15 ϕ 16	18 ϕ 20
2	9 ϕ 12	17 ϕ 16	28 ϕ 20	13 ϕ 20	15 ϕ 16	18 ϕ 20

A armadura adotada apresenta as seguintes áreas na Tabela 6.51 abaixo indicada.

Tabela 6.51 - Área da armadura efetiva nos pilares fictícios

Piso	$A_{s,adoptada} [cm^2]$					
	PF_1	PF_2	PF_3	PF_4	PF_5	PF_6
-2	14,07	73,65	108,02	38,19	30,15	73,65
-1	14,07	73,65	108,02	38,19	30,15	73,65
0	14,07	73,65	108,02	38,19	30,15	73,65
1	10,05	34,54	88,38	38,19	30,15	58,92
2	10,05	34,54	88,38	38,19	30,15	58,92

6.6.1 Armadura Transversal

À semelhança da envolvente de momentos fletores realizada anteriormente, este procedimento é também efetuado para os valores de esforço transversal seguindo o disposto na cl.5.4.2.4(7) do EC8. Esta cláusula prevê um aumento de 50% do valor de cálculo dos esforços transversos de forma a ter em conta um possível aumento de esforço transversal após plastificação na base de uma parede sísmica primária. Apesar de o núcleo de paredes em estudo não estar inserido num sistema estrutural misto, iremos, de forma conservativa, proceder à realização do gráfico da envolvente de cálculo de acordo com o descrito na cl.5.4.2.4(8), que tem em conta as incertezas relacionadas com os efeitos dos modos mais elevados neste tipo de sistemas. Para tal, deverá utilizar-se uma envolvente de cálculo dos esforços transversos de acordo com a Figura 6.16.

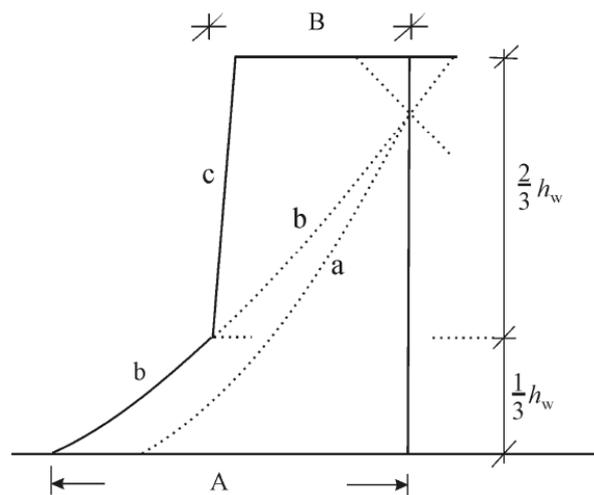


Figura 6.16 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes de um sistema misto

a Diagrama dos esforços transversos obtidos da análise;

- b Diagrama dos esforços transversos majorados;
- c Envoltive de cálculo;
- A $V_{\text{parede,base}}$
- B $V_{\text{parede,topo}} \geq V_{\text{parede,base}}/2$

Apresentam-se, assim, os gráficos representativos da envolvente mencionada para cada parede do núcleo em estudo.

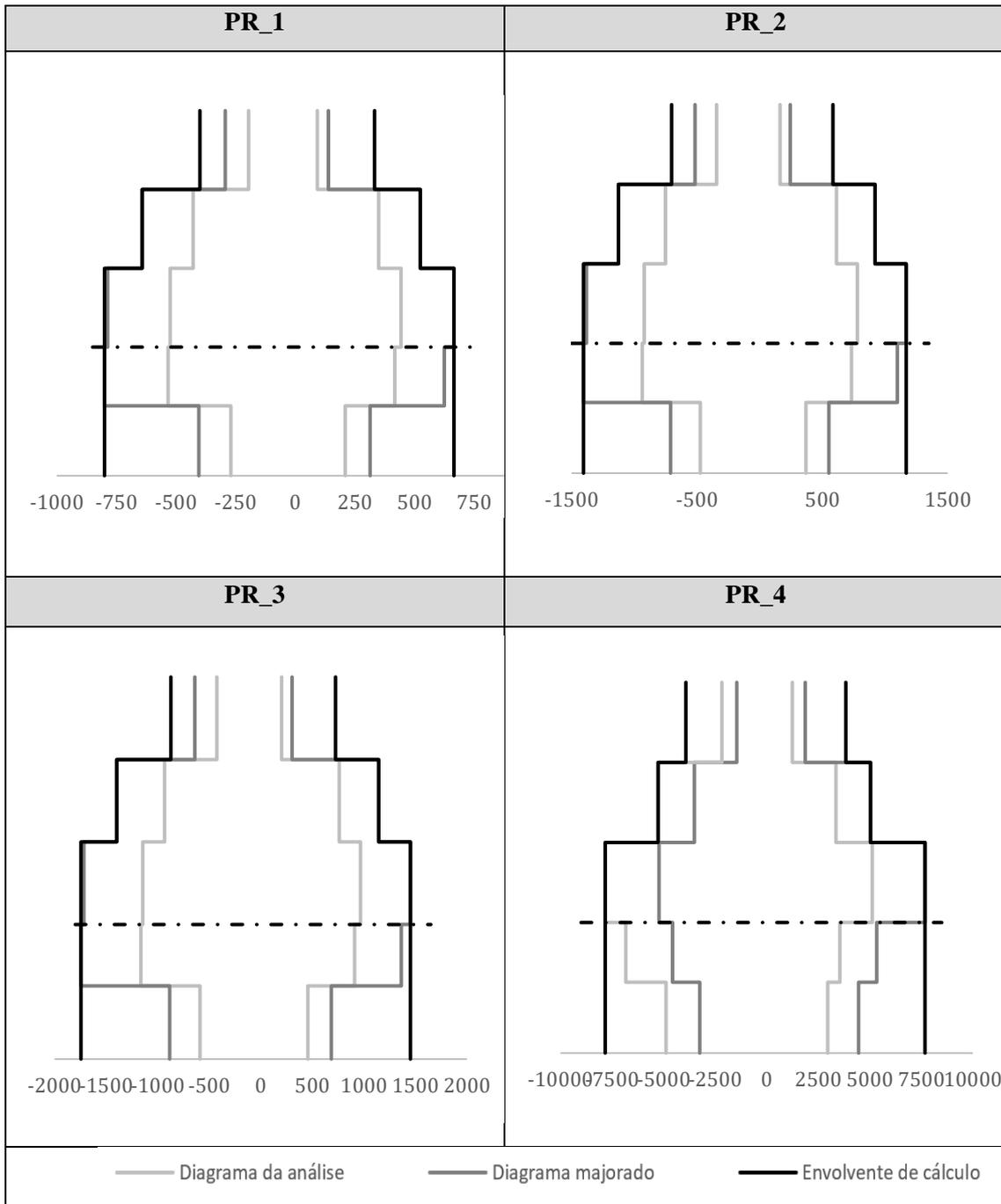


Figura 6.17 - Envoltive de cálculo dos esforços transversos nas paredes

Os valores dos esforços transversos da envolvente de cálculo obtidos pelo gráfico apresentam-se na Tabela 6.52.

Tabela 6.52 - Esforços transversos da envolvente de cálculo

Piso	V1	V2	V3	V4
-2	799,89	1405,22	1743,91	7826,86
-1	799,89	1405,22	1743,91	7826,86
0	799,89	1405,22	1743,91	7826,86
1	641,21	1126,45	1397,96	5255,58
2	399,95	702,61	871,96	3913,43

Apresentam-se na

Tabela 6.53 os valores das áreas em função do espaçamento requeridas para as paredes, calculadas com a utilização da expressão (6.40).

Tabela 6.53 - Área da armadura transversal das paredes

Piso	Asw/s [cm ² /m]			
	V1	V2	V3	V4
-2	4,69	4,65	4,64	22,73
-1	4,69	4,65	4,64	22,73
0	4,69	4,65	4,64	22,73
1	3,76	3,73	3,72	15,26
2	2,34	2,33	2,32	11,36

Sabendo os valores de F_t , podemos determinar a área de armadura necessária que verifique a segurança, estes valores apresentam-se na Tabela 6.54.

Tabela 6.54 - Pormenorização da armadura transversal das paredes

Piso	Asw/s [cm ² /m]			
	V1	V2	V3	V4
-2	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ16//0,075
-1	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ16//0,075
0	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ16//0,075
1	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ8//0,10	Φ16//0,125
2	Φ8//0,15	Φ8//0,15	Φ8//0,15	Φ16//0,125

Apesar de a armadura adotada ser um pouco superior à requerida, este facto deve-se à dificuldade de conciliar a armadura de esforço transverso com a armadura de confinamento dos pilares fictício na pormenorização. A armadura adotada apresenta as seguintes áreas na Tabela 6.55.

Tabela 6.55 - Área da armadura transversal efetiva

Piso	Asw/s [cm ² /m]			
	V1	V2	V3	V4
-2	5,00	5,00	5,00	26,80
-1	5,00	5,00	5,00	26,80
0	5,00	5,00	5,00	26,80
1	5,00	5,00	5,00	16,08
2	3,33	3,33	3,33	16,08

A cl.9.6.4 do EC2 prevê que quando a área de armadura vertical é superior a 2% da área da secção de betão (A_c), deverão dispor-se armaduras transversais, sob a forma de estribos ou ganchos. No caso da armadura principal, colocada mais próxima das faces da parede, deverá utilizar-se também uma armadura transversal constituída por pelo menos 4 estribos por m² de área de parede.

6.6.1 Armadura de Confinamento

Tal como acontece nos pilares, o EC8 define uma armadura de confinamento para as paredes dúcteis. A armadura de confinamento prolonga-se verticalmente desde a base da parede até à altura da zona crítica e é aplicada somente na zona dos pilares fictícios.

De acordo com a cl.5.4.3.4.2(1) do EC8, a altura da zona crítica é calculada recorrendo às seguintes expressões:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} \quad (6.90)$$

$$h_{cr,max} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w & n \leq 6 \\ h_s, & n \geq 7 \\ 2 \cdot h_s, & n \geq 7 \end{cases} \quad (6.91)$$

h_w Altura total da parede;

n Número de pisos.

Na Tabela 6.56 encontram-se expressos os valores dos parâmetros presentes nas expressões (6.90) e (6.91).

Tabela 6.56 - Valores máximos da altura crítica das paredes

Parede	l_w [m]	$h_w/6$ [m]	h_{cr} [m]	$2.l_w$ [m]	h_s [m]	$h_{cr,máx}$ [m]
PR_1	2,22	2,72	2,72	4,44	3,25	3,25
PR_2	3,90	2,72	3,90	7,80	3,25	3,25
PR_3	4,84	2,72	4,84	9,68	3,25	3,25
PR_4	4,44	2,72	4,44	8,88	3,25	3,25

Apresentam-se na Tabela 6.57 os valores das alturas críticas admitidos.

Tabela 6.57 - Altura crítica das paredes

Parede	PR_1	PR_2	PR_3	PR_4
$h_{cr,adoptado}$ [m]	3,25	3,25	3,25	3,25

De acordo com a cl.5.4.3.4.2(4) do EC8, a taxa mecânica volumétrica de armadura de confinamento nos elementos de extremidade deve satisfazer a seguinte expressão:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad (6.92)$$

- μ_{ϕ} Valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;
- v_d Esforço normal reduzido de cálculo;
- $\varepsilon_{sy,d}$ Valor de cálculo da extensão de cedência à tração do aço;
- b_c Largura bruta da secção transversal;
- b_0 Largura do núcleo confinado;
- α Coeficiente de eficácia do confinamento;
- ω_v Taxa mecânica das armaduras verticais de alma.

Nas zonas críticas das paredes deverá utilizar-se um valor de μ_{ϕ} que seja pelo menos igual ao calculado a partir das expressões (6.33) e (6.34), sendo o valor de q_0 , substituído pelo produto de q_0 pelo valor máximo da relação M_{Ed}/M_{Rd} na base da parede para a situação de projeto sísmica.

Assim, para uma situação de $T_1 \geq T_c$, o fator de ductilidade em curvatura é calculado pela seguinte expressão:

$$\mu_{\phi} = 2 \cdot q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \quad (6.93)$$

Assumindo que na pior das situações a relação M_{Ed}/M_{Rd} toma o valor de 1, consideramos que os valores da ductilidade em curvatura são iguais aos calculados para as vigas, conforme mencionados na Tabela 6.58.

Tabela 6.58 - Ductilidade em curvatura de cada bloco

Bloco	μ_ϕ
A	5
B	5

De acordo com a cl.5.4.3.4.2 (6) do EC8, o comprimento dos pilares fictícios é calculado recorrendo à seguinte expressão:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad (6.94)$$

A posição do eixo neutro (x_u) corresponde à curvatura última após destacamento do betão situado fora do núcleo confinado dos elementos de extremidade, e é determinado por:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad (6.95)$$

A extensão de compressão (ε_{cu2}) assume o valor de 0,0035 e o valor da extensão última ($\varepsilon_{cu2,c}$) é obtido através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd} \quad (6.96)$$

A taxa mecânica das armaduras verticais de alma é calculada pela seguinte expressão:

$$\omega_v = \frac{\rho_v \cdot f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad (6.97)$$

Sendo que:

$$\rho_v = \frac{A_{sv}}{A_c} \quad (6.98)$$

- ρ_v Taxa de armadura vertical de alma na parede;
- A_{sv} Área de armadura vertical de alma na parede;
- A_c Área da secção de betão.

Apresenta-se na Figura 6.18 um exemplo de uma secção transversal de uma parede com bordos livres e a representação da sua extensão na curvatura última.

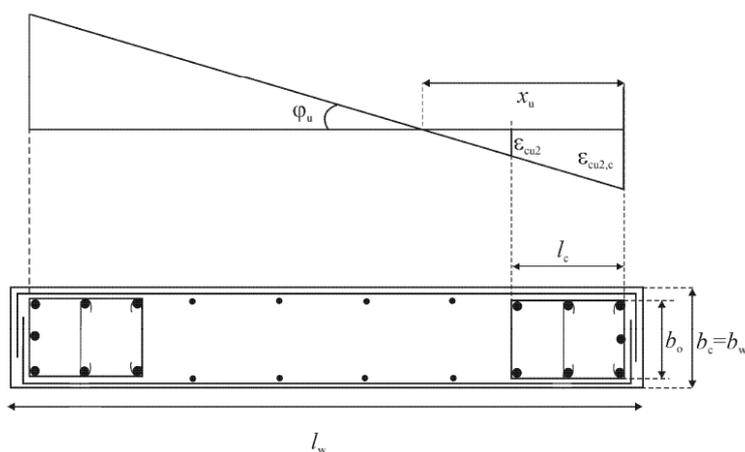


Figura 6.18 - Elemento de extremidade confinado de uma parede com os bordos livres

O valor do espaçamento mínimo das cintas (s) é calculado de acordo com a expressão (6.59) anteriormente mencionada. Os valores do espaçamento mínimo e do espaçamento adotado ($s_{adotado}$) encontram-se mencionados na Tabela 6.59.

Tabela 6.59 - Espaçamento das cintas de cada pilar fictício

Pilar	s	Sadopatdo
PF_1	0,10	0,10
PF_2	0,11	0,10
PF_3	0,11	0,10
PF_4	0,11	0,10
PF_5	0,11	0,10
PF_6	0,11	0,10

Na Tabela 6.60 apresentam-se os valores dos parâmetros necessários à verificação da ductilidade local.

Tabela 6.60 - Parâmetros necessários à verificação da ductilidade local

Parede	ρ_v	w_v	W_{wd}	x_u [m]	l_s [m]	Verificação eq.5.15
PR_1	0,0016	0,0352	0,29	0,59	0,52	Verifica
PR_2	0,0015	0,0317	0,32	1,32	1,19	Verifica
PR_3	0,0014	0,0297	0,35	0,94	0,84	Verifica
PR_4	0,0014	0,0304	0,30	1,20	1,08	Verifica

Podemos verificar que o valor do comprimento dos pilares fictícios não apresenta grandes variações relativamente ao valor adotado anteriormente.

6.7 Muros de suporte

O dimensionamento do muro de suporte, responsável pela contenção das terras, foi efetuado recorrendo a um modelo simplificado. Neste modelo o muro é tido em conta como uma barra vertical com apoios móveis ao nível dos pisos que restringem os deslocamentos no plano de atuação dos impulsos de terras simulando a atuação das lajes. Na base do muro é colocado um apoio fixo que simula o efeito das sapatas restringindo movimentos de translação em ambas as direções do plano horizontal.

Para efeitos de cálculo consideram-se as seguintes características do solo:

- Peso Volúmico ($\gamma_{\text{solo}}=19\text{kN/m}^3$);
- Ângulo de atrito interno ($\phi=30^\circ$);
- Coeficiente de impulso em repouso ($k_0=1-\sin(\phi)$)

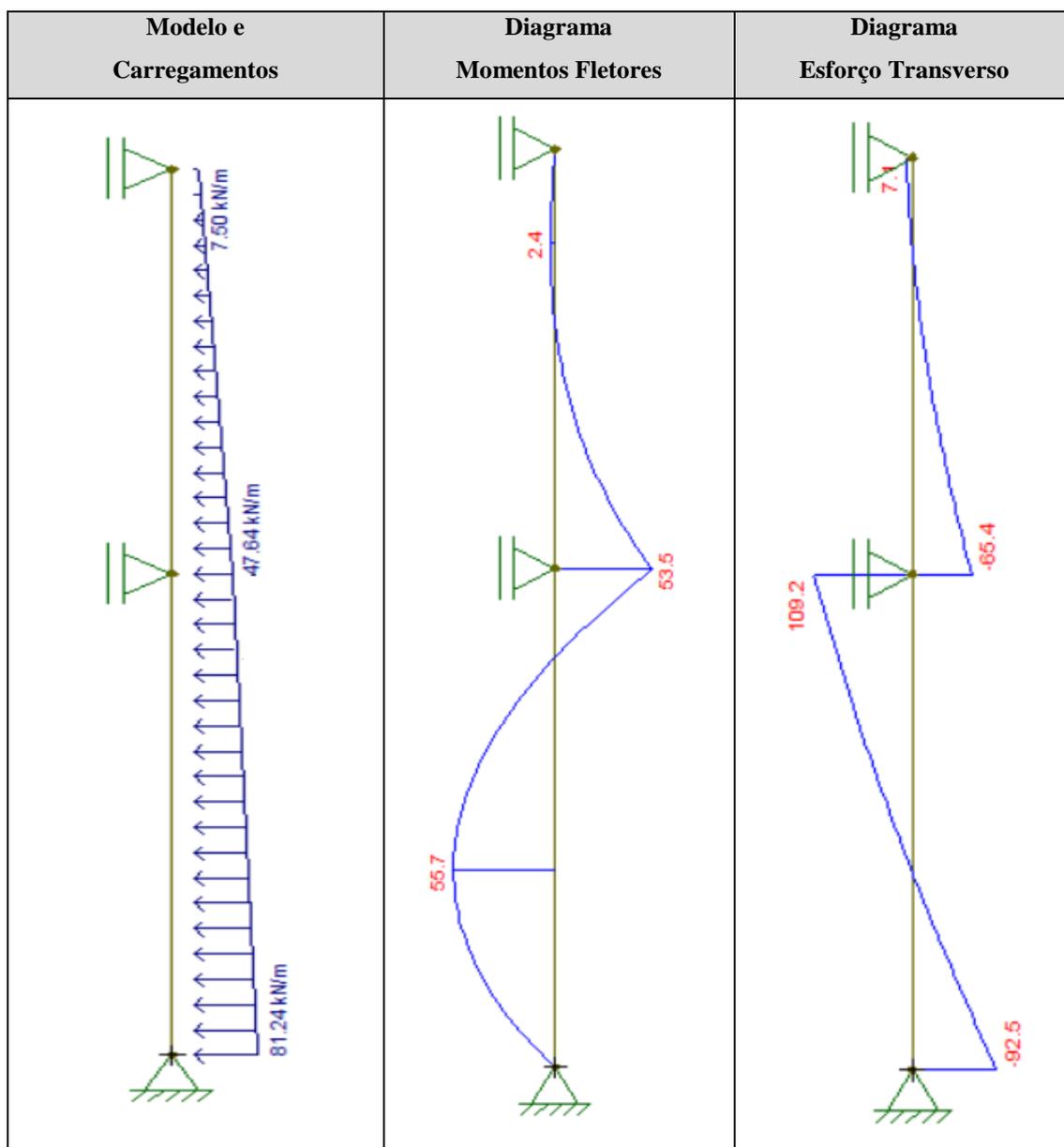
O impulso na base do muro é calculado pela seguinte expressão:

$$I_{\text{total}} = (\gamma_{\text{solo}} \times h \times k_0 + SC_{\text{rodoviária}} \times k_0) \times \gamma_{Q_{\text{desf}}} \quad (6.99)$$

h	Altura do muro;
$SC_{\text{rodoviário}}$	Sobrecarga rodoviária;
$\gamma_{Q_{\text{des}}}$	Coeficiente de segurança ($\gamma_{Q_{\text{des}}}=1,5$).

Na Tabela 6.58 apresenta-se o modelo de cálculo utilizado e os carregamentos considerados obtidos pela expressão (6.99), bem como o diagrama de momentos fletores e de esforço transversal.

Tabela 6.61 - Modelo de cálculo do muro de suporte e respetivos diagramas de esforços



Sabendo os valores máximos de momento fletor e esforço transverso, podemos proceder ao cálculo das armaduras longitudinal e transversal.

O cálculo das armaduras longitudinais é efetuado recorrendo às seguintes expressões:

$$A_s = \omega \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{syd}} \quad (6.100)$$

Sendo que:

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,42\mu}}{1,21} \quad (6.101)$$

E:

$$\mu = \frac{M_{Ed,max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (6.102)$$

Contudo, devemos garantir a armadura mínima exigida pelos regulamentos que é dada pela seguinte expressão:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \quad (6.103)$$

Na tabela abaixo indicada apresentam-se os valores das equações anteriormente mencionadas.

Tabela 6.62 - Área de armadura longitudinal

M_{Ed} [kN.m/m]	d [m]	$b = b_t$ [m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]
55,70	0,306	1,00	0,0297	0.0303	4,26	4,14

Com base nos valores apresentados pela tabela anterior, apresentam-se na tabela abaixo a pormenorização das armaduras para ambas as faces da parede e a sua área efetiva.

Tabela 6.63 - Pormenorização das armaduras longitudinais da parede de contenção

Pormenorização	$A_{s,efetiva}$ [cm ² /m]	h [m]
Φ10//0,15	5,27	0,35

Tendo calculado a armadura de flexão, deve-se, à semelhança das lajes, verificar a necessidade de utilização de armaduras para resistir ao esforço transversal.

Tabela 6.64 - Esforço transversal na parede de contenção

$C_{Rd,c}$ [kN.m/m]	b_w [mm]	d [mm]	K [m]	k_1 [m]	ρ_1	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed,max}$ [kN]
0,12	1	310	0,15	1,803	0,0017	187,15	109,20

Pela análise da tabela anterior é possível verificar que não é necessário a aplicação de armadura transversal específica, adotando-se assim a armadura transversal mínima requerida.

6.8 Fundações

De acordo com o EC8, a resistência de um edifício aos sismos depende em parte do correto dimensionamento e construção das suas fundações, de forma a garantir um desempenho adequado da estrutura quando submetida às excitações provenientes da ação sísmica.

Segundo a cl.4.4.2.6 (4) do EC8, os esforços necessários à verificação da segurança dos elementos de fundação devem ser obtidos com base no cálculo pela capacidade real, tendo em consideração eventuais sobrerresistências.

Para satisfazer o princípio da capacidade real para as fundações de elementos verticais isolados (paredes ou pilares) e das vigas de fundação, os valores dos esforços atuantes devem ser determinados pela expressão (6.104).

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \cdot \Omega E_{F,E} \quad (6.104)$$

γ_{Rd}	Coefficiente de sobre resistência, igual 1,0 para $q \leq 3$ ou 1,2;
$E_{F,G}$	Efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação de cálculo;
$E_{F,E}$	Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo;
Ω	$\Omega = (R_{di}/E_{di}) \leq q$, da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem maior influencia no efeito E_f considerado;
R_{di}	Valor de cálculo da resistência da zona ou do elemento i ;
E_{di}	Valor de cálculo do efeito da ação na zona ou no elemento i para a situação de projeto sísmico.

De acordo com a cl.4.4.2.6 (5) do EC8, para as fundações dos elementos verticais Ω é o valor mínimo da relação M_{Rd}/M_{Ed} nas duas direções ortogonais principais. Neste projeto considerou-se, de forma conservativa, $\Omega = 1$, tornando assim a expressão (6.102) na combinação sísmica de cálculo definida no EC0.

Sendo que todas as sapatas estão interligadas por vigas de fundação em ambas as direções, que permitem absorver os esforços de flexão. Assim, as sapatas são dimensionadas tendo em conta exclusivamente os esforços normais provenientes dos carregamentos verticais.

Pela cl.9.8.2.1 (1) do EC2, o valor de diâmetro mínimo dos varões de aço recomendado para as sapatas em Portugal é de 8mm.

6.9 Sapatas

O dimensionamento das sapatas é composto por duas etapas:

- Cálculo das dimensões geométricas;
- Cálculo da área de armadura.

6.9.1 Cálculo das dimensões das sapatas

Na primeira etapa devemos definir as características geométricas da sapata que satisfaçam a seguinte condição.

$$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm} \quad (6.105)$$

O valor da tensão do solo foi obtido pela divisão do esforço axial na base da sapata pela sua área, como apresentado na expressão (6.106).

$$\sigma_{solo} = \frac{N_b}{A_{sapata}} \quad (6.106)$$

Para o cálculo da tensão do solo temos de saber primeiro o valor da área da sapata, que é calculado pela seguinte expressão:

$$A_{sapata} = \frac{N_b \times c}{\sigma_{adm}} \quad (6.107)$$

- c coeficiente que tem em conta a excentricidade da sapata da. $c=1,10$ para sapatas centradas; $c=1,25$ para sapatas com excentricidade.

Para o dimensionamento da área das sapatas, é feita uma comparação entre a Combinação Sísmica de Projeto e a Combinação GEO, presente na cl.6.4.3.2 do EC0, de forma a verificar a combinação condicionante.

O valor do esforço normal na base da sapata bem como o valor da tensão admissível varia consoante a combinação de ações a utilizar. Considera-se então uma tensão de 200 kPa para a combinação GEO e de 400 kPa para a combinação sísmica. O aumento da tensão de admissível do solo para o dobro deve-se ao carácter instantâneo da ação sísmica e evita que as dimensões das sapatas tomem valores exagerados.

De forma a garantir o comportamento rígido das sapatas em meio elástico, evitando o efeito de punçoamento, deve ser verificada a equação (6.108), que estabelece uma altura mínima das sapatas.

$$H \geq \frac{b'}{2} \quad (6.108)$$

- b' Maior distância entre a face exterior da sapata e a face exterior do pilar ou parede.

Aplicando a metodologia de cálculo para obtenção da área das sapatas, verificou-se que existem várias sapatas que se sobrepõem ou que apresentam intervalos muito reduzidos, havendo a necessidade de as agrupar.

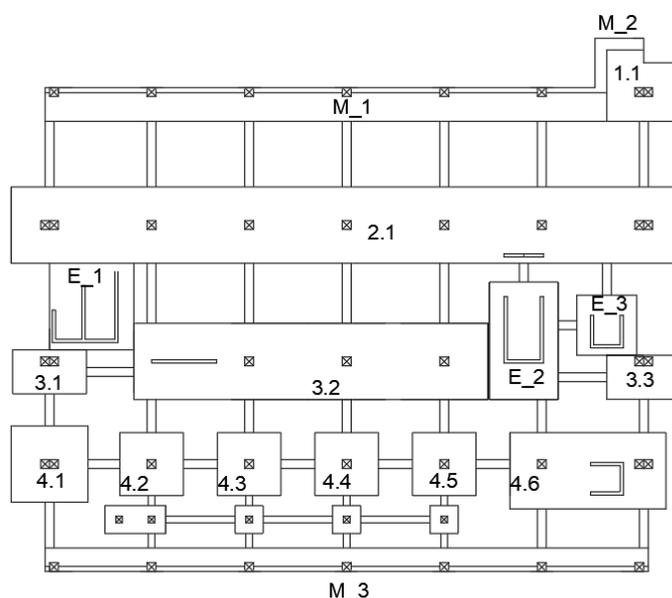


Figura 6.19 - Representação da planta de fundações do Bloco B

6.9.2 Cálculo das áreas de armaduras das sapatas

Tendo definida a planta de fundações com todas as características geométricas das sapatas, procede-se ao cálculo das suas áreas de armaduras. Para o efeito foram utilizados dois métodos: o primeiro, denominado como “método das bielas”, aplica-se a sapatas isoladas ou que possam ser consideradas como tal numa das direções; o segundo, denominado como “método das vigas equivalentes”, aplica-se a sapatas que agrupam vários elementos verticais segundo uma direção.

O método das bielas apresenta variações consoante o posicionamento do elemento vertical na base da sapata. Quando o pilar se encontra no centro da sapata a força de tração é determinada pelo método esquematizado na Figura 6.20.

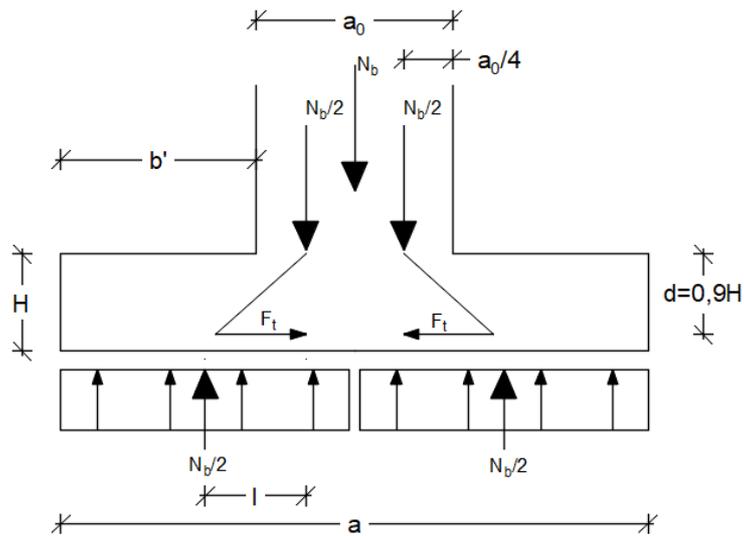


Figura 6.20 – Esquematização do cálculo das armaduras pelo método das bielas (pilar centrado)

Onde a força de tração na base da sapata é determinada pela seguinte expressão:

$$F_t = \frac{N_b}{2} \times l \quad (6.109)$$

N_b Esforço axial da combinação de cálculo na base da sapata;

l Braço da força de tração $\left(l = \frac{a}{4} - \frac{a_0}{4}\right)$.

No caso das sapatas dos muros de suporte, que são sapatas excêntricas em que os elementos verticais estão situados na extremidade da mesma, a força de tração é determinada pelo método esquematizado na Figura 6.21.

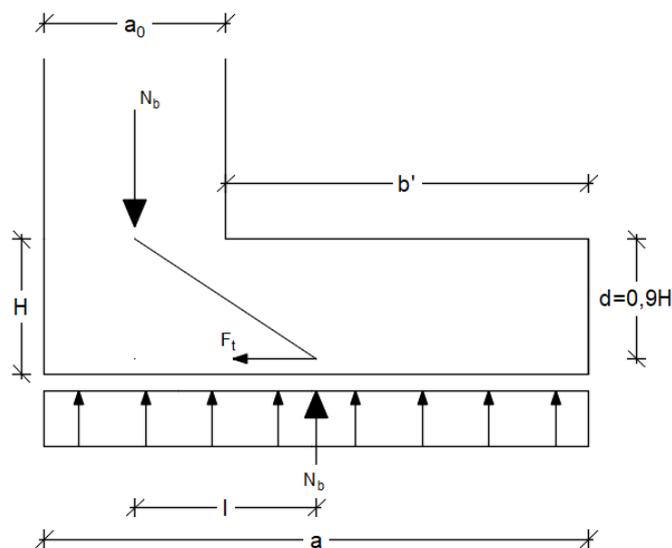


Figura 6.21 - Esquematização do cálculo das armaduras pelo método das bielas (muros de suporte)

A força de tração na base da sapata é determinada pela seguinte expressão:

$$F_t = \frac{N_b}{2} \times l \quad (6.110)$$

N_b Esforço axial da combinação de cálculo na base da sapata;

l Braço da força de tração $(l = \frac{a}{2} - \frac{a_0}{2})$.

A área de armadura de tração necessária para garantir a verificação da segurança ao estado limite último dos dois casos anteriormente mencionados é calculada pela seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_t}{d \cdot f_{syd} \cdot b} \quad (6.111)$$

b Comprimento da sapata na direção perpendicular.

Nas restantes sapatas excêntricas a força tração é determinada pelo método esquematizado na Figura 6.22.

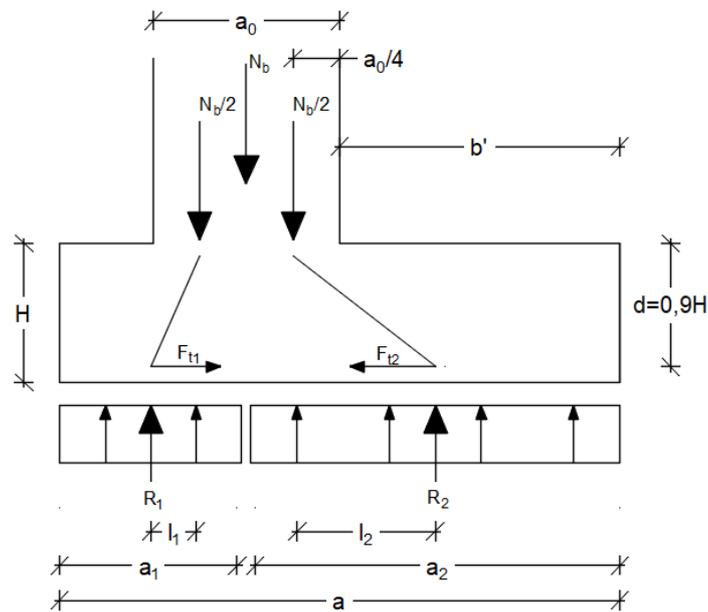


Figura 6.22 - Esquematização do cálculo das armaduras pelo método das bielas (pilares descentrados)

Os valores das forças de tração na base da sapata são determinados pelas seguintes expressões:

$$\begin{aligned} F_{t1} &= R_1 \times l_1 \\ F_{t2} &= R_2 \times l_2 \end{aligned} \quad (6.112)$$

Sendo que:

$$\begin{aligned} R_1 &= \sigma_{solo} \times A_1 \\ R_2 &= \sigma_{solo} \times A_2 \end{aligned} \quad (6.113)$$

E:

$$\begin{aligned} A_1 &= a_1 \times b \\ A_2 &= a_2 \times b \end{aligned} \quad (6.114)$$

R_1, R_2 Esforço axial da combinação de cálculo na base da sapata;

l_1, l_2 Braço da força de tração ($l_1 = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2}$); ($l_2 = \frac{a_2}{2} - \frac{a_0}{2}$);

b Comprimento da sapata na direção perpendicular.

A área de armadura de tração necessária para garantir a verificação da segurança dos exemplos anteriores, é obtida pela seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{t,m\acute{a}x}}{d \cdot f_{syd} \cdot b} \quad (6.115)$$

$F_{t,m\acute{a}x}$ Força de tração máxima ($m\acute{a}x\{F_{t1}; F_{t2}\}$).

Para a determinação da armadura das sapatas pelo método das consolas, é elaborado um modelo simplificado tendo em conta a tensão do solo na sapata e os esforços axiais provenientes dos elementos verticais.

Apresenta-se em seguida o modelo utilizado para a sapata 2.1 e o diagrama de momento fletor obtido.

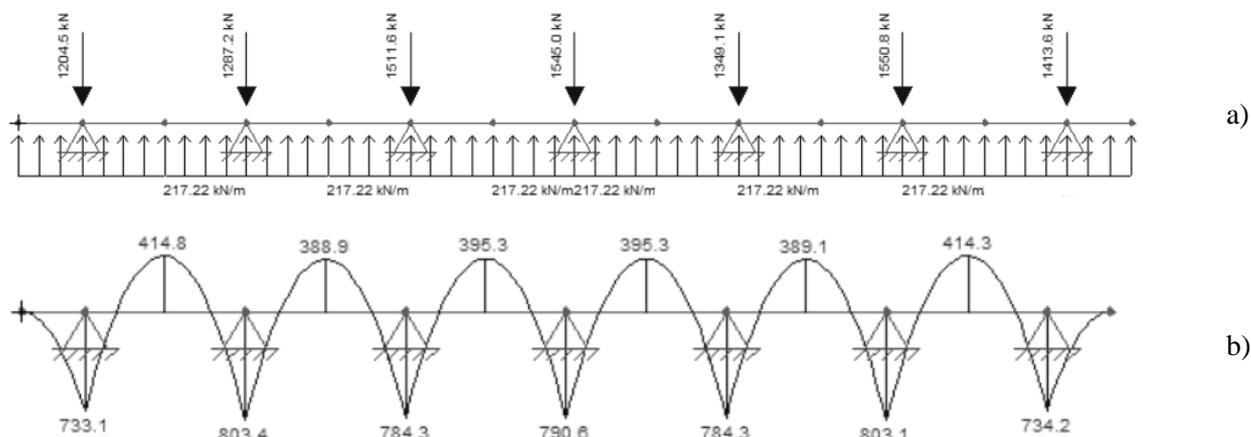


Figura 6.23 - Modelo de cálculo (por metro de largura) para sapata contínua pelo método das vigas equivalentes: a) modelo; b) diagrama de momentos fletores

Desta forma, é possível obter os valores de momentos máximos positivos e negativos, necessários ao cálculo da armadura superior e inferior respetivamente.

Os valores de tração máxima e a área de armadura são determinados pelas seguintes expressões:

$$F_t = \frac{M_{Ed,máx}}{0,9 \cdot d} \quad (6.116)$$

$$A_s = \frac{F_t}{f_{syd}} \quad (6.117)$$

6.10 Vigas de Fundação

Tal como nas sapatas, admite-se para as vigas de fundação que o coeficiente Ω assume o valor unitário, de acordo com a cl.4.4.2.6 (8) do EC8, e o valor de sobre resistência γ_{Rd} é aumentado para 1,4 de forma a considerar a ação sísmica preponderante face à combinação GEO.

De acordo com a cl.5.8.2 (3) do EC8, a largura da secção transversal das vigas de fundação deverá ser, pelo menos, igual a $b_{w,min}$ e a altura da secção transversal igual a, pelo menos, h_{min} .

Os valores recomendados são:

$$b_{w,min} = 0,25 \text{ m}$$

$$h_{w,min} = \begin{cases} 0,4 \text{ m} \\ 0,5 \text{ m, para edifícios com 4 ou mais pisos acima da cave rígida} \end{cases}$$

Como no edifício em estudo estamos perante caves com paredes apenas numa das direções, optamos pela escolha da situação mais desfavorável admitindo uma altura da secção transversal das vigas de fundação igual a 0,5 m e uma largura de 0,3 m.

O valor de armadura mínima ($\rho_{b,min}$) ao longo de todo o comprimento e em ambas as faces da viga é de:

$$\rho_{b,min} = 0,4 \%$$

As vigas foram dimensionadas pelo princípio da capacidade real, de acordo com a expressão (6.104), e as áreas de armaduras necessárias para garantir a segurança foram retiradas do programa de cálculo automático. Os resultados estão apresentados em anexo.

6.11 Estados Limites de Utilização

Os estados limites de serviço ou de utilização estão associados a danos pouco severos que não implicam a interdição da estrutura. Tratam-se de danos ao nível do aspeto da estrutura, do conforto das pessoas ou do seu funcionamento.

Deste modo, deve-se efetuar a verificação aos estados limites de utilização de acordo com o estipulado nos Eurocódigos Estruturais:

- Controlo da fendilhação (EC2);
- Controlo das deformações (EC2);
- Limitação de danos em caso de sismo (EC8).

6.11.1 Controlo da fendilhação

De acordo com a cl.7.3.1 do EC2, é normal que se verifique fendilhação em estruturas de betão armado sujeitas a flexão, esforço transversal, torção ou tração resultantes de ações diretas, de coação ou de deformações impostas. Contudo, a fendilhação deve ser limitada de modo a que não prejudique o correto funcionamento da estrutura, a sua durabilidade ou que torne o seu aspeto inaceitável.

A cl.7.3.3(2) do EC2 prevê um método simplificado para o controlo de fendilhação sem cálculo direto.

De forma a evitar o cálculo da abertura de fendas w_k , é possível controlar a fendilhação adotando um espaçamento máximo entre varões. A abertura de fendas é determinada para a combinação de ações quase permanente e de acordo com as classes de exposição dos elementos construtivos, para este projeto considera-se que $w_k=0,3\text{mm}$.

Quando se dá a fendilhação do betão, a tensão na armadura tracionada não deve ultrapassar a tensão de cedência do aço.

$$\sigma_s \leq \frac{f_{yd}}{1,5} \quad (6.118)$$

O espaçamento máximo entre varões é obtido em função do valor da tensão do aço e do w_k admitido de acordo com o Quadro 7.3N do EC2, apresentado de seguida.

Tabela 6.65 - Espaçamento máximo dos varões longitudinais

Tensão do aço [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$W_k=0,4\text{mm}$	$W_k=0,3\text{mm}$	$W_k=0,2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

6.11.2 Controlo das deformações

A cl.7.4 do EC2 estabelece limites para deformação ao nível dos pisos da estrutura, garantindo a não existência de flechas que prejudiquem a aparência da estrutura e a sua funcionalidade.

Desta forma, a cl.7.4.1 impõe que:

- A flecha calculada de uma viga, laje ou consola sujeitas a ações quase permanentes não deve ser superior ao $L_{vão}/250$.
- As flechas que ocorrem depois da construção, e que são suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, não devem ser superiores ao $L_{vão}/500$.

De modo a verificar o cumprimento destas regras, foram analisados todos os pisos para a combinação quase permanente para se encontrar o deslocamento máximo da estrutura.

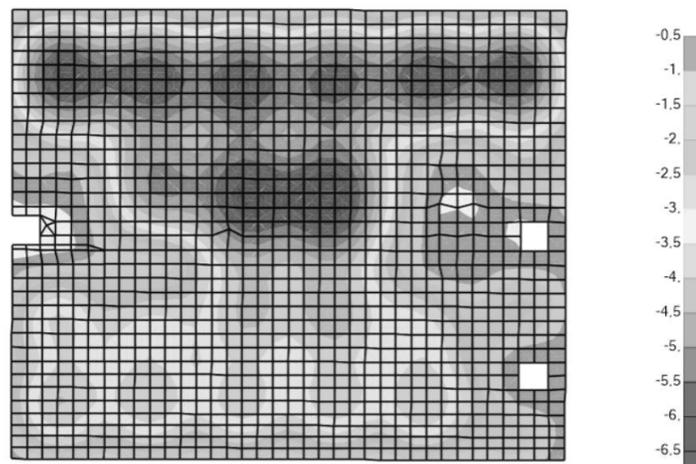


Figura 6.24 - Deformações impostas na estrutura

É possível verificar que o deslocamento máximo ocorre na laje do piso 1 piso e toma o valor de 6,89 mm. Neste mesmo local obteve-se um valor de momento fletor de $M_{qp}=23,08$ kN.m/m. Sabendo o valor do deslocamento máximo procede-se ao cálculo da flecha a curto e longo prazo, recorrendo às seguintes expressões:

$$a = \zeta \cdot a_2 + (1 - \zeta) \cdot a_1 \quad (6.119)$$

- a Flecha;
- a_1 Valor da flecha (estado não fendilhado);
- a_2 Valor da flecha (estado totalmente fendilhado);
- ζ Coeficiente de distribuição, calculado pela expressão (6.120).

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad (6.120)$$

- β Coeficiente de influência na extensão média da duração ou da repetição do carregamento, $\beta=1$ para carregamento de curta duração, $\beta=0,5$ para carregamento de longa duração;
- M_{qp} Momento resultante da combinação quase permanente de ações;
- M_{cr} Momento de fendilhação, calculado pela expressão (6.121).

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (6.121)$$

- b Largura da secção, para a laje $b=1$ m;
- h Altura da laje.

Para a zona de flexão máxima extraída do programa de cálculo, averiguamos qual o momento quase permanente e comprimento do vão que lhes estão associados, calculando de seguida o valor de M_{cr} . Estes valores apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 6.66 - Momento de fendilhação (M_{cr})

n	M_{qp} [kN.m/m]	f_{ctm} [MPa]	b [m]	h [m]	M_{cr} [kN.m/m]
Flecha	23,08	2,9	1	0,28	37,89

Dado que o momento da combinação quase permanente (M_{qp}) é inferior ao momento de fendilhação (M_{cr}), ficamos a saber que não ocorre fendilhação na zona da laje em análise, sendo

por isso desprezado o cálculo da flecha para a situação de fendilhação (a_2). Considera-se, assim, que $\zeta=0$.

Finalmente, procede-se ao cálculo do valor da flecha através do método dos coeficientes globais, para curto $a_0(t=0)$ e longo prazo $a_{\text{infinito}}(t=\text{infinito})$. Na tabela abaixo apresentam-se os coeficientes e características físicas necessárias à aplicação do respetivo método.

Tabela 6.67 - Características das lajes

ϕ	E_{cm} [GPa]	E_s [GPa]	$L_{vão}$ [m]	$A_{s,inf}$ [cm ² /m]	$A_{s,sup}$ [cm ² /m]
2,5	33	200	8,60	5,27	5,27

O método dos coeficientes globais a curto prazo é calculado recorrendo às seguintes expressões:

- Coeficiente de homogeneização:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (6.122)$$

- Taxa de armadura de tração:

$$\rho = \frac{A_{s,inf}}{b \cdot d} \quad (6.123)$$

- Quociente das armaduras:

$$\beta = \frac{A_{s,sup}}{A_{s,inf}} \quad (6.124)$$

Na tabela abaixo apresentam-se os valores calculados pelas expressões anteriores, bem como parâmetros necessários ao cálculo da flecha a curto prazo.

Tabela 6.68 - Parâmetros necessários para o cálculo da flecha a curto prazo

α	ρ [%]	$\alpha\rho$	d/h	β
6,06	0,188	0,011	0,9	1

Calculados todos estes parâmetros, é possível saber os valores de I_I/I_C e I_{II}/I_C , pela consulta das tabelas em anexo, o que nos permite determinar o valor da flecha para a secção fendilhada (a_{II}) e não fendilhada (a_I), necessárias ao cálculo da flecha total a curto prazo (a_0).

Estes valores são determinados recorrendo às seguintes expressões:

- Flecha para o estado fendilhado:

$$a_{II} = \frac{a_c}{I_{II}/I_C} \quad (6.125)$$

- Flecha para o estado não fendilhado:

$$a_I = \frac{a_c}{I_I/I_C} \quad (6.126)$$

- Flecha a curto prazo admitindo $\xi = 0$:

$$a_0 = a_1 \quad (6.127)$$

a_c Valor espectral da flecha, obtido pelo programa de cálculo.

Tabela 6.69 - Valor da flecha para a secção fendilhada e não fendilhada a curto prazo

I_I/I_C	I_{II}/I_C	a_c [mm]	a_{II} [mm]	a_I [mm]	a_0 [mm]	$L_{vão}/250$ [mm]	Verifica
1,08	0,14	6,89	49,21	6,38	6,38	34,40	Verifica

O método dos coeficientes globais a longo prazo é calculado recorrendo às seguintes expressões:

- Módulo de elasticidade efetivo:

$$E_{c,eff} = 1,05 \cdot \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi)} \quad (6.128)$$

- Coeficiente de homogeneização:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (6.129)$$

Na tabela abaixo apresentam-se os valores calculados pelas expressões anteriores, bem como parâmetros necessários ao cálculo da flecha a longo prazo.

Tabela 6.70 - Parâmetros necessários para o cálculo da flecha a longo prazo

$E_{c,eff}$ [GPa]	α	ρ [%]	$\alpha\rho$	d/h	β
9,90	20,20	0,188	0,038	0,9	1,00

Os valores de ρ e β são calculados de acordo com as expressões (6.122) e (6.123).

Como foi referido anteriormente, obtemos os valores de I_f/I_c e I_{II}/I_c , o que nos permite determinar o valor da flecha para a secção fendilhada (a_{II}) e não fendilhada (a_I), necessárias ao cálculo da flecha total a longo prazo (a_0).

Estes valores são determinados recorrendo às seguintes expressões:

- Flecha para o estado fendilhado a longo prazo:

$$a_{II} = \frac{a_c \cdot (1 + \varphi)}{I_{II}/I_c} \quad (6.130)$$

- Flecha para o estado não fendilhado a longo prazo:

$$a_I = \frac{a_c \cdot (1 + \varphi)}{I_f/I_c} \quad (6.131)$$

- Flecha a longo prazo admitindo $\xi = 0$:

$$a_{infinito} = a_1 \quad (6.132)$$

a_c Valor espectável da flecha, obtido pelo programa de cálculo;

φ Coeficiente de fluência ($\varphi=2,5$).

Tabela 6.71 - Valor da flecha para a secção fendilhada e não fendilhada a longo prazo

I_f/I_c	I_{II}/I_c	a_c [mm]	a_{II} [mm]	a_I [mm]	a_{inf} [mm]	$L_{vão}/250$ [mm]	Verifica
1,77	0,96	6,89	25,12	13,62	13,62	34,40	Verifica

6.11.3 Limitação de Danos

De acordo com a cl.4.4.3.2 do EC8, para edifícios em estudo, composto por elementos estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura, os deslocamentos relativos entre pisos devem verificar a seguinte expressão:

$$d_r \cdot v \leq 0,005 \cdot h \quad (6.133)$$

d_r Valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

v Coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos; $v=0,4$ para o sismo tipo 1 e $v=0,55$ para o sismo tipo 2;

h Altura entre pisos.

O deslocamento em cada piso foi calculado pela média dos deslocamentos nos quatro cantos de cada piso.

De acordo com a cl.4.3.4 do EC8, quando é efetuada uma análise linear, os deslocamentos devidos à ação à ação sísmica de cálculo devem ser avaliados com base nas deformações elásticas do sistema estrutural através da seguinte expressão:

$$d_s = q_d \cdot d_e \quad (6.134)$$

- d_s Deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;
- q_d Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite igual a q ;
- d_e Deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, determinado por uma análise linear baseada no espectro de resposta de cálculo.

Tabela 6.72 – Verificação da limitação de danos no Bloco A, direção x

	Piso	d_e [m]	d_s [m]	d_r [m]	$d_{r,u}$ [m]	$0,005 \cdot h$ [m]	$d_{r,u} \leq 0,005h$
Sismo 1	Piso 1	0,009	0,019	0,019	0,007	0,018	Verifica
	Piso 2	0,018	0,036	0,017	0,007	0,018	Verifica
	Piso 3	0,024	0,049	0,013	0,005	0,018	Verifica
Sismo 2	Piso 1	0,006	0,011	0,011	0,006	0,018	Verifica
	Piso 2	0,011	0,022	0,011	0,006	0,018	Verifica
	Piso 3	0,015	0,030	0,008	0,005	0,018	Verifica

Tabela 6.73 – Verificação da limitação de danos no Bloco A, direção y

	Piso	d_e [m]	d_s [m]	d_r [m]	$d_{r,u}$ [m]	$0,005 \cdot h$ [m]	$d_{r,u} \leq 0,005h$
Sismo 1	Piso 1	0,006	0,011	0,011	0,004	0,018	Verifica
	Piso 2	0,011	0,022	0,011	0,004	0,018	Verifica
	Piso 3	0,015	0,030	0,008	0,003	0,018	Verifica
Sismo 2	Piso 1	0,004	0,008	0,008	0,005	0,018	Verifica
	Piso 2	0,008	0,017	0,008	0,004	0,018	Verifica
	Piso 3	0,011	0,022	0,005	0,003	0,018	Verifica

Tabela 6.74 – Verificação da limitação de danos no Bloco B, direção x

	Piso	d _e [m]	d _s [m]	d _r [m]	d _{r.u} [m]	0,005.h [m]	d _{r.u} ≤ 0,005h
Sismo 1	Piso 1	0,005	0,012	0,012	0,005	0,018	Verifica
	Piso 2	0,010	0,026	0,013	0,005	0,018	Verifica
	Piso 3	0,015	0,038	0,012	0,005	0,018	Verifica
Sismo 2	Piso 1	0,003	0,008	0,008	0,004	0,018	Verifica
	Piso 2	0,006	0,016	0,008	0,004	0,018	Verifica
	Piso 3	0,009	0,023	0,008	0,004	0,018	Verifica

Tabela 6.75 - Verificação da limitação de danos no Bloco B, direção y

	Piso	d _e [m]	d _s [m]	d _r [m]	d _{r.u} [m]	0,005.h [m]	d _{r.u} ≤ 0,005h
Sismo 1	Piso 1	0,013	0,031	0,031	0,013	0,018	Verifica
	Piso 2	0,021	0,052	0,020	0,008	0,018	Verifica
	Piso 3	0,028	0,070	0,018	0,007	0,018	Verifica
Sismo 2	Piso 1	0,006	0,016	0,016	0,009	0,018	Verifica
	Piso 2	0,010	0,025	0,010	0,005	0,018	Verifica
	Piso 3	0,014	0,034	0,009	0,005	0,018	Verifica

6.12 Efeitos globais de 2ª ordem

Sabendo o valor dos deslocamentos, podemos verificar o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos Θ .

De acordo com a cl.4.4.2.2 (2) do EC8, não é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem na análise estrutural, se for verificada a seguinte condição:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10 \quad (6.135)$$

- Θ Coeficiente de sensibilidade;
- P_{tot} Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica;
- 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;
- V_{tot} Força de corte sísmica total, no piso considerado;
- h Altura do piso.

Nas tabelas que se seguem apresentam-se os valores do coeficiente de sensibilidade para cada bloco, em função do tipo de sismo e segundo as direções x e y.

Tabela 6.76 – Efeitos globais de 2ª ordem Bloco A

	Piso	P [kN]	h [m]	Direção X			Direção Y		
				Vx [kN]	d _r [m]	θ	Vy [kN]	d _r [m]	θ
Sismo 1	Piso 1	55794,10	3,53	9232,85	0,019	0,032	7773,52	0,011	0,023
	Piso 2	34107,35	3,53	7460,41	0,017	0,022	4456,57	0,011	0,023
	Piso 3	14735,81	3,53	4450,12	0,013	0,012	2614,03	0,008	0,013
Sismo 2	Piso 1	48946,58	3,53	5519,86	0,011	0,028	5624,87	0,008	0,021
	Piso 2	30881,52	3,53	4465,65	0,011	0,021	4456,57	0,008	0,016
	Piso 3	13945,63	3,53	2791,28	0,008	0,012	2614,03	0,005	0,008

Tabela 6.77 - Efeitos globais de 2ª ordem Bloco B

	Piso	P [kN]	h [m]	Direção X			Direção Y		
				Vx [kN]	d _r [m]	θ	Vy [kN]	d _r [m]	θ
Sismo 1	Piso 1	22139,47	3,53	5384,07	0,012	0,014	6215,01	0,031	0,031
	Piso 2	48250,71	3,53	8802,28	0,013	0,020	5370,39	0,020	0,051
	Piso 3	76958,65	3,53	10373,86	0,012	0,025	6621,65	0,018	0,059
Sismo 2	Piso 1	20407,98	3,53	3335,32	0,008	0,014	3786,42	0,016	0,024
	Piso 2	44194,39	3,53	5329,19	0,008	0,019	5370,39	0,010	0,023
	Piso 3	69044,26	3,53	6363,42	0,008	0,025	6621,65	0,009	0,027

É possível verificar pelas Tabelas 6.73 e 6.74 que a condição 6.135 é sempre verificada, logo os efeitos globais de 2ª ordem são desprezados.

7 Pré-esforço

Neste capítulo iremos proceder ao dimensionamento de uma viga em consola pré-esforçada. Todos os cálculos inerentes à aplicação do pré-esforço são demonstrados para a viga exemplo V_8.1(), que apresenta os esforços mais gravosos.

Na Figura 7.1 apresentam-se todas as características da viga exemplo:

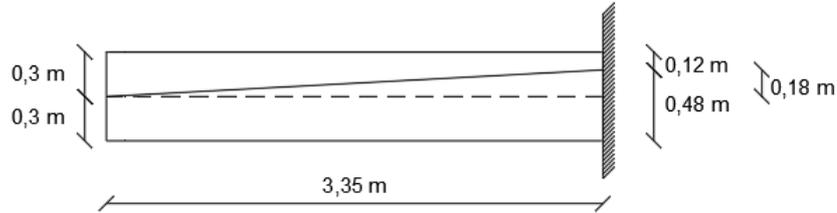


Figura 7.1 – Esquematização da viga exemplo

De acordo com o programa de cálculo automático, a viga exemplo apresenta os respetivos diagramas de esforços para a combinação de ações quase permanente:

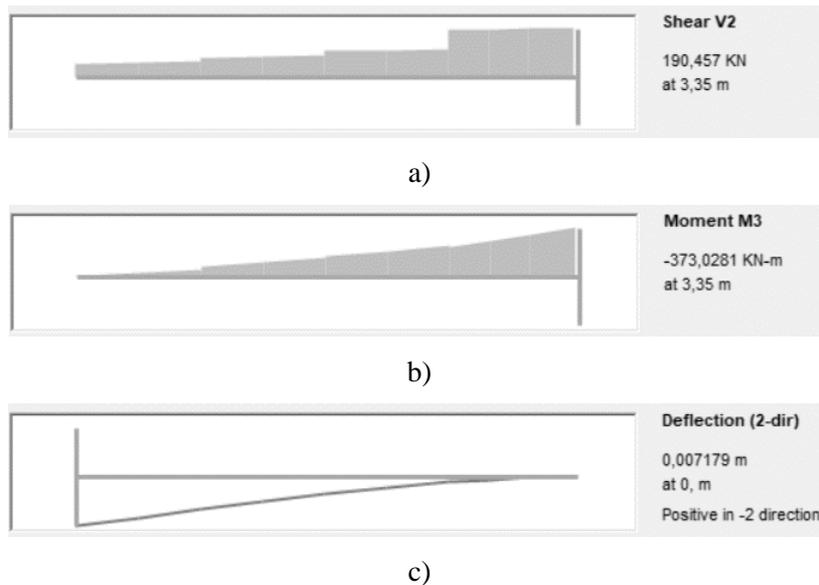


Figura 7.2 - Diagramas de esforços e deformada da viga exemplo: a) esforço transversal; b) momento fletor; c) deformada

7.1.1 Verificação da segurança à descompressão.

De forma a quantificar um valor de pré-esforço útil a longo prazo (P_{∞}) que verifique a segurança à descompressão procedeu-se à seguinte verificação:

$$\sigma_s \leq 0 \quad (7.1)$$

$$\sigma_s = \frac{|M_{QP}|}{I} \cdot v - \frac{P_\infty \cdot e}{I} \cdot v - \frac{P_\infty}{A_c} \quad (7.2)$$

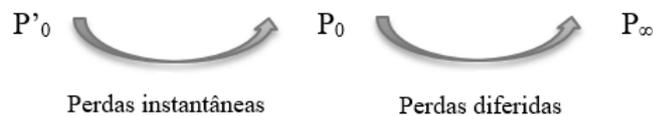
- M_{QP} Momento fletor resultante da combinação quase permanente de ações;
 I Inércia da secção;
 A_c Área da secção de betão;
 v Distância do centro de gravidade às fibras em estudo;
 e Distância do centro de gravidade ao cabo;
 P_∞ Pré-esforço resultante da verificação da descompressão.

O valor mínimo de P_∞ , necessário à verificação do estado limite de descompressão e restantes parâmetros da expressão (7.2), apresentam-se na tabela abaixo.

Tabela 7.1 - Verificação do Estado Limite de Descompressão

M_{QP} [kN.m/m]	I [m ⁴]	A_c [m ²]	v [m]	e [m]	$P_{\infty, \min}$ [kN]
-373,03	0,0072	0,24	0,30	0,18	1334

De forma a obtermos o valor de pré-esforço útil a longo prazo (P_∞) pretendido, temos de aplicar um pré-esforço de origem (P'_0) que tem em consideração as perdas instantâneas e as perdas diferidas.



- Perdas instantâneas:
 - Por atrito;
 - Por reentrada das cunhas;
 - Por deformação instantânea do betão (desprezada).
- Perdas diferidas:
 - Retração do betão;
 - Fluência do betão;
 - Relaxação do aço.

De forma a chegarmos a um valor de P_0 teórico admitimos 10% de perdas diferidas, obtendo o valor de pré-esforço inicial (P_0).

Tabela 7.2 - Pré-esforço instalado mínimo e pré-esforço inicial

$P_{\infty, \min}$ [kN]	P_0 [kN]
1334	1482

De seguida procede-se ao cálculo das perdas instantâneas, o que permite verificar o valor do pré-esforço de origem (P'_0) a aplicar que garante um valor de pré-esforço inicial requerido. São também contabilizadas as perdas diferidas o que nos permite determinar o valor real do pré-esforço instalado (P_{∞}).

7.1.2 Cálculo das perdas instantâneas

As perdas instantâneas ao longo do traçado do cabo, podem ser representadas pelo gráfico seguinte (ver Figura 7.3), em que a linha superior representa as perdas de atrito e a inferior a reentrada das cunhas.

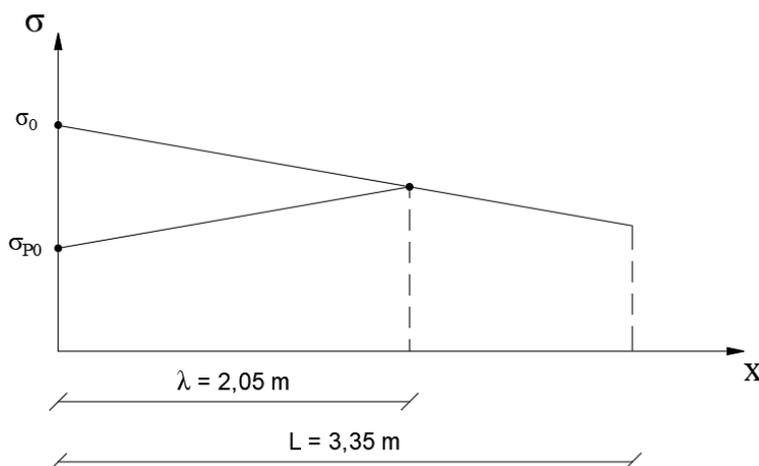


Figura 7.3 - Diagrama das perdas instantâneas

O comprimento até onde se faz sentir a reentrada das cunhas (λ) é calculado pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{-1}{m} \times \ln \left(1 - \sqrt{\frac{m \cdot E_p \cdot \delta_R}{\sigma_0}} \right) \quad (7.3)$$

Onde:

$$m = \mu(2 \cdot a + k) \quad (7.4)$$

- E_p Valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço de pré-esforço ($E_p=195$ GPa);
 δ_R Comprimento da reentrada das cunhas ($\delta_R=0,06$ mm);
 σ_0 Tensão de esticamento de origem ($\sigma_0=1395$ MPa);
 a Atrito provocado pelo traçado parabólico, em troços retos ($a=0$);
 μ Coeficiente de atrito entre o cabo e as bainhas ($\mu=0,2$);
 k Desvio angular parasita ($k=0,01$).

A tensão de esticamento inicial é dada pela seguinte expressão:

$$\sigma_{P_0} = \sigma_0 \times e^{-(2.m.L_i)} \quad (7.5)$$

- L_i Comprimento do troço em análise, neste caso ($L_i=\lambda$).

Os valores das expressões (7.3), (7.4) e (7.5) encontram-se na tabela abaixo.

Tabela 7.3 - Tensão de esticamento inicial

m	λ[m]	σ_{P_0} [MPa]
0,002	2,05	1383,61

Sabendo o valor da tensão de esticamento após as perdas instantâneas (σ_{P_0}) e tendo em consideração o valor estimado do pré-esforço inicial (P_0), podemos através da aplicação da expressão (7.6) saber a área de pré-esforço necessária e o respetivo número de cordões (n).

$$A_p = \frac{P_0}{\sigma_0} \quad (7.6)$$

$$n = \frac{A_p}{A_n} \quad (7.7)$$

- A_n Área do cordão.

Sabendo o número de varões necessários para satisfazer a área de pré-esforço, estamos em condições de saber qual o pré-esforço inicial real (P_0) e do pré-esforço de origem (P'_0) que se podem obter com esta pormenorização. Estes valores são obtidos recorrendo às seguintes expressões.

$$P_0 = \sigma_{P_0} \cdot A_p \quad (7.8)$$

$$P'_0 = \sigma_0 \cdot A_p \quad (7.9)$$

Os valores das expressões (7.6), (7.8) e (7.9) apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 7.4 - Pré-esforço de origem

A_p [cm ²]	A_n [cm ²]	n	P_0 [kN]	P'_0 [kN]
10,71	1,4	8	1549,64	1562,40

7.1.3 Cálculo das perdas diferidas

Para o cálculo do pré-esforço útil a longo prazo (P_∞) são contabilizadas as perdas diferidas por retração e fluência do betão e relaxação do aço. Para tal, recorreremos às seguintes expressões:

- Retração do betão:

$$\Delta\sigma_{pt,s} = E_p \cdot |\varepsilon_{cs}| \quad (7.10)$$

ε_{cs} Extensão de retração.

O valor da expressão (7.10) apresenta-se na seguinte tabela.

Tabela 7.5 - Perdas diferidas por retração do betão

E_p [GPa]	ε_{cs}	$\Delta\sigma_{pt,s}$ [MPa]
195	-25×10^{-5}	48,75

- Fluência do betão:

$$\Delta\sigma_{pt,c} = \alpha \cdot \varphi \cdot |\sigma_{c,QP}| \quad (7.11)$$

Com:

$$\alpha = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad (7.12)$$

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{c,g} + \sigma_{c,P_0} \quad (7.13)$$

$$\sigma_{c,g} = \frac{M_{QP}}{I} \cdot e \quad (7.14)$$

$$\sigma_{c,P_0} = \frac{-P_0 \times e^2}{I} - \frac{P_0}{A_c} \quad (7.15)$$

φ Coeficiente de fluência ($\varphi=2,5$).

Os valores das expressões (7.12), (7.13) e (7.11) apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 7.6 - Perdas diferidas por fluência do betão

α	$\sigma_{c,QP}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{pt,c}$ [MPa]
5,91	-10,28	151,93

- Relaxação do aço:

$$\Delta\sigma_{pt,r} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t_{500000}}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{P_0} \quad (7.16)$$

Com:

$$\mu = \frac{\sigma_{P_0}}{f_{pk}} \quad (7.17)$$

ρ_{1000} Valor da perda por relaxação, 1000 horas após a aplicação do pré-esforço;

f_{pk} Valor característico da tensão de rotura à tração do aço de pré-esforço.

Os valores das expressões (7.17) e (7.16) apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 7.7 - Perdas diferidas por relaxação do aço

f_{pk} [MPa]	μ	$\Delta\sigma_{pt,r}$ [MPa]
1860	0,744	65,62

O efeito conjugado das perdas diferidas é calculado pela seguinte expressão:

$$\Delta\sigma_{pt,s+c+r} = \frac{\Delta\sigma_{pt,s} + \Delta\sigma_{pt,c} + \Delta\sigma_{pt,r}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I} \cdot e^2 \right) \cdot (1 + 0,8\varphi)} \quad (7.18)$$

O valor da tensão no cabo de pré-esforço a longo prazo é dado pelas seguintes expressões:

$$\sigma_{\infty} = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_{pt,s+c+r} \quad (7.19)$$

$$P_{\infty} = \sigma_{\infty} \cdot A_p \quad (7.20)$$

Os valores das expressões (7.19), (7.20) e (7.18) apresentam-se na seguinte tabela.

Tabela 7.8 - Perdas diferidas por efeito conjugado, tensão de pré-esforço a longo prazo e pré-esforço útil a longo prazo

$\Delta\sigma_{pt,s+c+r}$ [MPa]	σ_{∞} [MPa]	P_{∞} [kN]
1860	1254,66	1405,22

Dado que o valor do pré-esforço útil a longo prazo calculado com base no pré-esforço de origem admitido inicialmente é superior ao pré-esforço necessário para verificar a descompressão, podemos assumir a validade deste resultado.

7.1.4 Cargas equivalentes.

As cargas equivalentes são obtidas pelas seguintes expressões:

$$N = P_{\infty} \quad (7.21)$$

$$M = P_{\infty} \cdot e \quad (7.22)$$

$$V = P_{\infty} \cdot \frac{\Delta e}{L} \quad (7.23)$$

Tabela 7.9 - Cargas equivalentes

Δe [m]	L [m]	N [kN]	V [kN]
0,18	3,35	1405,22	71,69

Obtemos, assim, a representação gráfica das cargas equivalentes do pré-esforço de acordo com Figura 7.4.

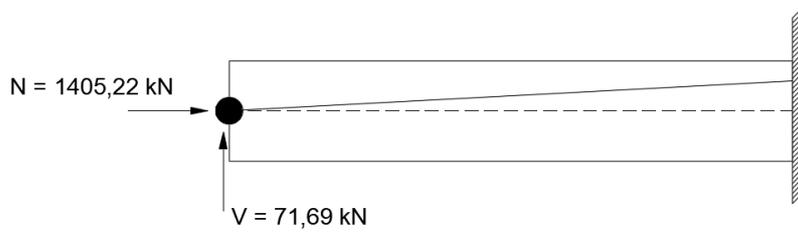


Figura 7.4 - Cargas equivalentes na viga exemplo

Alongamento dos cabos

O cálculo do alongamento dos cabos deve ser calculado para a situação anterior à reentrada das cunhas. Este valor é conseguido recorrendo às seguintes expressões:

$$\Delta L = \frac{1}{E_p} \times \sum \frac{\Delta \sigma_i}{m_i} \quad (7.24)$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (7.25)$$

Com:

$$\Delta \sigma_i = \sigma_0 - \sigma_f \quad (7.26)$$

O valor de σ_f é dado pela expressão (7.26), com base no gráfico que se segue.

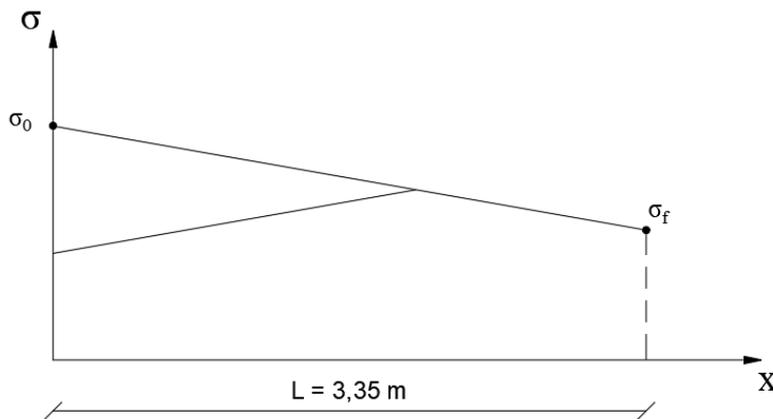


Figura 7.5 – Diagrama de tensões do pré-esforço

$$\sigma_f = \sigma_0 \times e^{-(m.L)} \quad (7.27)$$

σ_f Tensão do pré-esforço na zona da ancoragem passiva, após perdas de atrito;

L Comprimento total do cabo de pré-esforço.

Os valores das expressões (7.27), (7.26), (7.24) e (7.25) apresentam-se na seguinte tabela.

σ_f [MPa]	$\Delta\sigma_i$ [MPa]	ΔL [mm]	ϵ [mm/m]
1385,68	9,32	23,90	7,13

7.1.5 Verificação da compressão máxima do betão

A tensão de compressão máxima (σ) do betão é verificada de acordo com as seguintes expressões:

$$\sigma_{max} \leq f_{cd} \quad (7.28)$$

$$\sigma_{max} = -\frac{|M_{QP}|}{I} \cdot v + \frac{P_{\infty} \cdot e}{I} \cdot v - \frac{P_{\infty}}{A_c} \quad (7.29)$$

Tabela 7.10 - Verificação da compressão máxima do betão

f_{cd} [MPa]	P_{∞} [kN]	σ_{max} [MPa]	$\sigma_{max} \leq f_{cd}$
20	1405,22	10,88	Verifica

7.1.6 Cálculo do momento resistente

O cálculo do momento resistente ($M_{Rb,d}$) é efetuado para a secção do encastramento, onde o valor do momento atuante é máximo, para tal, utiliza-se o método simplificado, ilustrado na Figura 7.6.

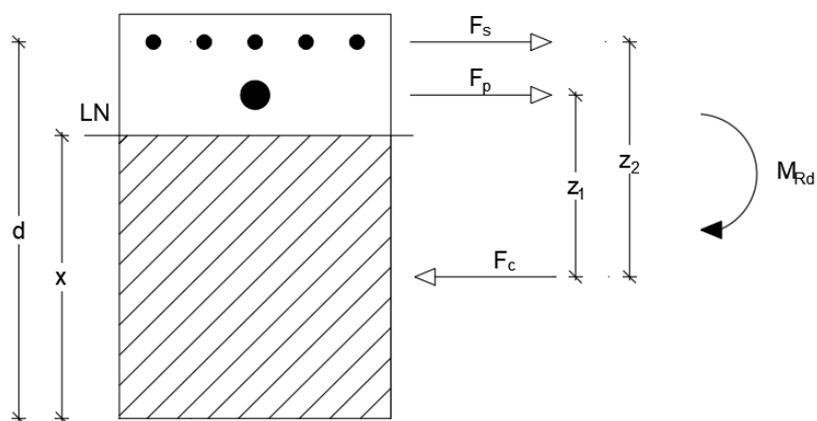


Figura 7.6 - Método simplificado do cálculo do momento resistente

O valor de $M_{Rb,d}$ é calculado pela seguinte expressão:

$$M_{Rb,d} = F_p \times z_1 + F_s \times z_2 \quad (7.30)$$

Em que:

$$F_c = f_{cd} \times b \times x \quad (7.31)$$

$$F_s = f_{syd} \times A_s \quad (7.32)$$

$$F_p = f_{pyd} \times A_p \quad (7.33)$$

$$F_c = F_s + F_p \quad (7.34)$$

Apresentam-se na tabela abaixo os valores das expressões anteriores.

Tabela 7.11 - Momento resistente da viga exemplo

x [m]	A_p [cm ²]	F_p [kN]	A_s [cm ²]	F_s [kN]	$M_{Rb,d}$ [kN.m]	M_{Ed} [kN.m]
0,42	11,2	1630,33	39,27	1708,25	1055,16	373,03

Dado que o valor de $M_{Rb,d}$ é muito superior ao momento atuante extraído do programa de cálculo, podemos afirmar que é verificada a segurança ao Estado Limite Último de Flexão..

8 CONCLUSÕES

A elaboração deste trabalho consistiu na realização de um projeto de estruturas e fundações de dois edifícios em betão armado no polo universitário Artur Ravara em Lisboa, percorrendo todas as fases que compõem um projeto de estruturas, desde a interpretação do projeto de arquitetura até à conceção e dimensionamento dos elementos estruturais.

O principal objetivo na elaboração deste projeto foi a sua realização com a aplicação dos Eurocódigos estruturais, com ênfase para a aplicação do EC8 que introduz novos conceitos de dimensionamento.

Através da análise do projeto de arquitetura foram escolhidos os dois Blocos que possuíam maior complexidade e diversidade estrutural para serem dimensionados. O Bloco A é classificado como um sistema porticado e apresenta elementos pré-esforçados; o Bloco B é classificado como um sistema de paredes. A solução estrutural adotada para ambos os Blocos foi de laje-vigada, solução recomendada pelo EC8. Ambos os edifícios são classificados como regulares em planta e em altura.

A utilização do EC8 deve iniciar-se na fase da definição do tipo de estrutura, onde se deve ter em consideração a regularidade estrutural do edifício, o que influencia o comportamento da estrutura e o seu dimensionamento. Este regulamento introduz novos conceitos relativamente ao coeficiente de comportamento, as classes de ductilidade e a aplicação do cálculo pela capacidade real tirando partido da ductilidade dos materiais e privilegiando a formação de rótulas plásticas em detrimento das roturas por esforço transversal, obtendo assim mecanismos de rotura controláveis.

O dimensionamento de estruturas pelo EC8 garante que as estruturas são dimensionadas para resistir aos sismos em regime elástico reduzindo significativamente os esforços de cálculo através do coeficiente de comportamento. Contudo, esta solução apresenta maior exigência na pormenorização dos elementos.

Para a análise de ambos os Blocos estruturais, e de forma a garantir a aplicação rigorosa e complexa dos requisitos mencionados, foram efetuados dois modelos tridimensionais no programa SAP 2000.

O desenvolvimento deste trabalho possibilitou o alargamento do conhecimento no âmbito do dimensionamento de estruturas e a consolidação de diversas temáticas abordadas durante o percurso académico.

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 EN 2006-1:2017; “Betão - Parte 1: Especificação, desempenho, produção e Conformidade”, CEN, Bruxelas.

COSTA, António; “Aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de Edifícios- Projeto de estruturas para resistência aos sismos”, Ordem dos Engenheiros, Lisboa/Porto, 2011.

GORGULHO, António, “Betão Estrutural II- versão atualizada segundo o Eurocódigo 2”, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007.

JACINTO, Luciano; “Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8- 1”, 2014.

LOPES, Mário; “Sismos e Edifícios”, 2006.

LÚCIO, Valter; “Estruturas de Betão Armado I- Estado Limite de Deformação”, Departamento de Engenharia Civil, UNL, 2006.

Dissertações:

NOVAIS, Tiago Filipe Pereira; “Projeto de Fundações e Estrutura de um Colégio em Ponta Delgada utilizando os Eurocódigos Estruturais”, Lisboa: ISEL, 2014.

GOMES, Michael Nico Ramos; “Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa”, Lisboa: ISEL, 2015.

MELO, Miguel Catanho Menezes Nazaré; “Projeto de Estruturas e Fundações de um Edifício de Habitação situado no Algarve Segundo os Eurocódigos Estruturais”, Lisboa: ISEL, 2017.