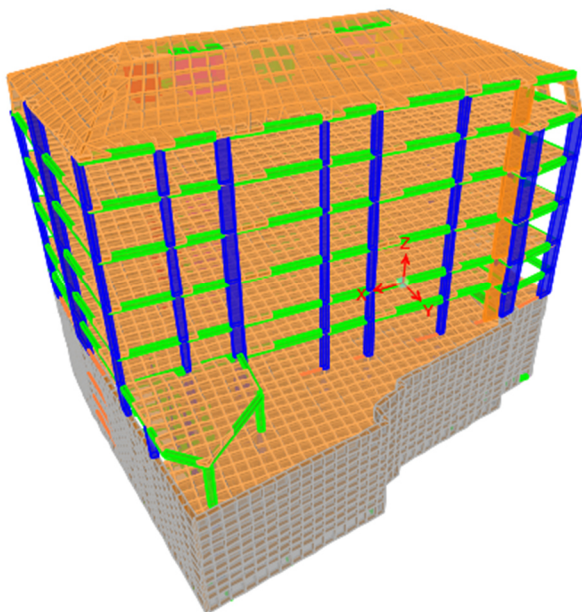




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil



Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa

Michael Nico Ramos Gomes

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para 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

Doutora Ana Rita Sousa Gião

Dezembro 2015

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil

Projeto de Fundações e Estrutura de um Hotel em Lisboa

Michael Nico Ramos Gomes

(Licenciado em Engenharia Civil)

Trabalho de Projeto para 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

Doutora Ana Rita Sousa Gião

Dezembro 201

AGRADECIMENTOS

Ao longo destes anos de estudos, foram várias as pessoas que caminharam ao meu lado, e nesses parágrafos, gostaria de expressar a minha gratidão a todos aqueles que incentivaram e apoiaram no meu percurso académico e em especial na elaboração desse projeto.

Aos meus pais, Amélia e Manuel, que sempre acreditaram em mim e fizeram de tudo para que o meu sonho se tornasse realidade, agradeço o amor, a educação e a compreensão.

Ao Engenheiro António de Sousa Gorgulho, meu orientador, agradeço pelo apoio, pela disponibilidade, compreensão, incentivo e profissionalismo demonstrado durante a realização deste projeto, transmitindo-me sempre sábios e bons conselhos.

Aos meus irmãos, Daniel, Kelly e Ricco, pelo amor e pelas mensagens de incentivo ao longo do meu percurso académico.

Aos meus avós, tios, e primos, agradeço o amor, a motivação, e o carinho que todos têm por mim.

À Keila Sofia pelo carinho, apoio, compreensão e motivação.

Aos meus amigos, em especial Kenny Rodrigues, Nuno Oliveira, José Rocha e Nancy Delgado, agradeço toda a amizade.

E por fim agradeço todas as pessoas que contribuíram e influenciaram de uma maneira ou de outra no meu percurso académico, professores e colegas do ISEL.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, em especial ao meu querido Avô Daniel Ramos que faleceu há uns meses atrás.

RESUMO

Desde há algum tempo que se têm vindo a criar e desenvolver regulamentos comuns aplicáveis em toda a Europa, que visam permitir a harmonização do projeto estrutural, designados de Eurocódigos. E apesar de ainda não haver nenhum Regulamento Nacional, que imponha a utilização obrigatória desses Eurocódigos, num futuro próximo espera-se que estes sejam implementados.

Este trabalho consiste na realização de um projeto de fundação e estrutura de um Hotel em Lisboa, com base nos critérios presentes nas Normas Europeias, que visam unificar critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas de betão armado.

Para modelar e efetuar a análise estrutural do edifício em estudo, devido a sua complexidade, foi utilizado um programa de cálculo estrutural denominado de SAP2000 desenvolvido pela “*Computers and Structures*”. Este programa oferece diversas vantagens entre as quais se destacam a versatilidade na modelação, que com base no método de elementos finitos permite a realização e análises de diversas estruturas/modelos incluindo a análise modal por espectro de resposta definida no EC8, assim como a determinação de modos de vibração, esforços, e armaduras necessárias para a verificação dos estados limites que devem ser cumpridos, de modo a garantir a estabilidade e segurança da estrutura.

De acordo com o pré-dimensionamento realizado, procedeu-se a modelação no SAP2000 e consequentemente ao dimensionamento dos diversos elementos estruturais, tendo em consideração os critérios e requisitos impostos pelos Eurocódigos, para que no fim se pudesse realizar a pormenorização das armaduras de cada um desses elementos.

PALAVRAS-CHAVE:

- Betão armado;
- Modelação;
- Projeto;
- Sismo;
- Eurocódigos;
- Ductilidade.

ABSTRACT

For some time now, across Europe, it has been created, developed and introduced applicable regulations, aiming a harmonization of the structural design (Eurocodes).

Although aren't a national regulation that make the use of these Eurocodes mandatory, their implementation is expected in the near future.

This work consists on the design of the foundation and structure of a Hotel in Lisbon using the Eurocodes, which the goal to unify criteria and standards of calculation and design of structures.

Due to the complexity of modelling and performing the structural analysis of the building, a structural calculation program, SAP2000 developed by “*Computers and Structures, Inc.*” is used. SAP 2000 offers various advantages among which we highlight the versatility in modeling, that, based on the finite element method, allows the implementation and analysis of various structures / models including a modal analysis response spectrum defined in EC8 and the determination of vibration modes, moments, shears results and necessary reinforcement to verify the limit states that must be met in order to ensure the stability and safety of the structure.

According to the performed pre-scaling, modeling was carried out in SAP2000 and hence the design of the different structural elements, considering the Eurocodes criteria and requirement, to accomplish the detail of the reinforcement of each elements.

KEY-WORDS:

- Reinforced concrete;
- Modeling;
- Design;
- Earthquake;
- Eurocodes;
- Ductility.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
DEDICATÓRIA	II
RESUMO.....	III
ABSTRACT.....	IV
ÍNDICE DE FIGURAS	IX
ÍNDICE DE TABELAS	XI
LISTA DE ABREVIATURAS	XVI
1. ENQUADRAMENTO GERAL.....	1
1.1 Introdução	1
1.2 Objetivos	2
1.3 Organização do Trabalho	2
1.4 Bases Arquitetónicas e Caracterização do Edifício	3
1.5 Solução Estrutural	4
1.6 Enquadramento Regulamentar	4
1.7 Condicionantes	5
2. BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO.....	6
2.1 Tempo de Vida Útil do Projeto	6
2.2 Classes de Ductilidades.....	6
2.2.1 Classe de Ductilidade Baixa – DCL	6
2.2.2 Classe de Ductilidade Média – DCM	7
2.2.3 Classe de Ductilidade Elevada– DCH	7
2.3 Materiais Estruturais	7
2.3.1 Classes de exposição	7
2.3.2 Betão.....	8

2.3.3	Aço	8
2.4	Definição das Ações.....	9
2.4.1	Cargas Permanentes.....	9
2.4.2	Sobrecargas.....	11
2.4.3	Ação sísmica.....	12
2.4.4	Vento	19
2.4.5	Temperatura.....	19
2.5	Combinações de Ações	19
2.5.1	Estados Limites Últimos.....	20
2.5.2	Estados Limites Utilização	21
3.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO	22
3.1	Lajes e escadas	22
3.1.1	Lajes dos pisos e das rampas	22
3.1.2	Escadas	23
3.2	Vigas	23
3.3	Pilares.....	23
3.4	Sapatas	24
4.	CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA.....	25
4.1	Princípios básicos de conceção estrutural.....	25
4.2	Classificação dos sistemas estruturais de acordo com o EC8	26
4.3	Elementos sísmicos primários e secundários	28
4.4	Critérios de Regularidade Estrutural.....	29
4.4.1	Regularidade em planta	29
4.4.2	Regularidade em Altura.....	34
4.5	Coeficiente de comportamento	35
4.6	Efeitos Acidentais de Torção	36

4.7	Combinação das respostas modais	39
4.8	Combinação direcional.....	40
4.9	Cálculo dos deslocamentos devido à ação sísmica	41
4.10	Efeitos de 2ª Ordem	42
5.	MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL	44
5.1	Modelação Estrutural	44
5.1.1	Materiais	44
5.1.2	Elementos de barras “ Tipo Frame “	44
5.1.3	Elementos de Superfície “Tipo Shell”	44
5.1.4	Apoios.....	45
5.1.5	Cargas e combinações de ações.....	45
5.1.6	Elementos sísmicos secundários.....	45
5.1.7	Dimensionamento e pormenorização das armaduras	45
5.2	Análise Modal por Espectro de Resposta	45
6.	DIMENSIONAMENTO	48
6.1	Análise dos Estados Limites Últimos	48
6.1.1	Regras Gerais para o Dimensionamento	49
6.1.2	Dimensionamento das Lajes.....	57
6.1.3	Vigas.....	67
6.1.4	Pilares	80
6.1.5	Paredes dúcteis	94
6.1.6	Muros de suporte	109
6.1.7	Fundações	111
6.2	Estados Limites de Utilização	118
6.2.1	Controlo da fendilhação	118
6.2.2	Controlo das deformações	119

6.2.3	Limitação de danos.....	122
7.	CONCLUSÃO.....	124
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	126
	LISTA DE PEÇAS DESENHADAS	127
	ANEXOS.....	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Zonamento sísmico de Portugal Continental [EC8]	14
Figura 2. 2 - Zonamento sísmico nos arquipélagos da Madeira e dos Açores [EC8]	14
Figura 2. 3 - Espectros de resposta (horizontal) de cálculo [Terreno Tipo C e $\xi=5\%$].....	18
Figura 4. 1 – Piso tipo	31
Figura 6. 1 - Modelo para a verificação ao ELU de punçoamento [EC2].....	61
Figura 6. 2 - Perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas [EC2]	61
Figura 6. 3 - Perímetro de controlo junto de uma abertura [EC2].....	62
Figura 6. 4 - Esquema de cálculo para a escada	65
Figura 6. 5 - Diagrama de momentos fletores para o cálculo das escadas	66
Figura 6. 6 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas caso não haja existência de vigas transversais [EC8]	68
Figura 6. 7 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas onde há existência de vigas transversais [EC8]	69
Figura 6. 8 - Disposições complementares para amarração nos nós viga-pilar exteriores [EC2]	71
Figura 6. 9 - Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas [EC8]	73
Figura 6. 10 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [EC8]	74
Figura 6. 11 - Diagrama retangular [Folhas IST, Betão Estrutural I].....	75
Figura 6. 12 - Mecanismos de rotura de um edifício de vários pisos [Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico, Ana Rita Reis]	86
Figura 6. 13 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal nos pilares [EC8]	87
Figura 6. 14 - Pormenorização do pilar exemplo [distâncias em cm]	89
Figura 6. 15- Método dos pilares fictícios para paredes isoladas.....	94
Figura 6. 16 - Método dos pilares fictícios para paredes dos núcleos de elevador	95

Figura 6. 17- Elemento de extremidade confinado de uma parede com bordos livres (Em cima: extensões na curvatura última; em baixo: seção transversal da parede) [EC8].....	99
Figura 6. 18 - Espessura mínima de elementos de extremidade confinados [EC8]	100
Figura 6. 19 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas (Sistema Paredes) [EC8]	101
Figura 6. 20 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes [EC8].....	102
Figura 6. 21- Envolvente de momentos fletores da parede Pb11 (Acima da cave rígida)	104
Figura 6. 22 - Envolvente de esforço transverso da parede Pb11 (Acima da cave rígida).....	104
Figura 6. 23 - Esquema da parede exemplo [Pb11], com o confinamento dos pilares fictícios	107
Figura 6. 24 - Impulso de terras.....	109
Figura 6. 25 - Impulso devido a sobrecarga rodoviária regulamentar.....	110
Figura 6. 26 - Momentos fletores devido aos impulsos.....	110
Figura 6. 27 - Esforço transverso devido aos impulsos.....	111
Figura 6. 28 - Esquema representativo do cálculo das armaduras, pelo método das bielas [F.Betão IST].....	113
Figura 6. 29 - Esquema representativo do cálculo das amaduras para os muros de suporte [Folhas de betão 2, IST]	114
Figura 6. 30 - Representação em planta da sapata do NU1	115
Figura 6. 31 - Esquema do modelo de cálculo para a sapata NU1 na direção Y.....	116
Figura 6. 32 - Deformação do piso 4 para a combinação quase permanente de ações.....	119

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Categorias e tempo de vida útil para estruturas.....	6
Tabela 2. 2 - Características do betão C30/37.....	8
Tabela 2. 3 - Características do aço A400 NR SD	8
Tabela 2. 4 - Restantes cargas permanentes devido as paredes interiores.....	10
Tabela 2. 5 - Restantes cargas permanentes devido as paredes exteriores.....	10
Tabela 2. 6 - Valores das sobrecargas e os coeficientes de combinação.....	11
Tabela 2. 7 - Valores de acelerações máximas a_{gR}	13
Tabela 2. 8 - Características do tipo de terreno	15
Tabela 2. 9 - Classes de importâncias para edifícios.....	15
Tabela 2. 10 - Valores de aceleração à superfície	16
Tabela 2. 11 - Resumo dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas	16
Tabela 2. 12 - Parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais	19
Tabela 2. 13 - Aceleração à superfície do terreno na direção vertical para os dois tipos sismos	19
Tabela 2. 14 - Coeficientes parciais de segurança.....	21
Tabela 4. 1 - Valores em % do corte basal nas paredes	28
Tabela 4. 2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico.....	29
Tabela 4. 3 - Coordenadas dos centros de rigidez e de massa de cada piso	32
Tabela 4. 4 - Verificação dos raios de torção e dos raios giração	33
Tabela 4. 5 - Verificação da excentricidade estrutural	34
Tabela 4. 6 - Valor básico do coeficiente de comportamento q_0	35
Tabela 4. 7 - Características das paredes estruturais	36
Tabela 4. 8 - Valores das excentricidades acidentais	37
Tabela 4. 9 - Forças de corte na base (Sismo1).....	38
Tabela 4. 10 - Forças de corte na base (Sismo2).....	38

Tabela 4. 11 -Forças sísmicas horizontais em cada piso, segundo x e y (Sismos 1 e 2)	38
Tabela 4. 12 - Valores dos momentos torsores calculados.....	39
Tabela 4. 13 - Momentos torsores aplicados em cada piso	39
Tabela 4. 14 - Valores dos deslocamentos devido a ação sísmica	41
Tabela 4. 15 -Valores do coeficiente de sensibilidade para o sismo 1	42
Tabela 4. 16 - Valores do coeficiente de sensibilidade para o sismo 2	43
Tabela 5. 1 - Modos de vibração e fatores de participação modal	46
Tabela 5. 2 - Verificação dos modos de vibração necessários	47
Tabela 6. 1 - Classes de exposição	49
Tabela 6. 2 - Valores do recobrimento nominal.....	50
Tabela 6. 3 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões	51
Tabela 6. 4 - Valores para os comprimentos de amarração de referência.....	53
Tabela 6. 5 - Valores de comprimentos mínimos de amarração	54
Tabela 6. 6 - Valores dos comprimentos de amarração.....	54
Tabela 6. 7 - Valores do comprimento de sobreposição mínimo ($l_{0,min}$).....	56
Tabela 6. 8 - Valores do comprimento de sobreposição regulamentar l_0	56
Tabela 6. 9 - Valores de armadura mínima e máxima para as lajes	57
Tabela 6. 10 - Valores do esforço transversal resistente sem armadura específica.....	60
Tabela 6. 11 - Dimensões dos elementos que constituem a escada.....	65
Tabela 6. 12 - Valores dos carregamentos nos lanços.....	66
Tabela 6. 13 - Valor dos carregamentos nos patins.....	66
Tabela 6. 14 - Valores de armadura adotada nas lajes de escadas.....	67
Tabela 6. 15 - Esforço transversal resistente sem armadura nas lajes de escadas.....	67
Tabela 6. 16 - Taxa de armadura mínima nas vigas	70
Tabela 6. 17 - Fator de ductilidade em curvatura nas vigas	70
Tabela 6. 18 - Características das vigas exemplo.....	76

Tabela 6. 19 - Valores máximos de espaçamento longitudinal e transversal para as vigas exemplo	76
Tabela 6. 20 - Armaduras calculadas e adotadas para as vigas exemplo	76
Tabela 6. 21 - Diâmetros admissíveis dos varões longitudinais para as vigas exemplos.....	77
Tabela 6. 22 - Armadura de laje contida na largura efetiva do banzo.....	77
Tabela 6. 23 - Valores dos momentos resistentes e dos momentos atuantes nas vigas exemplos	78
Tabela 6. 24 - Valores de taxa de armadura longitudinal.....	78
Tabela 6. 25 - Extensão da zona crítica.....	78
Tabela 6. 26 - Valores do esforço transversal resistente e o esforço transversal sem armadura. 79	
Tabela 6. 27 - Determinação dos esforços transversos máximos atuantes.....	79
Tabela 6. 28 - Armaduras de esforço transversal adotadas nas zonas críticas	79
Tabela 6. 29 - Armaduras de esforço transversal adotadas nas zonas correntes	79
Tabela 6. 30 - Fator de ductilidade em curvatura para zonas críticas de pilares sísmicos primários	82
Tabela 6. 31 - Características principais do pilar exemplo	84
Tabela 6. 32 - Valor do esforço normal reduzido para o pilar exemplo, na situação sísmica de projeto.....	84
Tabela 6. 33 - Valor da extensão crítica do pilar exemplo	84
Tabela 6. 34 - Espaçamento máximo de armaduras transversais no pilar exemplo	84
Tabela 6. 35 - Armadura longitudinal adotada no pilar exemplo.....	88
Tabela 6. 36 - Momento resistente em torno de X	88
Tabela 6. 37 - Momento resistente em torno de Y	88
Tabela 6. 38 - Valor de cálculo de esforço transversal atuante no pilar exemplo segundo X....	89
Tabela 6. 39 - Valor de cálculo de esforço transversal atuante no pilar exemplo segundo Y	89
Tabela 6. 40 - Esforço transversal resistente sem armaduras segundo X.....	90
Tabela 6. 41 - Esforço transversal resistente sem armaduras segundo Y	90

Tabela 6. 42 - Valor de esforço transverso máximo admissível.....	90
Tabela 6. 43 - Armaduras de esforço transverso segundo X (Zonas críticas).....	90
Tabela 6. 44 - Armaduras de esforço transverso segundo Y (Zonas críticas).....	90
Tabela 6. 45 - Dimensões do núcleo de betão confinado	91
Tabela 6. 46 - Valor do coeficiente de eficácia (α) e da taxa volumétrica de cintas (w_{wd})	91
Tabela 6. 47 - Valores do 2º Membro para a verificação do confinamento	91
Tabela 6. 48 - Características e valores de armadura mínima e máxima regulamentar [pilar secundário]	92
Tabela 6. 49 - Esforços atuantes no pilar sísmico secundário	92
Tabela 6. 50 - Armadura de resistência à flexão e os devidos momentos resistentes [Pilar sísmico secundário]	93
Tabela 6. 51 - Valores do esforço transverso máximo admissível [Pilar sísmico secundário] .	93
Tabela 6. 52 - Valores do esforço transverso resistente sem armadura [Pilar sísmico secundário]	93
Tabela 6. 53 – Dimensão da parede exemplo.....	102
Tabela 6. 54 – Valores mínimos das extensões dos elementos de extremidade da parede-exemplo	102
Tabela 6. 55 - Valores máximos das extensões dos elementos de extremidade das paredes dúcteis	103
Tabela 6. 56 - Valores de altura de zona crítica para a parede exemplo	103
Tabela 6. 57 – Características gerais e regulamentares da parede exemplo.....	103
Tabela 6. 58- Armadura longitudinal nos pilares fictícios da parede Pb11.....	105
Tabela 6. 59 -Armadura mínima e máxima e armadura adota na alma da parede exemplo....	105
Tabela 6. 60 - Esforço transverso máximo resistente na parede exemplo segundo x	106
Tabela 6. 61 - Valor de esforço transverso de cálculo na parede exemplo (Pb11)	106
Tabela 6. 62- Taxa de armadura na alma	107

Tabela 6. 63 - Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas da parede exemplo (Pb11)	107
Tabela 6. 64 - Características do núcleo de betão dos pilares fictícios	107
Tabela 6. 65 - 1º Membro da expressão 6.110 , para a verificação do confinamento dos pilares fictícios	108
Tabela 6. 66 - 2º Membro da expressão 6.110, para a verificação do confinamento dos pilares fictícios	108
Tabela 6. 67 - Valores de cálculo da linha neutra e do comprimento dos elementos de extremidade	108
Tabela 6. 68- Características dos muros de suporte	109
Tabela 6. 69 - Valores de armadura adotadas no muro de suporte [Flexão]	110
Tabela 6. 70 - Valor de esforço transversal sem armadura [Muro de suporte]	110
Tabela 6. 71 - Valor de esforço transversal resistente [Muro de suporte].....	111
Tabela 6. 72 - Resultados das sapatas-exemplo	113
Tabela 6. 73 - Valores de armaduras adotadas nas sapatas exemplo	114
Tabela 6. 74 - Resultados da sapata do núcleo de elevador (NU1).....	115
Tabela 6. 75 - Armadura da sapata do núcleo (NU1) de elevador na direção X.....	116
Tabela 6. 76 - Armadura da sapata do núcleo (NU1) de elevador na direção Y	116
Tabela 6. 77 - Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação.....	118
Tabela 6. 78 - Valores necessários para o controlo de deformações.....	120
Tabela 6. 79 - Verificação da limitação de danos [Sismo 1].....	122
Tabela 6. 80 - Verificação da limitação de danos [Sismo 2].....	123

LISTA DE ABREVIATURAS

Letras maiúsculas latinas

A	Área da seção transversal
A_c	Área da seção de betão
A_{Ed}	Valor de cálculo da Ação sísmica
AN	Anexo Nacional
A_s	Área da seção de uma armadura para betão armado
$A_{s,min}$	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
E_{Edi}	Esforços devido à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal i
E_{FE}	Efeito da ação resultante da análise para a ação sísmica de cálculo
$E_{F,G}$	Efeito da ação devido às ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
E_s	Módulo de elasticidade do aço de uma armadura para betão armado
F	Força
F_c	Força no betão
F_b	Força de corte na base
F_i	Força horizontal atuando no piso i
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
$I_{P_{CM}}$	Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso
K	Rigidez
K_i	Rigidez lateral na direção i
K_θ	Rigidez de torção
L	Comprimento
$L_{\min}$	Menor dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
$L_{\max}$	Maior dimensão em planta do edifício medidas em direções ortogonais
M_{ai}	Momento de torsor
M_{cr}	Momento de fendilhação
M_{Ed}	Momento fletor atuante de cálculo
M_{qp}	Momento devido à combinação quase-permanente de ações
M_{Rd}	Momento fletor resistente de cálculo
N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço normal
P_{NCR}	Probabilidade de excedência de referência em 50 anos da ação sísmica de referência para o requisito de não ocorrência de colapso
P_{tot}	Valor das cargas verticais acima do piso em análise, incluindo a laje do mesmo, para a combinação sísmica de ações
$Q_{k,l}$	Valor característico da ação variável base
$Q_{k,i}$	Valor característico da ação variável i
RCP	Restante carga permanente
RSA	Regulamento de segurança de ações para estruturas de edifícios e pontes
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
U_1	Perímetro da área efetiva de punçoamento
V_{Ed}	Esforço transverso atuante de cálculo
V_{Rd}	Esforço transverso resistente de cálculo
$V_{Rd,c}$	Esforço transverso resistente sem armadura específica de esforço transverso
V_{tot}	Força de corte total ao nível do piso em análise
$X_{CR,i}$	Coordenada em X do centro de rigidez do piso i
$Y_{CR,i}$	Coordenada em Y do centro de rigidez do piso i
$X_{CM,i}$	Coordenada em X do centro de massa do piso i
$Y_{CM,i}$	Coordenada em Y do centro de massa do piso i

Letras minúsculas latinas

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

b_{w0}	Espessura da alma de uma parede
c_{min}	Recobrimento mínimo
$c_{min,b}$	Recobrimento mínimo para os requisitos de aderência
$c_{min,dur}$	Recobrimento mínimo relativo às condições ambientais
c_{nom}	Recobrimento nominal
d_{bl}	Diâmetro de um varão longitudinal
d_{bw}	Diâmetro de uma cinta
d_r	Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos
d_s	Deslocamento 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
e_{oi}	Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade, medida segundo a direção i, perpendicular à direção de cálculo considerada
f_{bd}	Tensão de rotura da aderência
f_{cd}	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	Valor médio da tensão de rotura à tração simples
f_{yk}	Valor característico da tensão de cedência
f_{ck}	Valor característico da tensão de rotura à compressão (t=28 dias)
$f_{ctk,0,05}$	5% do valor da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ywd}	Valor de cálculo de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
$f_{ywd,ef}$	Valor de cálculo da tensão efetiva de cedência de armaduras de punção
g	Aceleração gravítica
h	Altura entre pisos
h_0	Altura do núcleo confinado
h_{α}	Altura da zona crítica nas paredes
h_s	Altura livre entre pisos
h_w	Altura de uma parede ou altura da seção transversal de uma viga

$h_{w,min}$	Altura mínima das vigas de fundação
k_w	Coefficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de Paredes
l_0	Comprimento de emenda
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
l_{bd}	Comprimento de amarração
l_c	Comprimento da zona crítica na extremidade das paredes
l_{cl}	Comprimento livre de uma viga ou de um pilar
l_{cr}	Comprimento da zona crítica
l_s	Raio de giração em planta
l_w	Maior dimensão da parede em planta
m	Massa 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
$s_{máx}$	Espaçamento máximo entre varões nas lajes
s_r	Espaçamento radial dos perímetros de armaduras de esforço transversal
$s_{t,máx}$	Espaçamento transversal máximo entre ramos de estribos
u	Deslocamento dos pisos
x_u	Extensão da zona comprimida no plano de flexão
w	Abertura de fendas
z_i	Altura do piso i medida a partir do nível da aplicação da ação sísmica

Letras minúsculas gregas

α	Coeficiente de homogeneização
α	Coeficiente de eficiência do confinamento
α_n	Relação entre a área efetivamente confinada e a área no interior das cintas
α_s	Relação entre a área da secção efetivamente confinada a meia distância entre cintas e a área no interior das cintas
β	Coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal
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	Valor médio da massa volúmica
γ_c	Coeficiente parcial de segurança relativo ao betão
γ_G	Coeficiente parcial relativo às ações permanentes
γ_Q	Coeficiente parcial relativo às ações variáveis
γ_I	Coeficiente de importância
λ	Parâmetro adimensional
μ_ϕ	Fator de ductilidade em curvatura
V	Coeficiente de redução da ação sísmica
V_1	Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
V_d	Esforço normal reduzido
$\phi_{m,min}$	Diâmetro mínimo de dobragem de varões
ρ_l	Taxa de armadura longitudinal
ρ	Taxa de armadura longitudinal da zona tracionada
ρ'	Taxa de armadura longitudinal da zona comprimida
ρ_w	Taxa de armadura transversal
σ_{adm}	Tensão admissível do solo
$\varnothing$	Diâmetro do varão de aço
θ	Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos

ΔC_{dev}	Valor de aumento de recobrimento para ter em conta tolerâncias de execução
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Margem de segurança
$\Delta C_{dur,st}$	Redução do cobrimento mínimo no caso de utilização de aço inoxidável
$\Delta C_{dur,add}$	Redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional
Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2	Coefficientes de combinação
σ_{sd}	Valor de cálculo da tensão na seção do varão
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
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 Introdução

Em Portugal, ao longo de décadas, o dimensionamento e a execução das estruturas de betão armado tem sido regulamentadas por diversos regulamentos, nomeadamente, o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), cujo a finalidade é definir e quantificar as ações e as respetivas combinações de ações presentes durante o tempo de vida útil da estrutura, e pelo Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP) que apresenta os critérios de dimensionamento, bem como a pormenorização dos diversos elementos estruturais.

Como forma de unificar os critérios, os procedimentos de cálculo utilizadas no dimensionamento de estruturas, desde há algum tempo que se tem vindo a criar e desenvolver regulamentos comuns aplicáveis em toda a Europa, que visam permitir a harmonização do projeto estrutural (Eurocódigos).

Com a entrada em vigor dos Eurocódigos Estruturais, todos os intervenientes da Engenharia Civil, em especial os Engenheiros Cívís, habituados a projetar ou a verificar a segurança de estruturas com base nos regulamentos anteriormente mencionados (RSA e REBAP), poderão usufruir de diversas vantagens na medida em que os Eurocódigos fornecem elementos de apoio ao cálculo estrutural que alarga o mercado a todos os países da União Europeia.

Apesar de ainda não haver nenhum Regulamento Nacional que impõe a utilização obrigatória dos Eurocódigos num futuro próximo espera-se que estes sejam implementados, pois a evolução verificada nos Eurocódigos, nomeadamente no EC8 permite uma melhor caracterização da ação sísmica e da pormenorização de elementos em estruturas sismo-resistentes.

1.2 Objetivos

O presente documento tem como principal finalidade desenvolver um Projeto de Fundações e Estruturas de um Hotel em Lisboa, de modo a complementar e consolidar a formação académica no domínio das estruturas, através da aplicação prática dos conhecimentos adquiridos nas diversas áreas de estudo do curso de Engenharia Civil no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, respeitando os critérios e métodos necessários ao correto dimensionamento dos elementos estruturais presentes na Regulamentação Europeia, em destaque o EC2 e o EC8, devido a sismicidade do local a implementar a estrutura.

O projeto a conceber terá que verificar a segurança e cumprir os níveis de funcionalidade, fiabilidade e durabilidade e será desenvolvido a partir de peças desenhadas que constituem o Projeto Base de Arquitetura.

Inicialmente começou-se por realizar o pré-dimensionamento dos diversos elementos estruturais, que constituem o projeto, em seguida, procedeu-se a modelação no programa de cálculo tridimensional, e por fim, o dimensionamento dos elementos estruturais e a pormenorização das respetivas armaduras necessárias para satisfazer os Estados Limites Últimos e de Utilização prescritos nos Eurocódigos.

1.3 Organização do Trabalho

O presente trabalho está estruturado em 7 capítulos. Nos parágrafos que se seguem apresenta-se de uma forma sintetizada, os tópicos abordados em cada capítulo.

Capítulo 1 - “Enquadramento geral”, que diz respeito à introdução, as condicionantes de ordem regulamentar e arquitetónica a ter em consideração na elaboração do projeto e a solução estrutural a adotar.

Capítulo 2 - “Bases para elaboração do projeto”, especificam-se as bases relevantes para a elaboração do projeto, nomeadamente o tempo de vida útil, a classe de ductilidade, os materiais estruturais, definem-se e caracterizam-se as ações a que a estrutura ficará sujeita e as combinações de ações impostas pelos Eurocódigos Estruturais, utilizadas nas verificações de segurança.

Capítulo 3 - “Pré-dimensionamento”, descrevem-se as principais expressões utilizadas no pré-dimensionamento dos diversos elementos estruturais, definem-se as seções, e algumas simplificações adotadas de modo a proceder à modelação estrutural.

Capítulo 4 - “ Conceção estrutural para a ação sísmica”, abordam-se os requisitos fundamentais para uma adequada conceção estrutural para os sismos, de acordo com os princípios definidos no EC8.

Capítulo 5 - “ Modelação estrutural”, descrevem-se os passos para modelação estrutural do edifício em estudo.

Capítulo 6 - “ Dimensionamento”, são apresentados os cálculos relativamente ao dimensionamento dos elementos estruturais.

Capítulo 7- “ Conclusões”, são apresentadas as conclusões referentes à elaboração desse projeto.

“ Referências Bibliográficas” é apresentado toda a bibliografia consultada, e que serviu de suporte para a elaboração deste documento.

“ Peças desenhadas” - são apresentadas as peças desenhadas, resultantes das pormenorizações efetuadas.

“ Anexos” - por fim é apresentada toda a informação complementar, composto pelas tabelas e pelos cálculos justificativos.

1.4 Bases Arquitetónicas e Caraterização do Edifício

Antes de começar a conceber o projeto, fez-se uma análise pormenorizada ao projeto de arquitetura (Peças desenhadas), para o interpretar, conhecer as particularidades, de modo a respeitar os condicionalismos impostos pela geometria do edifício.

Depois disso, e com base nessa análise, implementou-se uma solução estrutural, que posteriormente sofreu algumas alterações de modo a garantir a segurança e a satisfazer os condicionalismos arquitetónicos.

O edifício em estudo é um Hotel, localiza-se em Lisboa e é composto por três caves e oito pisos acima das caves rígidas, incluindo um intermédio e um piso técnico. Em todos os pisos há um pé direito diferente.

O edifício será tratado como um único corpo, em que as caves -3,-2, e -1 são destinadas ao estacionamento, sendo que o piso -1, para além do estacionamento, dispõe de zonas técnicas e pequenos armazéns. Todas as caves apresentam uma área de 1035,76 m².

O piso 0 é o piso de acesso ao hotel, e de acordo com os desníveis altimétricos apresentados foi dividido em 2 pisos, designados de piso 0⁺ e de piso 0. O piso 0⁺ situa-se à cota -0,53 e possui uma área de 388,68 m², sendo composto pelo “Hall de Entrada”, pela receção e algumas lojas.

Enquanto que o piso 0 se situa à cota -1,74 e possui uma área de 552,614 m² destinada a restauração.

O piso intermédio situa-se entre o piso 0 e o piso 1, possui uma área de 482,42 m² e é constituído por quartos do hotel, à semelhança dos pisos 1, 2,3 e 4, apresenta uma área igual de 799,02 m². O piso 5 possui uma área de 685,4 m², e é constituído por um bar e alguns arrumos.

Por fim, o edifício apresenta um piso técnico, destinado aos sistemas de aquecimento e ventilação com uma área de 82,32 m² e uma cobertura inclinada (não acessível).

1.5 Solução Estrutural

Como solução estrutural optou-se por uma estrutura em betão armado, constituída por vigas, pilares e paredes que suportam os pisos em lajes fungiforme maciça.

Será também utilizada laje maciça vigada nas rampas de acesso ao estacionamento nas caves. Os muros de suporte são em betão armado e as fundações são compostas por sapatas isoladas interligadas por vigas de fundação nas duas direções em planta. As caixas de elevador, que formam o núcleo, também são em betão armado.

1.6 Enquadramento Regulamentar

Por se tratar de um projeto de uma estrutura em betão armado, na elaboração do mesmo, recorreu-se à regulamentação aplicável nos Estados Membros do Comité Europeu de Normalização (CEN), uma vez que Portugal pertence aos Países membros desse comité. Em relação aos Eurocódigos Estruturais, estes apresentam melhorias significativas em relação a caracterização da ação sísmica e à pormenorização de elementos em estruturas sismo-resistentes nomeadamente o EC8.

Dito isto, para elaboração desse projeto recorreu-se aos seguintes regulamentos:

- Eurocódigo 0 – Bases para o Projeto de Estrutura (EC0- EN 1990:2009);
- Eurocódigo 1 – Ações em Estruturas (EC1- EN 1991:2009);
- Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão (EC2- EN 1992:2010);
- Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico (EC7- EN1997:2007);
- Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para resistências sísmicas Betão (EC8- EN 1998:2010).

1.7 Condicionantes

Na elaboração deste projeto teve-se em consideração alguns condicionantes relevantes para a sua conceção tais como:

- Obrigatoriedade de manter a arquitetura de duas fachadas do edifício, isto é, por razões históricas e arquitetónicas existem duas fachadas que devem permanecer;
- Respeitar o projeto de arquitetura;
- Região Sísmica (Sismicidade);
- Obrigatoriedade de cumprir toda a legislação aplicável e presente nos Eurocódigos Estruturais;
- Terreno das fundações;
- Função do edifício (Hotel).

2. BASES PARA ELABORAÇÃO DO PROJETO

Neste capítulo pretendem-se definir as bases para iniciar o projeto, tais como, o tempo de vida útil da estrutura, a classe de ductilidade utilizada, os materiais estruturais necessários para o dimensionamento, assim como as ações e as respectivas 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 um projeto, deve ser especificado tendo em consideração a categoria e o tipo de estrutura que se trata. Por se tratar de um Hotel, este enquadra-se na Categoria S4 e o valor indicado para o tempo de vida útil é de 50 anos como demonstra a tabela que se segue.

Tabela 2. 1 - Categorias e 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
3	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
5	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

2.2 Classes de Ductilidades

O EC8 prevê três classes de ductilidade (DCL, DCM, DCH) para realização de projetos estruturais e impõe algumas exigências relativamente às restrições geométricas, disposições construtivas e o tipo de material a adotar, nomeadamente, aos materiais estruturais betão e aço.

2.2.1 Classe de Ductilidade Baixa – DCL

Segundo a cl.5.3.1 do EC8, esta classe corresponde às estruturas projetadas e dimensionadas de acordo com o EC2. Esta classe é recomendada para zonas de baixa sismicidade e é caracterizada por apresentar uma baixa capacidade de dissipação de energia, sendo o coeficiente de comportamento é limitado a 1,5.

2.2.2 Classe de Ductilidade Média – DCM

Esta classe corresponde às estruturas projetadas, dimensionadas e pormenorizadas de acordo com as disposições antissísmicas específicas, que permitem que a resposta da estrutura se desenvolva em regime não elástico, sem que haja roturas frágeis (cl.5.4 do EC8), tirando partido da ductilidade dos materiais.

2.2.3 Classe de Ductilidade Elevada– DCH

Por sua vez, a classe de ductilidade elevada, corresponde às estruturas para as quais o projeto, dimensionamento e as disposições construtivas devem garantir elevados níveis de plasticidade através de critérios ainda mais complexos que a classe de ductilidade anterior (DCM).

A classe de ductilidade é também utilizada na determinação do coeficiente de comportamento q , como se poderá ver adiante na secção 4.5 do presente trabalho, assim, a análise estrutural do edifício em estudo será feita de acordo com a Classe de Ductilidade Média.

2.3 Materiais Estruturais

De acordo com a cl.5.4.1.1 do EC8, os materiais para a Classe de Ductilidade Média devem apresentar os seguintes requisitos:

- O betão a utilizar nos elementos sísmicos primários deve ser igual ou superior a Classe de Resistência C16/20;
- O aço estrutural a utilizar nos elementos sísmicos primários deve ser da classe B ou C;
- Apenas é permitido a utilização de varões nervurados nas zonas críticas e elementos sísmicos primários.

2.3.1 Classes de exposição

A resistência da estrutura a projetar será garantida por uma estrutura em betão armado e, por isso, é necessário ter em atenção a interação entre o aço e o betão e a interação entre o betão armado e o meio envolvente. Para isso, é necessário determinar a classe de exposição, de acordo com a NP EN 206-1, tendo em consideração as condições ambientais a que os elementos estruturais estarão sujeitos.

Para realização deste projeto, e de acordo com a norma anteriormente referida, aos elementos de fundação, por se encontrarem em ambiente húmido, é-lhes atribuído a classe de exposição XC2 e os restantes, por se encontrarem em ambiente predominantemente seco, é-lhes atribuído a classe de exposição XC1.

2.3.2 Betão

Para a conceção do projeto em questão optou-se por um betão com Classe de Resistência C30/37 (NP EN206-1:2007 C30/37), pois cumpre os requisitos em termos de durabilidade a que a estrutura estará sujeita.

A tabela que se segue resume as características do betão escolhido.

Tabela 2. 2 - Caraterísticas do betão C30/37

Material	Propriedades	
Betão C30/37	Valor da tensão de rotura à compressão ($t=28$ dias) - f_{ck}	30 [Mpa]
	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão 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]
	Coeficiente de Poisson - ν_c	0.2
	Peso volúmico - γ_c	24 [KN/m ³]

2.3.3 Aço

Como armaduras, será utilizado um aço de ductilidade alta que corresponde a um aço A400NR SD pertencente a classe C.

A tabela 2.3 apresenta de uma forma resumida as características do aço escolhido.

Tabela 2. 3 - Características do aço A400 NR SD

Material	Propriedades	
Aço A400 NR SD	Valor característico da tensão de cedência do aço - f_{yk}	400 [Mpa]
	Valor de cálculo da tensão de cedência do aço - f_{yd}	348 [Mpa]
	Valor do módulo de elasticidade do aço - E_s	200 [Gpa]
	Valor de cálculo da extensão de cedência - ϵ_{yd}	0.00174
	Peso volúmico do aço- γ_s	77 [KN/m ³]

2.4 Definição das Ações

As ações a que a estrutura estará sujeita podem ser divididas em três tipos, cargas permanentes (CP), sobrecargas (SC) e a ação sísmica. E são essenciais para qualquer análise estrutural pois permitem avaliar a segurança da estrutura uma vez que correspondem às solicitações que a estrutura estará sujeita depois de ser concebida.

2.4.1 Cargas Permanentes

Correspondem a todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, isto é, são as cargas que permanecem durante todo o tempo de vida útil da estrutura. Neste projeto, as cargas permanentes estão divididas em dois grupos: peso próprio e as restantes cargas permanentes.

2.4.1.1 Peso Próprio

O peso próprio da estrutura corresponde ao peso dos elementos estruturais, depende das dimensões desses elementos e do peso volúmico do betão armado que é aproximadamente 25 KN/m³. No programa de cálculo automático utilizado no processo de modelação, o peso próprio é considerado automaticamente.

2.4.1.2 Restantes Cargas permanentes

O valor das restantes cargas permanentes está associado aos materiais, não estruturais nomeadamente, os revestimentos e as paredes de alvenaria.

2.4.1.2.1 Revestimento

Considerou-se um valor de 1 KN/m² para o revestimento das lajes de todos os pisos da estrutura, e 1.5 KN/m² para a cobertura inclinada (que contempla o valor do material a ser utilizado “Telha Lusa”).

2.4.1.2.2 Paredes

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

Para contabilizar as solicitações provocadas pelas paredes interiores, devido as espessuras variáveis, fez-se uma média que resulta da expressão [2.1], considerou-se apenas 80 % desse valor devido à existência de aberturas associadas as portas. Depois de ter calculado o valor médio, este foi utilizado para simular o efeito dessas paredes, no modelo de cálculo, como uma carga uniformemente distribuída em todos os pavimentos dos diferentes pisos da estrutura.

As paredes exteriores, com espessura de 30 cm, e correspondendo a um peso próprio de 3.2 KN/m², foram simuladas de acordo com a expressão [2.2], através de uma carga linear uniformemente distribuída e foi considerado apenas 60 % devido a existência de aberturas correspondentes as portas e os vãos envidraçados.

$$G_{\text{parede(int)}} = 0,80 \times \frac{\text{Ext} \times h \times pp_{\text{esp}}}{A_{\text{total}}} \quad [2.1]$$

$$G_{\text{parede(ext)}} = 0,60 \times h \times pp_{\text{esp}} \quad [2.2]$$

Onde:

Ext - extensão da parede em planta;

h - altura da parede;

pp_{esp} - peso próprio da parede tendo em conta a espessura da parede;

A_{total} - área total do piso.

As tabela que se seguem, apresentam os valores das restantes cargas permanentes devido as paredes interiores e exteriores, aplicados nos pisos e nas vigas exteriores.

Tabela 2. 4 - Restantes cargas permanentes devido as paredes interiores

Piso	Área [m ²]	Altura	N [KN]	80% N [KN/m ²]
Piso Técnico	82.32	1.49	64.63	0.63
Piso 5	685.40	2.60	709.48	0.83
Piso 4	799.92	3.10	1825.39	1.83
Piso 3	799.92	3.57	2193.59	2.19
Piso 2	799.92	3.93	2414.80	2.42
Piso 1	799.92	3.86	2371.78	2.37
Piso Inter	482.46	2.70	1187.29	1.97
Piso (-0.53) 0+	388.68	2.68	855.45	1.76
Piso (-1.74) 0	552.61	3.89	362.91	0.53
Piso -1	1035.75	2.50	624.70	0.48
Piso -2	1035.75	2.50	277.87	0.22
Piso -3	1035.75	2.50	221.73	0.17

Tabela 2. 5 -Restantes cargas permanentes devido as paredes exteriores

Pisos	Pé-direito	Pp [KN/m ²]	Carga [KN/m]	60% Carga [KN/m]
Piso 0	3.89	3.20	12.45	7.47
Piso 0+	2.68		8.58	5.15
Piso Inter	3.00		9.60	5.76
Piso1	4.16		13.31	7.99
Piso2	4.23		13.54	8.12
Piso3	3.87		12.38	7.43
Piso4	3.40		10.88	6.53

2.4.2 Sobrecargas

As sobrecargas em edifícios resultam da sua ocupação e incluem a utilização normal das pessoas, de objetos, e eventos raros como por exemplo a concentração de pessoas ou de objetos.

O valor das sobrecargas consideradas são definidas pelo Quadro NA-6.2 do Anexo Nacional, de acordo com as categorias presentes na cl.6.3.1.1 do EC1.

A cobertura por ser inclinada foi classificada, como sendo uma cobertura não acessível, adotando assim a categoria H (cobertura acessível apenas para operações de manutenção e reparações) de acordo com o Quadro 6.9 do EC1.

Depois de ser classificadas as sobrecargas, recorreu-se ao Quadro 6.10 do mesmo regulamento para determinar os seus respetivos valores. Na tabela 2.6 que se segue, apresentam-se os valores das sobrecargas consideradas na elaboração do projeto e os respetivos coeficientes de combinação definidos no Quadro A1.1 do EC0.

Tabela 2. 6 - Valores das sobrecargas e os coeficientes de combinação

		Categoria	SC [KN/m ²]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cobertura Não Acessível		H	0.4	0	0	0
Piso Técnico		Técnico	5.0	0.7	0.7	0.6
Piso 5		C1	3.0	0.7	0.7	0.6
Piso 4		A	2.0	0.7	0.5	0.3
Piso 3		A	2.0	0.7	0.5	0.3
Piso 2		A	2.0	0.7	0.5	0.3
Piso 1		A	2.0	0.7	0.5	0.3
Piso Inter		A	2.0	0.7	0.5	0.3
Pisos (0 e 0+)	Restaurante	C1	3.0	0.7	0.7	0.6
	Hall de Entrada	C3	5.0	0.7	0.7	0.6
	Lojas	D	4.0	0.7	0.7	0.6
Piso-1		F	2.5	0.7	0.7	0.6
Pis-2		F	2.5	0.7	0.7	0.6
Piso-3		F	2.5	0.7	0.7	0.6
Escadas		A	3.0	0.7	0.5	0.3

2.4.3 Ação sísmica

A caracterização da ação sísmica é um processo mais complexo quando comparado com as cargas permanentes e as sobrecargas. Segundo o EC8, regulamento que reúne os princípios referentes a conceção e dimensionamento de estruturas sismo-resistentes, as estruturas devem ser projetadas de forma a garantir os critérios fundamentais presentes na cl.1.1.1, que tem por finalidade assegurar que na ocorrência de um sismo:

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

Por forma a cumprir os princípios acima referidos é necessário garantir, com um grau de fiabilidade adequado, a limitação de danos e o não colapso da estrutura, e que de acordo com a cl.2.1 do EC8-1, se traduzem nos seguintes requisitos:

- **Requisito de não ocorrência de colapso, associado ao Estado Limite Último**, que é satisfeita quando as estruturas são dimensionadas de modo a resistirem à Ação Sísmica de Projeto, sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente após ocorrência de um sismo. Tendo em consideração que os danos estruturais após os sismos possam ser bastante significativos o que faz com que a recuperação da estrutura possa não ser economicamente viável, em Portugal, para a ação sísmica de cálculo adotou-se para a ação sísmica de referência uma probabilidade de excedência de referência, PNCR, de 10% em 50 anos para a Ação Sísmica de Projeto, o que corresponde a um período de retorno de 475 anos, associado a um coeficiente de importância γ_1 para ter a conta a diferenciação da fiabilidade.
- **Requisito de limitação de danos, associado ao Estado Limite de Utilização**, que é satisfeita quando a estrutura é projetada e construída de modo a permanecer funcional após um evento sísmico com maior que a probabilidade de ocorrência do que a ação sísmica de cálculo, isto é, a estrutura deve ser projetada e concebida, de modo a garantir que no caso de ocorrência de um sismo de uma intensidade moderada os danos são reduzidos e os custos são baixos comparado com os custos da própria estrutura. Em Portugal adotou-se uma probabilidade, PNCR, de 10% em 10 anos, ou seja, uma ação com período de retorno de 95 anos. De um modo simplificado no requisito de limitação de danos aplica-se um coeficiente de redução da ação ν , que toma o valor de 0.4 para Ação Sísmica Tipo 1 e de 0.5 para Ação Sísmica Tipo 2, segundo o Anexo Nacional do EC8 cl.4.4.3.2 (2).

2.4.3.1 Tipos de ações sísmicas e Zonas Sísmicas

Tendo em consideração o modo como geram os sismos, no EC8 encontra-se dois tipos de ação sísmica designados de Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2 (cl.NA.4.2b). O Anexo Nacional obriga a consideração dos dois tipos de Ação Sísmica em Portugal Continental nas estruturas, mas apenas obriga à consideração da Ação Sísmica tipo 1 para o Arquipélago da Madeira e à consideração da Ação Sísmica tipo 2 no Arquipélago dos Açores.

A ação Sísmica Tipo 1, resulta da sismicidade interplacas associada a falha que separa as placas Africanas e Europeia, este tipo de sismo está associado a sismos de magnitude elevada, com maior duração, em que é predominante frequências baixas, é denominado de sismo afastado devido a grande distância focal (Epicentro no Atlântico).

A ação sísmica do Tipo 2, por sua vez, está associada a sismicidade intraplacas, com Epicentro situado no Território Continental ou no Arquipélago dos Açores. Este tipo de sismo é caracterizado por ser de magnitude moderada, menor duração, predominância de frequências altas e pequena distância focal.

Para quantificar a ação sísmica é necessário o valor de referência da aceleração máxima, a_{gR} , que depende da sismicidade do local onde se situará a estrutura.

A estrutura referente ao presente trabalho por se situar em Lisboa, e dado que as distâncias aos Epicentros variam consoante a ação sísmica, o Eurocódigo 8, como já tinha sido referido, impõe a consideração dos dois tipos de sismos.

Tendo em conta a localização do edifício, e de acordo com Anexo Nacional NA I do EC8, a estrutura encontra-se na zona sísmica 1.3 para a Ação Sísmica Tipo 1 e Zona 2.3 para a Ação Sísmica Tipo 2, e as acelerações máximas (a_{gR}) são as seguintes:

Tabela 2. 7 - Valores de acelerações máximas a_{gR}

Região	Zona Sísmica	$a_{gR}[m/s^2]$
Lisboa	1.3	1.5
	2.3	1.7

A figura 2.1 que se segue apresenta o zonamento definido no Anexo Nacional para Portugal continental.

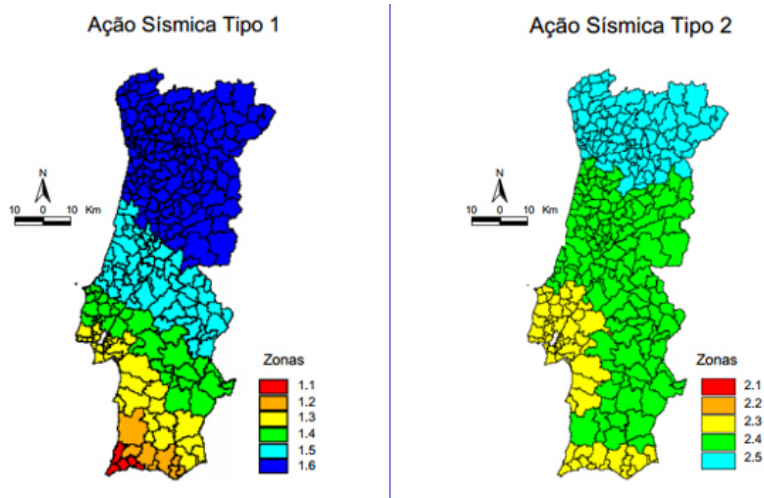


Figura 2. 1 - Zonamento sísmico de Portugal Continental [EC8]

A figura 2.2 que se segue apresenta o zonamento definido no Anexo Nacional para os Arquipélagos da Madeira e dos Açores.

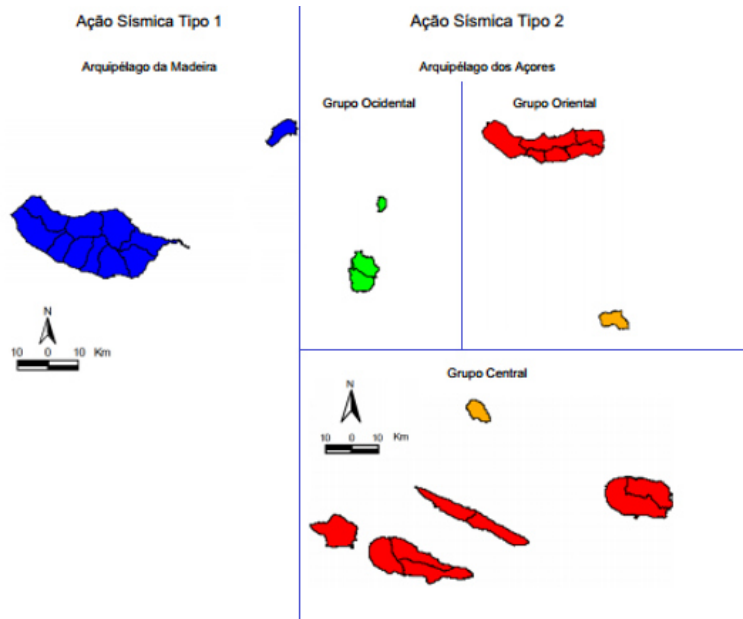


Figura 2. 2 - Zonamento sísmico nos arquipélagos da Madeira e dos Açores [EC8]

2.4.3.2 Tipos de Terreno

Para efeitos de quantificação da ação sísmica, deve-se classificar o terreno onde a estrutura será implementada. Para classificar o tipo de terreno é necessário realizar estudos de caracterização geotécnica, de modo a quantificar os parâmetros, $v_{s,30}$ (velocidade média das ondas de corte), N_{SPT} (número de pancadas do ensaio de penetração dinâmica), e C_u (resistência ao corte não drenada do solo) que definem o tipo de terreno de acordo com os perfis tipo presentes no EC8.

No presente trabalho, adotou-se um terreno do tipo C que segundo o quadro 3.1 do EC8 apresenta as seguintes características (cl.3.1.2 do EC8).

Tabela 2. 8 - Características do tipo de terreno

Tipo de Terreno	Descrição do perfil estratigráfico
C	Depósito 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

2.4.3.3 Classes de importância e aceleração à superfície

Para distinguir as diferentes categorias de edifícios deve-se ter em consideração a ocupação e a importância que estes apresentam para a proteção civil após a ocorrência de um sismo, assim e de acordo com a cl.4.2.5 do EC8, os edifícios podem ser classificados da seguinte forma:

Tabela 2. 9 - Classes de importâncias para edifícios

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

A estrutura em estudo, uma vez que se trata de um Hotel, é classificada como sendo da classe de importância II e é-lhe atribuída um coeficiente γ_I , designado de coeficiente de importância, para materializar o conceito de diferenciação de fiabilidade, e acordo com a cl. 4.2.5 (5) P do EC8, o valor γ_I para a classe de importância II é igual a 1.

Através do coeficiente de importância (γ_I) e da aceleração máxima a superfície (a_{gR}), e de acordo com a expressão [2.3], obteve-se o valor da aceleração à superfície para os dois tipos da Ação Sísmica.

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad [2.3]$$

Onde :

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície;

γ_I - coeficiente de importância;

a_{gR} - valor de referência da aceleração máxima.

Tabela 2. 10 - Valores de aceleração à superfície

Região	Zona Sísmica	a_{gR} [m/s ²]	γ_I	a_g [m/s ²]
Lisboa	1.3-Ação Sísmica tipo 1	1.5	1.0	1.5
	2.3-Ação Sísmica tipo 2	1.7	1.0	1.7

2.4.3.4 Coeficiente do Solo

Em Portugal, o valor do parâmetro S correspondente ao coeficiente do solo é determinado através das seguintes condições:

$$\begin{aligned}
 a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} \\
 1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3} \times (a_g - 1) \\
 a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 & \quad S = 1.0
 \end{aligned} \quad [2.4]$$

O valor do coeficiente do solo S, segundo os Quadros NA-3.2 e NA-3.3 (Ação Sísmica Tipo2) do EC8, está associado aos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico e ao tipo de terreno. Aplicando a expressão [2.4], obteve-se o valor do coeficiente do solo S para os dois tipos de ação sísmica. A tabela 2.11 que se segue apresenta de uma forma resumida os parâmetros relevantes, $S_{\max}$, S, T_B , T_C , e T_D para a definição dos dois tipos de ação sísmica.

Tabela 2. 11 - Resumo dos parâmetros relevantes para a definição das ações sísmicas

Ação Sísmica	Tipo de Terreno	$S_{\max}$	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
Tipo 1	Tipo C	1.60	1.50	0.10	0.60	2.0
Tipo 2		1.60	1.46	0.10	0.25	2.0

2.4.3.5 Espectro de resposta horizontal para a ação sísmica

O EC 8 na cl.3.2.2 afirma que a representação básica da ação sísmica, admite que o movimento sísmico de um dado ponto da superfície do terreno pode ser representado por um espectro designado de espectro de resposta elástico.

De modo a evitar uma análise estrutural não explícita, deve-se ter em conta a capacidade de dissipação de energia da estrutura, devido principalmente ao comportamento dúctil dos seus elementos.

Para a determinação dos efeitos sísmicos na estrutura deve-se realizar uma análise modal por espectro de resposta, utilizando um modelo linear e o espectro de resposta de cálculo de modo a ter em consideração o comportamento dúctil dos elementos estruturais (método de referência), sendo este método o adotado no presente projeto (cl.4.3.3.1 do EC8).

Para quantificar o espectro de cálculo deve-se introduzir o coeficiente de comportamento q , com um amortecimento viscoso de 5%, que na teoria corresponde à razão entre a força sísmica que se desenvolve em regime elástico linear e a força real instalada na estrutura durante a ocorrência de um sismo, isto é, o coeficiente de comportamento serve para ter em consideração o comportamento não linear da estrutura.

O valor do coeficiente de comportamento, uma vez que não depende só da classe de ductilidade, mas também do tipo sistema estrutural é determinado no capítulo 4, com todos os critérios impostos pelo EC8, por agora para determinação do espectro de cálculo apenas é indicado o seu valor ($q=2$).

O espectro de resposta de cálculo, com 5% de amortecimento viscoso, definido na cl.3.2.2.5 do EC8 é determinado a partir das seguintes expressões [2.5], [2.6], [2.7] e [2.8].

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

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \quad T_B \leq T \leq T_C \quad [2.6]$$

$$S_d(T) = \max \left\{ a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C}{T} \right]; \beta \times a_g \right\} \quad T_C \leq T \leq T_D \quad [2.7]$$

$$S_d(T) = \max \left\{ a_g \times S \times \frac{2.5}{q} \times \left[\frac{T_C \times T_D}{T^2} \right]; \beta \times a_g \right\} \quad T_D \leq T \quad [2.8]$$

Onde:

S_d - espectro de cálculo (m/s^2);

T - período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);

a_g - valor de cálculo da aceleração à superfície para o terreno do tipo C (m/s^2);

T_B - limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_c - limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);

T_D - valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);

S - coeficiente de solo;

β - coeficiente correspondente ao limite inferior do espectro de cálculo horizontal ($\beta=0.2$ valor recomendado);

q - coeficiente de comportamento.

A figura 2.3 que se segue, apresenta os espectros de cálculo correspondentes aos dois tipos da Ação Sísmica Regulamentares, para a componente horizontal, utilizados na análise sísmica do edifício em estudo.

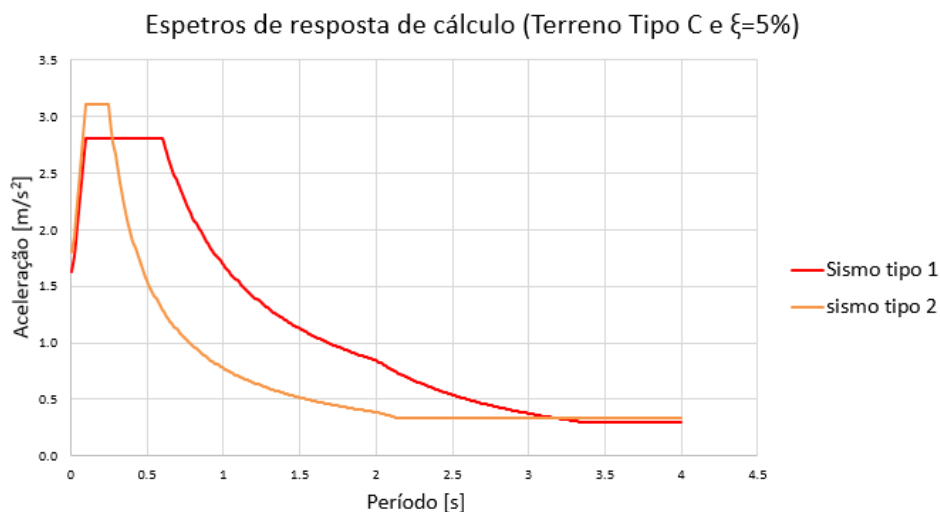


Figura 2. 3 - Espectros de resposta (horizontal) de cálculo [Terreno Tipo C e $\xi=5\%$]

2.4.3.6 Espectro de resposta vertical da ação sísmica

De acordo com a cl.4.3.3.5.2 do EC8, se o valor da aceleração a_{vg} (valor de cálculo da aceleração à superfície do terreno na direção vertical) for superior a $2.5 m/s^2$, deve-se considerar a componente vertical da ação sísmica definida em 3.2.2.3, perante os seguintes casos:

- Elementos horizontais ou quase horizontais com vãos ≥ 20 m;
- Elementos horizontais ou quase horizontais em consola com mais de 5 m de comprimento;
- Elementos pré- esforçados horizontais ou quase horizontais;
- Vigas que suportam pilares e estruturas com isolamento de base.

Em Portugal, para definição dos espectros de resposta elásticos verticais correspondentes aos dois tipos da Ação Sísmica Regulamentar, devem-se adotar os valores da tabela 2.12, conforme se apresenta no Quadro 3.4 do anexo Nacional do EC8.

Tabela 2. 12 - Parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos verticais

Ação Sísmica	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipo 1	0.75	0.05	0.25	1.0
Tipo2	0.95	0.05	0.15	1.0

Deste modo, e para averiguar se é necessário considerar a componente vertical dos espectros de cálculo, os valores de a_{vg} obtidos são apresentados na tabela 2.13.

Tabela 2. 13 - Aceleração à superfície do terreno na direção vertical para os dois tipos sísmos

Ação Sísmica	a_{vg}/a_g	a_g [m/s ²]	a_{vg} [m/s ²]
Tipo 1	0.75	1.50	1.13
Tipo2	0.95	1.70	1.62

Pelos valores obtidos e devido a inexistência dos casos anteriormente descritos, conclui-se que não é necessário considerar a componente vertical da ação sísmica, para nenhum dos tipos de sísmos, uma vez que ambos os valores de a_{vg} obtidos são inferiores a 2.5 m/s².

2.4.4 Vento

As ações devido ao vento não foram consideradas, nesse projeto, pelo fato da ação sísmica ser condicionante neste tipo de estrutura.

2.4.5 Temperatura

As variações de temperatura, foram desprezadas neste projeto, devido às dimensões em planta do edifício.

2.5 Combinações de Ações

Para o dimensionamento da estrutura recorreu-se às combinações de ações dispostas nos Eurocódigos, de modo a definir os Estados Limites Últimos e os Estados Limites de Utilização necessários para verificar a segurança estrutural.

2.5.1 Estados Limites Últimos

- Combinação Fundamental para situações de projeto persistentes ou transitórias (cl.6.4.3.2 do EC0);

$$Ed = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right\} j \geq i; i > 1 \quad [2.9]$$

- Combinação Fundamental para o estado limite Geo, associado a deformação a rotura ou deformação excessiva do terreno (cl.6.4.3.2 do EC0), deve-se considerar a menos favorável;

$$Ed = E \left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \times \gamma_{G,j} \times G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \times Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \end{array} \right\} j \geq i; i > 1 \quad [2.10]$$

- Combinação Sísmica para situações de projeto sísmica (cl.6.4.3.4 do EC0);

$$Ed = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right\} j \geq i; i > 1 \quad [2.11]$$

Ao quantificar a ação sísmica, pretende-se que os efeitos da sua inércia, sejam avaliados tendo em conta a presença das massas associadas a todas as forças gravíticas que resultam na seguinte combinação de ações (cl.3.2.4 (2) do EC8):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \times Q_{k,i} \quad [2.12]$$

O coeficiente $\psi_{E,i}$, é determinado através da expressão [2.13], e o φ é obtido através do quadro 4.2 do EC8. Neste projeto e para efeitos de cálculo foi utilizado um $\varphi = 0.8$, que corresponde a edifícios com pisos e ocupação correlacionados.

$$\psi_{E,i} = \varphi \times \psi_{2,i} \quad [2.13]$$

2.5.2 Estados Limites Utilização

- Combinação Quase Permanente (cl.6.5.3 (c) do EC0);

$$Ed = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \right\} \quad j \geq i; i > 1 \quad [2.14]$$

- Combinação Característica (cl.6.5.3(a) do EC0).

$$Ed = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \times Q_{k,i} \right\} \quad j \geq i; i > 1 \quad [2.15]$$

Onde :

$\gamma_{G,j}$ - 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 de uma 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.

Os coeficientes parciais foram definidos de acordo com a Quadro A1.2 (B) do EC0.

Tabela 2. 14 - Coeficientes parciais de segurança

Coeficientes Parciais de segurança	
γ_G	1.35
γ_Q	1.5

3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Inicialmente na fase de concepção do presente projeto, começou-se por analisar as plantas e os alçados do Projeto de Arquitetura, definindo a posição dos elementos estruturais a serem implementados, depois, procedeu-se ao pré-dimensionamento desses vários elementos para ter uma noção das dimensões (espessura da laje, altura das vigas, dimensão em planta dos pilares e dos elementos de fundação), necessárias de modo a definir as seções durante o processo de modelação da estrutura.

Em seguida apresenta-se a sequência adotada para realização do pré-dimensionamento.

3.1 Lajes e escadas

3.1.1 Lajes dos pisos e das rampas

Em relação as lajes optou-se por lajes fungiformes maciças para os pisos e lajes maciças vigadas para as rampas de acesso ao estacionamento, pelo que as regras de pré-dimensionamento adotadas foram as seguintes:

- Para as lajes fungiformes maciças, depois da análise dos vãos, procedeu-se a determinação da espessura através da expressão [3.1];

$$d \geq \frac{L_{\text{maior vão}}}{24 \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad [3.1]$$

Onde:

f_{yk} – valor característico da tensão de cedência à tração do aço das armaduras de betão armado

- Para as lajes maciças vigadas para as rampas destinadas ao estacionamento, a espessura foi determinada com base na expressão [3.2].

$$d \geq \frac{L_{\text{menor vão}}}{20 \times \frac{500}{f_{yk}}} \quad [3.2]$$

Aplicando as expressões [3.1] e [3.2], e para o vão maior de 8 metros correspondente as lajes fungiformes e de 5 metros as lajes de rampa obtiveram-se espessuras de 30 cm e 25 cm respetivamente e que se revelam compatíveis com o Projeto de Arquitetura.

3.1.2 Escadas

A espessura das lajes das escadas foi determinada através da seguinte expressão:

$$d = \frac{L}{25 \text{ a } 30} \quad [3.3]$$

Em relação as escadas, obteve-se uma espessura de 0.20 m. As escadas não foram incluídas no modelo global da estrutura, e para contabilizar as suas ações de modo a simular a sua existência, aplicou-se ao nível de cada piso as cargas equivalentes.

3.2 Vigas

No pré-dimensionamento das vigas começou-se inicialmente, por medir os vãos a vencer. Em relação à largura das vigas, esta foi condicionada pela espessura das paredes e pilares, e para obter uma estimativa relativamente a altura das vigas foi utilizada a seguinte expressão:

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad \text{e} \quad h \geq 1.5 \times d \quad [3.4]$$

Onde :

L – representa o vão a vencer;

d – representa a espessura da laje.

Da expressão anterior, resultam três seções a atribuir as vigas:

- 0.3x0.5 m² para as vigas periféricas das lajes fungiformes;
- 0.2x0.65 m² para as vigas que constituem a rampa do acesso ao estacionamento;
- 0.2x1.0 m² para as vigas internas que suportam as lojas no piso 0 e parte do piso intermédio, embora apresentem uma grande altura, estas vigas foram concebidas de modo a ficarem embutida nas paredes de alvenaria que as acompanham.

3.3 Pilares

No pré-dimensionamento dos elementos verticais, inicialmente começou-se por identificar as áreas de influência de cada elemento vertical (Método Simplificado). Após terem sido definido as lajes e as vigas foi possível estimar o carregamento a que cada elemento estaria sujeito, isto é, calculou-se o esforço axial nos elementos verticais para a combinação fundamental correspondente ao Estado Limite Último.

Com base nos valores obtidos procedeu-se ao cálculo das seções, tendo em consideração que segundo a cl.5.1.2 do EC8, o esforço reduzido nos pilares não deve exceder os 0.65 e nem deve ser inferior a 0.10. Para determinar a seção dos pilares utilizou-se a seguinte expressão:

$$A_c \geq \frac{N_{sd}}{v \times f_{cd}} \quad [3.5]$$

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c \times f_{cd}} \quad \text{e} \quad 0.1 \leq v \leq 0.65 \quad [3.6]$$

Onde :

A_c – Área do pilar;

N_{sd} – Esforço normal calculado para cada pilar;

v – Esforço normal reduzido.

3.4 Sapatas

Em relação aos elementos de fundação, neste projeto admite-se que o terreno apresenta características razoáveis, devido ao valor da tensão admissível no solo de suporte. Por isso recorre-se a uma solução de fundações diretas preconizada por sapatas isoladas interligadas por vigas de fundação.

O pré-dimensionamento das sapatas isoladas trata-se de um processo iterativo, onde se arbitram as dimensões das sapatas, de modo a obter uma tensão que garante a segurança dos elementos estruturais e consequentemente da estrutura.

Deste modo pretende-se que as sapatas possuam dimensões mínimas necessárias para não provocar o sobredimensionamento, e nem provoquem uma tensão no solo superior ao seu valor admissível, que se considera de 350 Kpa (valor admitido com base nas características do solo de fundação fornecidas pelo relatório geotécnico).

Dito isto, e para o dimensionamento dos elementos de fundação utilizou-se a seguinte expressão:

$$A_{\min} \geq \frac{N_{\text{pilar ou parede}}}{\sigma_{\text{adm}}} \quad [3.7]$$

Nota: As dimensões dos elementos estruturais, pilares, paredes, vigas e lajes encontram-se no Anexo A. Relativamente as dimensões das sapatas, essas encontram-se no Anexo N.

4. CONCEÇÃO ESTRUTURAL PARA A AÇÃO SÍSMICA

De acordo com EC8, a melhor resposta ao sismo de um edifício é atingida, quando este possui determinadas características que permitem uma simples e clara resposta estrutural, e consequentemente um desempenho mais adequado face as acelerações impostas pelos sismos.

Em regiões suscetíveis à ação sísmica aquando da conceção do projeto devem-se ter em consideração certos princípios básicos a considerar, de modo que a estrutura satisfaça os critérios impostos pelo EC8, garantindo a não formação de mecanismos de rotura que coloquem em causa a integridade da estrutura.

Neste capítulo são apresentados os aspetos a ter em consideração durante a conceção de estruturas sismo-resistentes, assim como os aspetos a serem considerados na classificação da regularidade estrutural.

4.1 Princípios básicos de conceção estrutural

Nos parágrafos que se seguem abordam-se os princípios mais relevantes para que a estrutura apresente um bom comportamento estrutural de acordo com o EC8.

Simplicidade Estrutural - É necessário que haja trajetos diretos e claros para a transmissão das forças sísmicas, que resultem na simplicidade da modelação, análise, dimensionamento e pormenorização, tornando o comportamento sísmico mais fiável (cl.4.2.1.1 do EC8).

Uniformidade, Simetria e Redundância - Caracterizada pela distribuição regular e equilibrada dos elementos estruturais permitindo transmissões curtas e diretas das forças de inércia relacionadas com as massas distribuídas que integram o edifício, isto porque a uniformidade em altura e em planta permite assegurar uma resposta satisfatória a ação sísmica. A simetria porque minimiza os movimentos de rotação dos pisos no seu plano, e por fim a redundância que permite uma distribuição de esforços pelos elementos e o aumento da capacidade de dissipação de energia (cl.4.2.1.1 do EC8).

Rigidez e Resistência bidirecionais - Deriva da necessidade de uma estrutura ser capaz de resistir às ações sísmicas em qualquer direção, uma vez que ação sísmica é um fenómeno multidirecional, e para cumprir esse princípio basta, por exemplo, dispor os elementos verticais em planta de acordo com um padrão ortogonal no plano de modo que a rigidez e resistência sejam semelhantes nas duas direções (cl.4.2.1.3 do EC8).

Rigidez e resistência torsionais - Para além da resistência lateral as estruturas devem possuir uma adequada resistência e rigidez a torção, por forma a limitar possíveis movimentos torsionais que tendem a originar tensões não uniformes nos diferentes tipos de elementos estruturais (cl.4.2.1.4 do EC8).

Ação de diafragma ao nível dos pisos - Retrata a importância que as lajes têm, ao apresentarem uma rigidez adequada no seu plano, pois melhoram o comportamento da estrutura ao possibilitarem o comportamento de diafragma, uma vez que facilitam a homogeneização e compatibilização dos deslocamentos, e a redistribuição dos esforços pelos elementos verticais. De acordo com a cl.5.10 do EC8, para que uma laje maciça em betão armado possa ser considerada diafragma tem que apresentar uma espessura maior ou igual a 70 mm e possuir pelo menos a armadura mínima imposta pela EC2 em ambas as direções.

Fundações adequadas – Devem-se adotar fundações adequadas para transição das ações recebidas pela estrutura para o terreno de forma mais uniforme possível, pois possibilita o bom comportamento da estrutura perante um sismo e recomenda-se também que os elementos de fundação (sapatas) devem ser ligados por lajes ou vigas de fundação nas duas direções ortogonais, a fim de evitar que se movam independentemente, de modo a assegurar uma excitação sísmica uniforme de todo o edifício (cl.5.10 do EC8).

A adoção de vigas de fundação consiste numa boa prática uma vez que essas vigas resistem a boa parte dos momentos transmitidos pelos elementos verticais (pilares e paredes), reduzindo assim os momentos nas sapatas e consequentemente as tensões transmitidas ao solo.

4.2 Classificação dos sistemas estruturais de acordo com o EC8

Nos parágrafos seguintes apresentam-se os tipos de sistemas estruturais de acordo com a cl.5.1.2 do EC8 para estruturas de betão armado, caracterizados pela capacidade de dissipação de energia.

Sistema Parede

Sistema estrutural em que as ações verticais e horizontais são principalmente resistidas pelas paredes estruturais acopladas ou não, em que a força de corte basal suportada pelas paredes estruturais é de pelo menos 65% da força de corte total.

Paredes Acopladas

Trata-se de uma estrutura composta por duas ou mais paredes estruturais ligadas por vigas de ductilidade adequada (“Vigas de acoplamento”), capazes de reduzir em pelo menos 25 % a soma dos momentos fletores na base das paredes, caso funcionassem separadamente.

Sistema Porticado

Sistema Estrutural em que as ações verticais e horizontais são suportadas principalmente por pórticos.

Estrutura Mista

Sistema estrutural em que as ações verticais são garantidas principalmente pelos pórticos e a resistência lateral é garantida em parte pelos pórticos e a restante por paredes, sejam acopladas ou não.

Estrutura Mista Equivalente a Pórtico

Sistema misto no qual a força de corte basal absorvida pelos pórticos é superior a 50% da força de corte total.

Estrutura Mista Equivalente a Parede

Sistema misto no qual a força de corte basal absorvida pelas paredes é superior a 50% da força de corte total.

Sistema de Pêndulo Invertido

Sistema no qual 50% ou mais da massa se localiza no terço superior da altura da estrutura, ou no qual a principal dissipação de energia é assegurada por um único elemento.

Sistema Torsionalmente Flexível

Sistema misto ou de paredes que não apresenta uma rigidez de torção mínima. Segundo a cl.5.2.2.1 (6) P um sistema é classificado como torsionalmente flexível se a expressão [4.1] não for verificada, em pelo menos um dos pisos.

$$r_{x/y} \geq l_s \quad [4.1]$$

Onde :

$r_{x/y}$ - raio de torção, em x ou em y;

l_s - raio de giração da massa.

Para classificar o sistema estrutural do edifício em estudo, aplicou-se no piso 1 em cada uma das direções ortogonais (X e Y) uma força horizontal de intensidade de 1000 KN de modo a analisar a força de corte basal em ambas as direções. Acima da cave rígida, registaram-se os valores das reações horizontais nas paredes existentes na estrutura, e constatou-se que as paredes garantem uma resistência da ordem dos 82% em X e de 73% em Y, pelo que se pode concluir que a estrutura em estudo trata-se de um sistema do tipo paredes.

Neste caso e uma vez que as paredes não cumprem os requisitos presentes na cl.5.2.2.1 (3) P do EC8, o sistema estrutural não pode ser qualificado como um sistema de paredes de grande dimensão de betão fracamente armado, e em conformidade com a alínea (7) da mesma cláusula todas as paredes devem ser projetadas e pormenorizadas como paredes dúcteis.

Tabela 4. 1 - Valores em % do corte basal nas paredes

% Corte basal nas paredes [kN]	
X	Y
81.85	72.75

4.3 Elementos sísmicos primários e secundários

O EC8 define dois conjuntos de elementos estruturais, os elementos sísmicos secundários e os elementos sísmicos primários, cuja diferença entre eles, provém da capacidade resistente face a ação sísmica.

Assim e de acordo com o EC8, um elemento estrutural é definido como secundário quando não dispõe de rigidez, resistência, e capacidade suficiente, para fazer parte do sistema do edifício resistente às ações sísmicas. A contribuição dos elementos sísmicos secundários para a rigidez lateral não deve ser superior a 15% do total de todos os elementos primários. A resistência desses elementos devem ser desprezados mas, no entanto, esses elementos devem ser dimensionados e pormenorizados de acordo com o EC2, de modo a satisfazerem as solicitações gravíticas quando sujeitos aos deslocamentos provocados pela situação de projeto sísmica mais desfavorável.

Por outro lado todos os elementos sísmicos que não têm a designação de elementos sísmicos secundários, são considerados como elementos sísmicos primários.

Os elementos sísmicos primários é que garantem a resistência da estrutura face a ação sísmica, deste modo devem ser pormenorizados e dimensionados com capacidade de dissipação de energia e ductilidade e de acordo com a filosofia presente no EC8 (Seções 5 a 9).

No presente projeto, acima da cave rígida, apenas o pilar P7 foi dimensionado e pormenorizado como elemento sísmico secundário, por estar diretamente em contato com as lajes fungiformes, todos os restantes foram designados de elementos sísmicos primários. Os elementos estruturais presentes nas caves foram dimensionados de acordo com o EC2.

4.4 Critérios de Regularidade Estrutural

Para efeitos do projeto sismo-resistente, as estruturas são classificadas em regulares e não regulares de acordo com os critérios de regularidade estrutural estabelecidos no EC8.

Tendo em conta que os edifícios regulares tendem a ter um comportamento bastante melhor que os edifícios irregulares, quando sujeitos a mesma ação sísmica, e segundo o Quadro 4.1 do EC8, para a classificação da regularidade estrutural deve-se verificar a regularidade em planta e em altura, de modo a admitir simplificações necessárias ao cálculo do coeficiente de comportamento.

Tabela 4. 2 - Consequências da regularidade estrutural na análise e no cálculo sísmico

Regularidade		Simplificações admitidas		Coeficiente de comportamento
Em planta	Em Altura	Modelo	Análise elástica Linear	(para a análise linear)
Sim	Sim	Plano	Força lateral	Valor de referência
Sim	Não	Plano	Modal	Valor reduzido
Não	Sim	Espacial	Força lateral	Valor de referência
Não	Não	Espacial	Modal	Valor reduzido

Relativamente a tabela 4.2, pode-se resumir que se uma estrutura for regular em planta há possibilidade de adotar um modelo plano, e se for regular em altura pode-se utilizar um método estático equivalente, e se não for regular em altura, de acordo com a cl.5.2.2.2 (3) do EC8, deve-se reduzir o valor básico do coeficiente básico de comportamento q_0 .

Como se pode observar da tabela 4.2 a consequência da irregularidade em planta obriga à elaboração de um modelo tridimensional (frequentemente utilizado).

4.4.1 Regularidade em planta

Segundo a cl.4.2.3.2 do EC8, um edifício é classificado como regular em planta quando satisfaz, em simultâneo as seguintes condições:

- A rigidez lateral e a distribuição de massas, devem ser aproximadamente simétricas em planta, em relação aos dois eixos ortogonais;
- A configuração em planta deve ser compacta, isto é, as reentrâncias são admitidas nos casos em que os recuos não afetam a rigidez do piso, no plano. A área entre o contorno do piso e a linha poligonal convexa que o envolve não deve exceder 5% da área do piso;
- Os pisos devem ter rigidez adequada e suficiente para garantir o efeito de diafragma. Essa rigidez deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais, de modo a condicionar a deformação do piso para que este tenha um efeito reduzido na distribuição dos esforços. E devem-se analisar as formas em planta com reentrâncias.

- O edifício deve ter uma esbelteza em planta não superior a 4, calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} \quad [4.2]$$

Onde :

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

$L_{\min}$ - menor dimensão em planta do edifício
(medidas nas direções ortogonais).

- Em cada piso e nas direções ortogonais X e Y, devem-se verificar as condições [4.3] e [4.4], relativamente à excentricidade estrutural (e_0) e ao raio de torção (r):

$$e_{0i} \leq 0,30 \times r_i \quad [4.3]$$

$$r_i \geq l_s \quad [4.4]$$

$$r_i = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_i}} \quad [4.5]$$

$$l_s = \sqrt{\frac{I_p}{M_{\text{piso } i}}} \quad [4.6]$$

$$I_p = \frac{M_{\text{piso}}}{A_{\text{piso } i}} \times (I_x + I_y) \quad [4.7]$$

Onde :

e_{0i} - distância entre o centro de rigidez e o centro de massa;

r_i - raio de torção;

K_θ - rigidez de torção;

K_i - rigidez lateral na direção i;

l_s - raio de giração da massa do piso em planta;

I_p - momento polar de inércia;

$M_{\text{piso},i}$ - massa do piso i;

$A_{\text{piso},i}$ - área do piso i;

I_x e I_y - Inércia segundo os eixos x e y de cada piso i (Retiradas do Autocad).

No presente projeto, relativamente à regularidade em planta, foram realizadas essas verificações até ao piso 5, e para o cálculo da esbelteza, devido a geometria em planta do edifício utilizaram-se dimensões médias, de acordo com o piso tipo apresentado na figura que se segue.

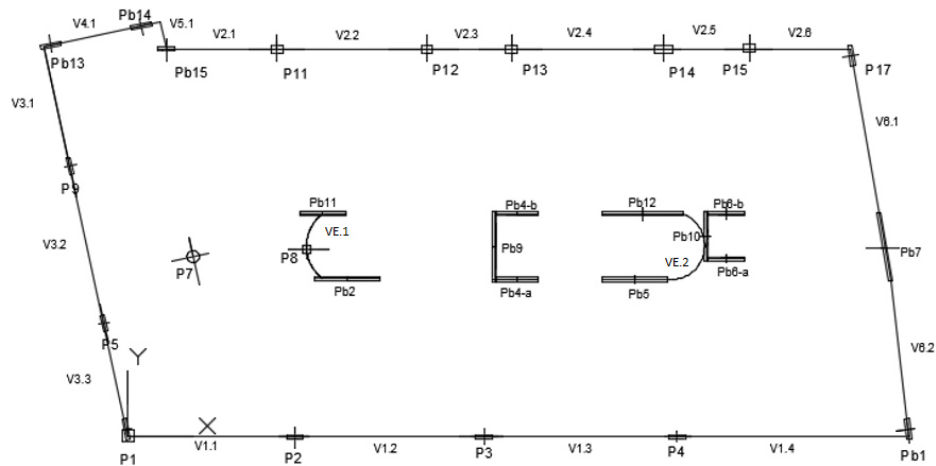


Figura 4. 1 – Piso tipo

4.4.1.1 Esbelteza

Aplicando a expressão [4.2], e pelo cálculo que se segue, conclui-se que o edifício cumpre o requisito relativamente a esbelteza.

$$\lambda = \frac{37.79}{18.76} = 2.01 < 4$$

4.4.1.2 Centro de rigidez e centro de massa

Para verificar os outros requisitos impostos pelo EC8, no que diz respeito a regularidade em planta começou-se por determinar o centro de massa e o centro de rigidez, com base nas seguintes expressões:

$$x_{CM} = \frac{\sum P_i \times x_i}{P_{total}} ; y_{CM} = \frac{\sum P_i \times y_i}{P_{total}} \quad [4.8]$$

$$x_{CR} = \frac{\sum I_{yi} \times x_i}{\sum I_y} ; y_{CR} = \frac{\sum I_{xi} \times y_i}{\sum I_x} \quad [4.9]$$

Onde:

P_i - peso do elemento i ;

P_{total} - peso total do piso;

x_i e y_i - coordenadas x e y de cada elemento i em relação ao referencial escolhido;

I_{xi} e I_{yi} - inércias de cada elemento i , segundo os eixos x e y ;

x_{CM} e y_{CM} - coordenadas do centro de massa de cada piso;

x_{CR} e y_{CR} - coordenadas do centro de rigidez de cada piso.

Para o cálculo do centro de rigidez apenas se consideraram os elementos resistentes classificados como elementos sísmicos primários. No que diz respeito ao centro de massa, as massas da cobertura e do piso técnico foram associadas ao piso 5.

Aplicando as expressões [4.8] e [4.9], obteve-se as coordenadas dos centros de massa e de rigidez ao nível de cada piso e as suas respectivas excentricidades constantes na tabela 4.3. O referencial adotado coincide com o canto inferior esquerdo em planta como se pode observar na figura 4.1.

Tabela 4. 3 - Coordenadas dos centros de rigidez e de massa de cada piso

Pisos	X_{CR} [m]	Y_{CR} [m]	X_{CM} [m]	Y_{CM} [m]	e_x [m]	e_y [m]
Piso 5	26.940	9.742	23.984	9.695	2.956	0.047
Piso 4	26.399	9.965	24.619	9.259	1.780	0.706
Piso 3	26.399	9.965	24.523	9.352	1.876	0.613
Piso 2	26.399	9.965	24.523	9.351	1.876	0.614
Piso 1	26.399	9.965	24.515	9.363	1.884	0.602
Piso Inter	26.435	10.045	24.414	6.448	2.021	3.597

4.4.1.3 Determinação dos raios de torção e de giração

De acordo com a expressão [4.5], o raio de torção r_i é determinado como sendo a raiz quadrada do quociente entre a rigidez global de torção K_θ e a rigidez global de translação K_i , considerando todos os elementos sísmicos primários. Uma vez que a rigidez global de translação depende da direção em análise, procedeu-se ao cálculo do raio de torção nas duas direções.

Para determinar a rigidez global de torção e da rigidez global de translação, no modelo de cálculo automático desenvolvido no SAP2000, aplicaram forças de 1000 kN ao nível de cada piso, nas direções X e Y , e momentos segundo o eixo Z , eixo perpendicular as direções X e Y , de 1000 kNm no centro de rigidez de cada piso.

Conhecida a força aplicada (F), do programa de cálculo automático retiraram os deslocamentos (d) devido a ação das forças e dos momentos aplicados, e através da expressão [4.10] determinaram as rigidezes (K_x , K_y e K_θ):

$$F = K \times d \Leftrightarrow K = \frac{F}{d} \quad [4.10]$$

Onde:

F- força ou momento aplicado no centro de rigidez do piso i;

K- rigidez de translação e de rotação do piso i;

d - deslocamento ou rotação do piso i.

O raio de giração de um piso I_s , de acordo com as expressões [4.6] e [4.7], foi determinado como sendo a raiz quadrada do quociente entre o momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso I_p e a massa do piso M.

A tabela 4.4 que se segue apresenta os valores obtidos resultantes da verificação das condições [4.3] e [4.4] anteriormente descritas.

Tabela 4. 4 - Verificação dos raios de torção e dos raios giração

Piso	r_x [m]	r_y [m]	I_s [m]	$r_x \geq I_s$	$r_y \geq I_s$
Piso 5	13.69	11.23	12.73	Verifica	Não verifica
Piso 4	13.14	11.19	12.18	Verifica	Não verifica
Piso 3	13.03	11.30	11.88	Verifica	Não verifica
Piso 2	13.15	11.43	11.88	Verifica	Não verifica
Piso 1	13.84	11.92	11.88	Verifica	Verifica
Piso Inter	15.72	13.54	10.81	Verifica	Verifica

Por outro lado analisando a tabela 4.4, relativamente a verificação dos raios de torção e de giração para todos os pisos da estrutura, pode-se concluir que a estrutura não confere a rigidez de torção mínima presente na cl.5.2.2.1 (6) P do EC8, pois a expressão [4.4] não se verifica em alguns pisos, isto é, a estrutura apresenta pisos onde o raio de torção é inferior ao raio de giração, o que faz com que a estrutura seja caracterizada como um sistema torsionalmente flexível.

Tabela 4. 5 - Verificação da excentricidade estrutural

Piso	e_{0x} [m]	e_{0y} [m]	$0,3 \times r_x$ [m]	$0,3 \times r_y$ [m]	$e_{0x} \leq 0,3 \times r_x$	$e_{0y} \leq 0,3 \times r_y$
Piso 5	2.956	0.047	4.107	3.369	Verifica	Verifica
Piso 4	1.780	0.706	3.943	3.357	Verifica	Verifica
Piso 3	1.876	0.613	3.908	3.390	Verifica	Verifica
Piso 2	1.876	0.614	3.946	3.430	Verifica	Verifica
Piso 1	1.884	0.602	4.153	3.575	Verifica	Verifica
Piso Inter	2.021	3.597	4.717	4.061	Verifica	Verifica

Das tabelas 4.4 e 4.5 acima apresentadas, embora a expressão [4.3] relativamente a excentricidade estrutural seja verificada em todos os pisos, a expressão [4.4] que diz respeito a verificação do raio de torção, não é verificada em alguns pisos segundo a direção Y, pelo que se conclui que a estrutura é irregular em planta.

4.4.2 Regularidade em Altura

De acordo com a cl.4.2.3.3 do EC8 um edifício é classificado como regular em altura quando satisfaz as seguintes condições:

- Todos os elementos verticais resistentes as ações laterais são contínuos desde a fundação até a cobertura;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso mantêm-se constantes ou apresentam uma redução gradual, desde a base até ao topo do edifício sem alterações bruscas;
- Em estruturas porticadas, a relação entre a resistência real e a resistência do cálculo não deverá variar desproporcionalmente entre pisos adjacentes;
- No caso de recuos de pisos em altura, estes devem apresentar os seguintes requisitos: a) Recuos sucessivos em altura, que apresentam simetria axial, não deverão ser superiores a 20% da dimensão em planta do piso inferior, na mesma direção do recuo; b) Recuo único situado a uma altura correspondente a 15% da altura total do edifício, não deverá ser superior a 50% da dimensão em planta do piso inferior. Neste caso se houver um recuo desse género, a estrutura situada no piso inferior deve ser projetada para resistir 75% da força horizontal que atuaria num edifício semelhante, sem alargamento da base; c) Recuo não simétrico, não deve ser superior a 30% da dimensão em planta do piso acima da fundação ou da cave rígida, e cada recuo não deve ser superior a 10% da dimensão do nível inferior.

O edifício apresenta um único recuo, não simétrico no piso intermédio, localizado a 15% da altura total do edifício, esse recuo não é superior a 50% da dimensão em planta do piso inferior, mas não provoca uma diminuição em planta de 30% acima da cave rígida, dito isto, conclui-se que o edifício é regular em altura.

4.5 Coeficiente de comportamento

Depois de classificar a regularidade estrutural do edifício, procedeu-se ao cálculo do coeficiente de comportamento. O coeficiente de comportamento (q), é determinado através da aplicação da expressão [4.11] presente na cl.5.2.2.2 (1) P do EC8:

$$q = q_0 \times k_w \geq 1,5 \quad [4.11]$$

O fator q_0 para edifícios regulares em altura é determinado a partir da tabela 4.6 (Quadro 5.1 do EC8) que se segue, tendo em consideração a classe de ductilidade pré-definida. Neste projeto, como já tinha sido referido, optou-se pela Classe de Ductilidade Média (DCM) por forma a conferir a capacidade de dissipação de energia através de modos de rotura dúcteis.

Uma vez que o sistema estrutural se trata de um sistema torsionalmente flexível, como já foi demonstrado na seção 4.4.1.3 do presente documento, e de acordo com a tabela 4.6, o valor básico do coeficiente de comportamento assume o valor de 2 ($q_0 = 2$).

Tabela 4. 6 - Valor básico do coeficiente de comportamento q_0

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

O coeficiente (k_w) que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes, relativamente aos elevados valores de esforços transversos na ductilidade e na capacidade de dissipação de energia é determinado de acordo com as seguintes condições:

- Para estruturas em pórticos ou mistas equivalentes a pórticos;

$$k_w = 1 \quad [4.12]$$

- Para estruturas do tipo paredes, mistas equivalentes a paredes e estruturas torsionalmente flexíveis.

$$0,5 < k_w = \frac{(1 + \alpha_0)}{3} \leq 1 \quad [4.13]$$

Por se tratar, de uma estrutura torsionalmente flexível, para a determinação do k_w , utilizou-se a expressão [4.13], em que o parâmetro α_0 , foi determinado através da seguinte forma:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad [4.14]$$

Onde :

α_0 - é esbelteza predominante das paredes do sistema estrutural;

h_{wi} - altura da parede i;

l_{wi} - comprimento da seção da parede i.

As paredes estruturais que constituem o sistema estrutural têm as características apresentadas na seguinte tabela 4.7, e aplicando a expressão [4.12], tem-se que o valor da esbelteza predominante nas paredes α_0 é de 9.98, consequentemente o valor do coeficiente que reflete o modo de rotura, K_w , é igual a 1, uma vez que o valor de K_w tem de estar dentro do intervalo regulamentar imposto pela condição [4.13].

Tabela 4. 7 - Características das paredes estruturais

Paredes	h_{wi} [m]	l_{wi} [m]	α_0
Pb1	17.94	1.50	9.98
Pb2	25.45	3.19	
Pb4-a	25.45	2.03	
Pb4-b	25.45	2.03	
Pb5	25.45	3.20	
Pb6-a	25.45	1.77	
Pb6-b	25.45	1.77	
Pb7	21.34	3.37	
Pb9	25.45	3.37	
Pb10	25.45	2.37	
Pb11	25.45	2.25	
Pb12	25.45	3.94	
Pb13	17.94	1.50	
Pb14	17.94	1.50	
Pb15	22.53	1.50	
Total	352.19	35.29	

Por fim procedeu-se ao cálculo do valor do coeficiente de comportamento (q), e uma vez que k_w é unitário, implica que $q=q_0=2$, isto é o valor do coeficiente de comportamento coincide com o seu valor básico.

4.6 Efeitos Acidentais de Torção

De acordo com a cl.4.3.2 do EC8, que diz respeito aos efeitos acidentais de torção, 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 sofrer uma deslocação de 5%, em cada direção, em relação a sua posição nominal, calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \times L_i \quad [4.15]$$

Onde :

e_{ai} - excentricidade accidental da massa do piso i em relação a sua localização nominal;

L_i - dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Para todos os pisos, calculou-se a excentricidade accidental e os respectivos valores que podem ser observados na tabela que se segue:

Tabela 4. 8 -Valores das excentricidades accidentais

Pisos	L_{ix} [m]	L_{iy} [m]	e_{aix} [m]	e_{aiy} [m]
Piso 5	37.79	18.46	1.89	0.92
Piso 4	37.79	18.46	1.89	0.92
Piso 3	37.79	18.46	1.89	0.92
Piso 2	37.79	18.46	1.89	0.92
Piso 1	37.79	18.46	1.89	0.92
Piso Inter	37.79	18.46	1.89	0.92

De acordo com a cl.4.3.3.3 do EC8, sempre que se utiliza um modelo de análise espacial, como é o caso do referido projeto, os efeitos accidentais da torção referidos anteriormente podem ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de momentos torsores M_{ai} , calculados de acordo com as seguintes expressões:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad [4.16]$$

Onde :

M_{ai} - momento torsor de eixo vertical aplicado no piso i;

e_{ai} - excentricidade accidental da massa do piso i;

F_i - força horizontal atuando no piso i.

As forças horizontais atuando em cada piso são determinadas a partir da expressão:

$$F_i = F_b \times \frac{Z_i \times m_i}{\sum Z_j \times m_j} \quad [4.17]$$

Onde :

Z_i e Z_j - alturas das massas m_i e m_j acima do nível da fundação;

F_b - força de corte na base.

As forças de corte basal a aplicar nas duas direções perpendiculares (X e Y), por sua vez, foram determinadas a partir da expressão [4.18].

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda \quad [4.18]$$

Onde :

$S_d(T_1)$ - ordenada do espectro de cálculo para o período T_1 ;

T_1 - período de vibração fundamental, na direção considerada;

m - massa total do edifício, acima da fundação;

λ - fator de correção cujo valor sé igual a 0,85 se $T_1 \leq 2T_C$, e 1 caso contrário .

A massa total do edifício acima da cave rígida é de aproximadamente 6750,81 toneladas, aplicando a expressão [4.18] obtiveram-se os valores das forças de corte na base, para as direções X e Y, para os dois tipos de sismos, que são apresentados nas tabelas 4.9 e 4.10.

Tabela 4. 9 - Forças de corte na base (Sismo1)

Sismo 1						
Direção	T_C [s]	T_1 [s]	S_d [m/s ²]	λ	F_{bx} [kN]	F_{by} [kN]
X	0.600	0.976	1.729	0.850	9921.304	9401.158
Y	0.600	1.030	1.638	0.850		

Tabela 4. 10 - Forças de corte na base (Sismo2)

Sismo 2						
Direção	T_C [s]	T_1 [s]	S_d [m/s ²]	λ	F_{bx} [kN]	F_{by} [kN]
X	0.250	0.976	0.795	1.00	5364.853	5083.589
Y	0.250	1.030	0.753	1.00		

Conhecidas as forças de corte basal, foi possível aplicar a expressão [4.17] para o cálculo das forças horizontais atuantes em cada piso, segundo cada direção. Os resultados encontram-se na seguinte tabela:

Tabela 4. 11 -Forças sísmicas horizontais em cada piso, segundo x e y (Sismos 1 e 2)

Pisos	Sismo 1		Sismo 2	
	F_{ix} [kN]	F_{iy} [kN]	F_{ix} [kN]	F_{iy} [kN]
Piso 5	3530.16	3345.08	1908.90	1808.82
Piso 4	2169.22	2055.50	1172.99	1111.49
Piso 3	1879.22	1780.70	1016.17	962.90
Piso 2	1349.44	1278.70	729.70	691.44
Piso 1	763.49	723.47	412.85	391.21
Piso Inter	229.76	217.72	124.24	117.73

Por fim, aplicou-se a expressão [4.16] e obtiveram-se os valores dos momentos torsores apresentados na tabela 4.12.

Tabela 4. 12 - Valores dos momentos torsores calculados

Pisos	Sismo 1		Sismo 2	
	M _{ai_x} [kNm]	M _{ai_y} [kNm]	M _{ai_x} [kNm]	M _{ai_y} [kNm]
Piso 5	3258.34	6320.53	1761.92	3417.77
Piso 4	2002.19	3883.86	1082.67	2100.16
Piso 3	1734.52	3364.63	937.93	1819.39
Piso 2	1245.54	2416.10	673.51	1306.48
Piso 1	704.71	1366.99	381.06	739.19
Piso Inter	212.07	411.38	114.68	222.45

De um modo conservativo, é aplicado o maior dos valores calculados, em cada piso e para cada sentido. Os valores dos momentos considerados para as combinações sísmicas são apresentados na tabela 4.13.

Tabela 4. 13 - Momentos torsores aplicados em cada piso

Pisos	Sismo 1	Sismo 2
	M _{ai} [kNm]	M _{ai} [kNm]
Piso 5	6320.53	3417.77
Piso 4	3883.86	2100.16
Piso 3	3364.63	1819.39
Piso 2	2416.10	1306.48
Piso 1	1366.99	739.19
Piso Inter	411.38	222.45

4.7 Combinação das respostas modais

De acordo com a cl.4.3.3.2 (3) P devem adotar-se métodos rigorosos para a combinação dos máximos modais quando as respostas de dois modos de vibração consecutivos não são independentes.

Neste presente trabalho, o método adotado no modelo de cálculo para a combinação modal foi a Combinação Quadrática Completa (CQC) pois garante melhores resultados para modos com frequências próprias próximas, uma vez que considera o efeito da correlação entre as respostas dos vários modos. A aplicação deste método é efetuada de acordo com a seguinte expressão:

$$E_E = \sqrt{\sum \sum \rho_{ij} E_{Ei} E_{Ej}} \quad [4.19]$$

Onde :

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 - coeficiente de correlação modal que depende de ξ e λ ;

ξ - coeficiente de amortecimento e $\lambda = \frac{T_i}{T_j}$.

4.8 Combinação direcional

De acordo com a cl.4.3.3.5.1 (1) P deve-se considerar que as componentes da ação sísmica atuam simultaneamente. Neste trabalho e segundo a cl.3.2.2.1 (3) P, a ação sísmica foi modelada por duas componentes ortogonais, assumindo-se que essas componentes são independentes e representadas pelo mesmo espectro de resposta, como se apresenta na expressão:

$$E = E_x + E_y \quad [4.20]$$

Onde :

E_x - componente da ação sísmica segundo x ;

E_y - componente da ação sísmica segundo y ;

Sendo que E_x e E_y são os valores máximos do efeito da ação sísmica durante a ocorrência de um sismo, o principal problema é que esses máximos não ocorrem simultaneamente. Para resolver essa questão, a combinação de referência para os valores máximos dos efeitos da ação sísmica proposta pelo EC8 é a combinação SRSS (Square Root of Sum of Squares), ou seja, o valor máximo do efeito da ação sísmica na estrutura devido às duas componentes horizontais (E_x e E_y), poderá ser calculada como sendo a raiz quadrada da soma dos quadrados dos esforços devidos a cada componente horizontal.

Dito isto e para a combinação direcional do sismo no presente trabalho utilizou-se o SRSS, isto é, a regra da combinação quadrática, apresentada na seguinte expressão:

$$E = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} \quad [4.21]$$

Em alternativa, o EC8 apresenta a regra conhecida como regra da combinação linear, representada pelas seguintes expressões:

$$E_x + 0,3E_y \quad [4.22]$$

$$0,3E_x + E_y \quad [4.23]$$

Onde :

"+" - combinado;

E_x - representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo x;

E_y - representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo y.

Nota: Tal como na Combinação Modal (CQC), a Combinação Direcional (SRSS) foi introduzida e definida no modelo de cálculo desenvolvido no Sap 2000.

4.9 Cálculo dos deslocamentos devido à ação sísmica

Segundo o EC8, se for efetuada uma análise linear utilizando os espectros de cálculo, como é o caso, os deslocamentos devido a ação sísmica, d_s devem ser obtidos a partir dos deslocamentos elásticos (d_e) obtidos da análise multiplicados pelo coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite ser igual a q , conforme se expressa na seguinte expressão:

$$d_s = q_q \times d_e \quad [4.24]$$

Onde :

d_s - deslocamento de um ponto do sistema estrutural devido à ação sísmica de cálculo;

q_q - 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.

Dito isto, procedeu-se à análise linear da estrutura submetida à ação sísmica baseada nos espectros de cálculo dos dois tipos de sismos, e no centro de rigidez de cada piso obtiveram-se os seguintes valores para o deslocamento d_e , apresentados na tabela 4.14.

Tabela 4. 14 - Valores dos deslocamentos devido a ação sísmica

Sismo 1				Sismo 2			
Pisos	Direção	d_e (m)	d_s (m)	Pisos	Direção	d_e (m)	d_s (m)
5_CR	x	0.050750	0.10150	5_CR	x	0.02336	0.046720
	y	0.068110	0.13622		y	0.03138	0.062760
4_CR	x	0.048560	0.09712	4_CR	x	0.02233	0.044660
	y	0.062100	0.12420		y	0.02855	0.057100
3_CR	x	0.040930	0.08186	3_CR	x	0.01885	0.037700
	y	0.051200	0.10240		y	0.02358	0.047160
2_CR	x	0.028960	0.05792	2_CR	x	0.01360	0.027200
	y	0.036030	0.07206		y	0.01684	0.033680
1_CR	x	0.016070	0.03214	1_CR	x	0.00787	0.015740
	y	0.020130	0.04026		y	0.00973	0.019460
Inter_CR	x	0.007760	0.01552	Inter_CR	x	0.00393	0.007860
	y	0.009680	0.01936		y	0.00481	0.009620

Através da tabela 4.14, pode-se observar que os deslocamentos máximos nas direções X e Y ocorrem durante a atuação da ação sísmica tipo 1.

4.10 Efeitos de 2ª Ordem

Para além de calcular os deslocamentos, é necessário verificar o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos θ , uma vez que valores muito elevados desse coeficiente indicam que a estrutura é demasiado flexível (cl.4.4.2.2 (2) do EC8). De acordo com a mesma cláusula, não é necessário considerar os efeitos de 2ª ordem globais na análise estrutural, se a condição [4.25] for satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad [4.25]$$

Onde :

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 do piso;

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 determinados, para os dois tipos de sismos segundo as direções x e y.

Tabela 4. 15 -Valores do coeficiente de sensibilidade para o sismo 1

Sismo 1 X						
Pisos	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	d_r [m]	h (m)	θ	$\theta \leq 0.1$
Piso 5	14096.03	3530.16	0.00438	3.40	0.005144	Verifica
Piso 4	24399.37	5699.38	0.01526	3.87	0.016881	Verifica
Piso 3	35780.38	7578.60	0.02394	4.23	0.026720	Verifica
Piso 2	47466.13	8928.05	0.02578	4.16	0.032947	Verifica
Piso 1	58920.06	9691.54	0.01662	3.00	0.033681	Verifica
Piso Inter	66225.44	9921.30	0.01552	2.68	0.038656	Verifica
Sismo 1 Y						
Pisos	P_{tot} (KN)	V_{tot} (KN)	d_r [m]	h (m)	θ	$\theta \leq 0.1$
Piso 5	14096.03	3345.08	0.01202	3.40	0.014898	Verifica
Piso 4	24399.37	5400.58	0.02180	3.87	0.025450	Verifica
Piso 3	35780.38	6416.75	0.03034	4.23	0.039995	Verifica
Piso 2	47466.13	7695.45	0.03180	4.16	0.047150	Verifica
Piso 1	58920.06	8418.91	0.02090	3.00	0.048756	Verifica
Piso Inter	66225.44	8636.63	0.01936	2.68	0.055393	Verifica

Tabela 4. 16 - Valores do coeficiente de sensibilidade para o sismo 2

Sismo 2 _X						
Pisos	P _{tot} (KN)	V _{tot} (KN)	d _r [m]	h(m)	θ	θ≤0.1
Piso 5	14096.03	1908.90	0.00206	3.40	0.004474	Verifica
Piso 4	24399.37	3081.89	0.00696	3.87	0.014238	Verifica
Piso 3	35780.38	4098.06	0.01050	4.23	0.021673	Verifica
Piso 2	47466.13	4827.76	0.01146	4.16	0.027085	Verifica
Piso 1	58920.06	5240.61	0.00788	3.00	0.029532	Verifica
Piso Inter	66225.44	5364.85	0.00786	2.68	0.036204	Verifica
Sismo 2 _Y						
Pisos	P _{tot} (KN)	V _{tot} (KN)	d _r [m]	h(m)	θ	θ≤0.1
Piso 5	14096.03	1808.82	0.00566	3.40	0.012973	Verifica
Piso 4	24399.37	2920.31	0.00994	3.87	0.021460	Verifica
Piso 3	35780.38	3883.21	0.01348	4.23	0.029363	Verifica
Piso 2	47466.13	4574.65	0.01422	4.16	0.035468	Verifica
Piso 1	58920.06	4965.86	0.00984	3.00	0.038917	Verifica
Piso Inter	66225.44	5083.59	0.00962	2.68	0.046762	Verifica

Pelos valores obtidos, uma vez que o coeficiente de sensibilidade é inferior a 0.1, conclui-se que os efeitos de 2ª ordem podem ser desprezados.

5. MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL

Depois de proceder ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais e da classificação do sistema estrutural, efetuou-se a modelação da estrutura afim de proceder à análise estrutural. A modelação da estrutura, como já foi referida ao longo do presente trabalho, foi realizada no programa de cálculo estrutural, denominado de SAP 2000 v.17, desenvolvido pela “*Computers and Structures*”, para além de fornecer dados necessários para a análise estrutural, permite efetuar uma análise modal por espectro de resposta.

5.1 Modelação Estrutural

Durante o processo de modelação foi necessário efetuar algumas simplificações, e aproximações, por forma a traduzir melhor o comportamento real da estrutura.

5.1.1 Materiais

Inicialmente, começou-se por definir os materiais estruturais, nomeadamente o betão C30/37 e o aço A400 NR SD, de acordo com as suas características.

5.1.2 Elementos de barras “Tipo Frame”

Após a definição dos materiais, procedeu-se a definição das seções dos elementos de barra designados elementos “Frames” e de acordo com cl.4.3.1 (6) e (7), para contabilizar o efeito da fendilhação, nos elementos de barra fez-se uma redução em 50% da rigidez elástica à flexão e ao esforço transversal, nas duas direções. Nas vigas, por sua vez, foi-lhes retirada a resistência à torção. Dito isto, foram definidos os elementos de barra (pilares, paredes e vigas).

Em alguns elementos estruturais tipos “Frame”, nomeadamente pilares, houve a necessidade de alterar as seções, de modo a ter uma seção que receba uma área de armadura que não exceda a área em 4%, alterando assim as dimensões definidas no pré-dimensionamento. Alguns pilares passaram a designação de paredes devido às novas dimensões.

5.1.3 Elementos de Superfície “Tipo Shell”

As lajes e os muros de contenção foram modeladas através de elementos de casca, designados por elementos “Shell”. De modo a considerar os efeitos da deformação por corte transversal, utilizou-se a opção “Thick”, em vez de “Thin”, pois essa opção tende a apresentar resultados mais precisos uma vez que contabiliza os efeitos provocados pelo esforço transversal. Na componente de torção M12 assume-se um valor aproximadamente nulo de modo a condicionar os momentos de flexão nas lajes.

5.1.4 Apoios

Depois da introdução e modelação dos elementos de barra e de superfície, na base dos pilares e das paredes dúcteis foram considerados apoios fixos rotulados. Para permitir que os momentos transmitidos às vigas de fundação sejam absorvidos por estas, de modo a obter os esforços axiais corretos para o cálculo dos elementos de fundação (Sapatas).

5.1.5 Cargas e combinações de ações

Relativamente as cargas, estas foram definidas e colocadas nas lajes e nas vigas. Foram introduzidos os espectros de resposta para os dois tipos de sismos considerados. Por fim definiram-se as combinações de ações e procedeu-se a análise estrutural.

5.1.6 Elementos sísmicos secundários

No pilar (P7), acima da cave rígida, por se tratar de um pilar secundário, foi rotulado de modo a não resistir aos momentos fletores, através da opção “Release”.

5.1.7 Dimensionamento e pormenorização das armaduras

Relativamente ao dimensionamento e pormenorização das armaduras necessárias para a verificação dos Estados Limites impostos pelos Eurocódigos Estruturais, uma vez que o SAP 2000 realiza os cálculos com base no “Capacity Design”, através da opção “Start concrete Design/Check of structure”, foram verificadas as armaduras necessárias e pormenorizadas de acordo com os requisitos impostos pelos Eurocódigos Estruturais.

5.2 Análise Modal por Espectro de Resposta

Após a modelação, dado a necessidade de analisar o comportamento da estrutura devido a ação sísmica, e de acordo com a cl.4.3.3.1 (2) P do EC8, utilizou-se um modelo elástico linear e os espectros de cálculos, definido em 2.4.3.5 do presente trabalho, para efetuar uma análise modal por espectro de resposta (Método de Referência do EC8). No entanto, e de acordo com a cl.4.3.3 do EC8, os métodos de análise propostos, não se restringem apenas a este, pois existem outros métodos de análise viáveis.

Nesta análise, e de acordo com a cl.4.3.3.3.1 (2) e (3) do EC8, deve-se considerar a participação de todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta global da estrutura.

Assim, e de modo a satisfazer o referido requisito, deve-se considerar todos os modos cuja soma representa uma participação de, pelo menos, 90% da massa total da estrutura ou os modos que mobilizam mais de 5% da massa total.

Neste trabalho, inicialmente foram analisados 50 modos de vibração de forma a acumular os 90% da massa efetiva, mas esses modos não foram suficientes para mobilizar tal percentagem (devido aos vários elementos tipo Shell), que eram descontínuos nomeadamente nas caves, e no piso intermédio.

Na tabela que se segue são apresentados os modos e os respetivos fatores de participação modal obtidos do programa de cálculo.

Tabela 5. 1 - Modos de vibração e fatores de participação modal

Modo	Período [s]	UX[%]	UY[%]	RZ[%]	ΣUX[%]	ΣUY[%]	ΣRZ[%]
1	1.630	1.58E-05	0.01561	0.2295	1.58E-05	0.016	0.230
2	1.031	0.00014	0.49457	0.00554	0.00016	0.510	0.235
3	0.976	0.42366	0.00012	0.00797	0.42382	0.510	0.243
...	...	...	...	...	...	...	...
11	0.207	0.06447	0.00273	0.06678	0.6152	0.614	0.330
12	0.186	2.31E-06	1.13E-09	1.31E-05	0.6152	0.614	0.330
...	...	...	...	...	...	...	...
49	0.118	1.68E-05	6.5E-05	1.18E-07	0.61909	0.684	0.342
50	0.117	3.36E-05	0.00113	7.29E-05	0.61912	0.685	0.342

Da tabela 5.1, observa-se que até ao quinquagésimo modo de vibração o valor acumulado em cada uma das duas direções ortogonais X e Y não excede os 70%. De modo a verificar a cl.4.3.3.3.1 (2) e (3) do EC8 e de acordo com o Anexo C apenas é necessário 12 modos de vibração para realizar a análise dinâmica da estrutura.

No edifício em estudo, a rigidez não está simetricamente distribuída (edifício torsionalmente flexível), e daí o surgimento do modo de torção como primeiro modo de vibração.

A estrutura apresenta uma contribuição significativa dos modos de torção (estrutura torsionalmente flexível), e de acordo com a cl.4.3.3.3.1 (5) do EC8, deve-se considerar uma análise espacial com um número mínimo (k) de modos que satisfazem as seguintes condições:

$$k \geq 3 \times \sqrt{n} \quad [5.1]$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad [5.2]$$

Onde :

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 a tabela 5.1, o 1º modo obtido da análise modal trata-se de um modo de torção, o segundo modo corresponde a translação em Y (Modo segundo o eixo Y) e o terceiro modo corresponde a translação em X. Uma vez que a estrutura apresenta o modo de torção como o 1º modo de vibração, o segundo modo (translação em Y) foi o associado ao período fundamental (1º período).

Para averiguar as condições [5.1] e [5.2], obtiveram-se os valores apresentados na tabela 5.2.

Tabela 5. 2 - Verificação dos modos de vibração necessários

k	n	$3 \times \sqrt{n}$	T_{12}
12	8	8.485	0.118

De acordo com a tabela anterior, conclui-se que os 12 modos utilizados satisfazem as condições [5.1] e [5.2].

6. DIMENSIONAMENTO

Neste projeto, como já tinha sido referido, o dimensionamento dos diversos elementos estruturais foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático “SAP 2000”. No entanto, neste capítulo, apresentam-se as regras de dimensionamento impostas pelos Eurocódigos 2 e 8, acompanhados com cálculos exemplificativos para cada tipo de elemento estrutural.

De modo a verificar a segurança estrutural, os estados limites de acordo com o EC0, podem ser divididos em:

- Estados limites últimos (ELU), são estados associados a danos graves, colapso ou a qualquer forma de rotura estrutural, que colocam em risco a segurança da estrutura, mas sobretudo, a segurança das pessoas;
- Estados limites de serviço (ELS), são estados associados a danos pouco severos, que não implicam a desativação da estrutura, trata-se de danos ao nível do aspeto da estrutura do conforto das pessoas ou do seu funcionamento.

6.1 Análise dos Estados Limites Últimos

Neste ponto do presente trabalho é feita a análise e a verificação relativamente aos Estados Limites Últimos para cada tipo de elemento estrutural, com a finalidade de garantir o requisito da não ocorrência de colapso, de acordo com as prescrições definidas nos Eurocódigos.

O dimensionamento dos elementos estruturais foi feito com base no método designado “Capacity Design” (Capacidade Real), trata-se de um método de cálculo que procura garantir estruturas com capacidade de dissipação de energia e ductilidade adequada, de modo a resistirem às grandes deformações impostas pela ação sísmica em regime plástico.

Este método garante um comportamento estrutural dúctil com grande capacidade dissipativa de energia, evitando roturas frágeis e mecanismos que possam originar o colapso.

Os esforços atuantes e as armaduras necessárias para garantir a segurança estrutural são determinados pelo programa de cálculo, em seguida, procede-se a pormenorização, com áreas de armaduras necessárias e suficientes, e os seus respetivos valores resistentes, para verificar o estado limite em causa.

6.1.1 Regras Gerais para o Dimensionamento

De acordo com o EC2 e o EC8, ao realizar o dimensionamento estrutural devem-se ter em consideração os valores mínimos e máximos de armaduras, e nas pormenorizações dos diversos elementos estruturais, é necessário respeitar os seguintes requisitos:

- Recobrimento de armaduras;
- Distância mínimas entre varões;
- Distâncias mínimas de dobragem;
- Comprimentos de amarração;
- Amarração de armaduras transversais;
- Comprimento de emenda de armaduras.

6.1.1.1 Recobrimento de armaduras

Relativamente às Classes de exposição, dos elementos estruturais, de seguida é apresentada uma tabela com os elementos estruturais e as respetivas classes de exposição, em função das condições ambientais a que ficarão sujeitos após a conceção do edifício em estudo (cl.4.4.1.2 do EC2).

Tabela 6. 1 - Classes de exposição

Elemento Estrutural	Designação da classe de exposição	Descrição do ambiente
Lajes, pilares, paredes e vigas	XC1	Seco ou permanentemente húmido
Sapatas, vigas de fundação e muro de contenção	XC2	Húmido, raramente seco

De acordo com o EC2, uma vez que os elementos estruturais ficarão sujeitos à condições ambientais diferentes, deve-se estabelecer um recobrimento mínimo (C_{min}), a adotar, de modo a garantir a transmissão eficaz das forças de aderência, proteção do aço contra a corrosão e uma adequada resistência ao fogo. Esse valor de recobrimento mínimo é determinado de acordo com a seguinte expressão:

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

Onde :

$C_{min,b}$ - recobrimento mínimo para os requisitos de aderência (4.4.1.2(3) do EC2);

$C_{min,dur}$ - recobrimento mínimo relativo às condições ambientais (4.4.1.2(5) do EC2);

$\Delta C_{dur,\gamma}$ - margem de segurança (4.4.1.2(6) do EC2);

$\Delta C_{dur,st}$ - redução do recobrimento no caso de utilização de aço inoxidável (4.4.1.2(7) do EC2);

$\Delta C_{dur,add}$ - redução do recobrimento mínimo no caso de proteção adicional (4.4.1.2(8) do EC2);

Na ausência de outras especificações e de acordo com o EC2, os valores de $\Delta C_{dur,\gamma}$, $\Delta C_{dur,st}$ e $\Delta C_{dur,add}$ podem ser considerados nulos, podendo a expressão [6.1] ser escrita de forma simplificada (cl.4.4.1.2):

$$C_{min} = \max \{C_{min,b}; C_{min,dur}; 10 \text{ mm}\} \quad [6.2]$$

O recobrimento mínimo para os requisitos de aderência $C_{min,b}$, assume o valor do diâmetro quando os varões estão isolados e corresponde ao diâmetro equivalente quando os varões estão agrupados (Quadro 4.2 do EC2 (cl.4.4.1.2)).

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

O recobrimento nominal, C_{nom} , é determinado de acordo com a expressão [6.3].

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad [6.3]$$

Onde :

C_{nom} - recobrimento nominal;

ΔC_{dev} - margem de cálculo para tolerâncias, o valor recomendado em Portugal é 10 mm.

A tabela 6.2, que se segue, apresenta os valores do recobrimento para os diversos elementos estruturais:

Tabela 6. 2 - Valores do recobrimento nominal

Elementos Estruturais	$C_{min,b}$ [mm]	Classe de Exposição	$C_{min,dur}$ [mm]	C_{min} [mm]	C_{nom} [mm]	C_{nom} Adotado [mm]
Lajes , vigas, pilares e paredes	Ø 12	XC1	15	15	25	30
	Ø 16			16	26	
	Ø 20			20	30	
Sapatas, vigas de fundação e muro de contenção	Ø 12	XC2	25	25	35	40
	Ø 16					
	Ø 20					
	Ø 25					

6.1.1.2 Distância mínima entre varões

De acordo com a cl.8.2 do EC2, deve-se manter uma distância mínima entre varões que permite uma betonagem adequada e uma compactação do betão satisfatória, de modo a assegurar adequadas condições de aderência. Assim sendo, a distância mínima livre (horizontal e vertical) entre varões paralelos ($d_{\min}$), é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$d_{\min} = \max \{k_1 \times \varnothing; d_g + k_2; 20 \text{ mm}\} \quad [6.4]$$

Onde :

$\varnothing$ - diâmetro do varão, em mm;

d_g - dimensão máxima do agregado, admite-se 20 mm.

k_1 - é igual a 1;

k_2 - é igual a 5.

Aplicando a expressão anterior, e tendo em consideração que o diâmetro máximo dos varões a utilizar é de 25, obteve-se o seguinte valor para a distância mínima entre varões:

$$d_{\min} = \max \{1 \times 25; 20 + 5; 20 \text{ mm}\} = 25 \text{ mm}$$

6.1.1.3 Diâmetros mínimos de dobragem de varões

O diâmetro mínimo de dobragem ($\varnothing_{m,\min}$), deverá ser limitado, de modo a evitar o aparecimento de fendas no varão assim como a rotura do betão no interior da curva do varão. Dito isto, e de acordo com o Quadro 8.1N do EC2 (cl.8.3), o diâmetro mínimo é determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$\varnothing_{m,\min} = \{4\varnothing \text{ se } \varnothing \leq 16\text{mm} \text{ ou } 7\varnothing \text{ se } \varnothing > 16\text{mm}\} \quad [6.5]$$

Onde :

$\varnothing_{m,\min}$ - diâmetro mínimo de dobragem;

$\varnothing$ - diâmetro do varão.

Os valores do diâmetro mínimo de dobragem de varões são apresentados na tabela que se segue.

Tabela 6. 3 - Diâmetros mínimos de dobragem de varões

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

6.1.1.4 Comprimentos de amarração dos varões

De acordo com as cláusulas cl.8.4.3 e cl.8.4.4 do EC2, no cálculo do comprimento de amarração (l_{bd}), é necessário ter em consideração o tipo de aço e as propriedades de aderência dos varões. Este comprimento é responsável pela transmissão das forças do varão para o betão através das forças de aderência e é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad [6.6]$$

Onde :

l_{bd} - comprimento de amarração;

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

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

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ - coeficientes em que:

α_1 - relacionado com a forma dos varões, admitindo um recobrimento adequado;

α_2 - relacionado com efeito do recobrimento mínimo;

α_3 - relacionado com efeito de cintagem das armaduras transversais;

α_4 - relacionado com a influência de varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração;

α_5 - relacionado com a pressão ortogonal ao plano de fendimento ao longo do comprimento de amarração.

O comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$) é determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$l_{b,rqd} = (\varnothing / 4) \times (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad [6.7]$$

$$f_{bd} = 2,25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} \quad [6.8]$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad [6.9]$$

Onde :

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

$\varnothing$ - diâmetro do varão;

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

f_{bd} - tensão de cedência;

f_{ctd} - valor de cálculo da tensão de rotura à tração;

α_{ct} - coeficiente que tem em conta os efeitos 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 á compressão de acordo com o Quadro 3.1 do EC2, para o betão C30/37, $f_{ctk,0,05} = 2$;

γ_c - coeficiente parcial de segurança relativo ao betao, $\gamma_c = 1,5$ (cl.2.4.2.4 do EC2);

η_1 e η_2 - coeficientes relacionados com as condições de aderência e com o diâmetro dos varões respetivamente de acordo com a cl.8.4.2 do EC2.

O valor de cálculo da tensão na seção do varão (σ_{sd}), para o cálculo do comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$), admite-se igual à tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado (f_{yd}), neste caso, por se tratar de um aço A400 NR o valor de tensão σ_{sd} correspondente é $\sigma_{sd} = 348$ Mpa.

Neste projeto, e de acordo com a cl.8.4.2 do EC2, assume-se que o valor do coeficiente que relaciona as condições de aderência com a posição do varão durante a betonagem (η_1), é igual à 1 ($\eta_1 = 1$). O diâmetro do varão máximo a ser utilizado é de 25 mm, o que implica que o coeficiente η_2 assume o valor de 0.7 ($\eta_2 = 0.7$).

Substituindo esses valores nas expressões [6.8], [6.9], obteve-se que:

$$f_{ctd} = (1 \times 2) / 1.5 = 1.333 \text{ MPa e } f_{bd} = 2.25 \times 1 \times 0.7 \times 1.333 = 2.1 \text{ MPa}$$

Deste modo, e aplicando a expressão [6.7], foi determinado o valor do comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$), para os varões a utilizar, apresentados na tabela 6.4.

Tabela 6. 4 - Valores para os comprimentos de amarração de referência

$\varnothing$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [m]
8	0.331
10	0.414
12	0.497
16	0.663
20	0.829
25	1.036

O comprimento de amarração mínimo ($l_{b,min}$), se não existir nenhuma outra recomendação é calculado de acordo com as seguintes expressões:

- Amarrações de varões tracionados

$$l_{b,min} \geq \max \{0.3 \times l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{mm}\} \quad [6.10]$$

- Amarrações de varões comprimidos

$$l_{b,min} \geq \max \{0.6 \times l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100\text{mm}\} \quad [6.11]$$

Aplicando as expressões [6.10] e [6.11], obteve-se os valores, apresentados na tabela 6.5, para o comprimento de amarração mínimo ($l_{b,min}$), tendo em conta as condições de amarração.

Tabela 6. 5 - Valores de comprimentos mínimos de amarração

$\varnothing[\text{mm}]$	$10\varnothing[\text{mm}]$	$0.3l_{b,rqd}[\text{m}]$	$0.6l_{b,rqd}[\text{m}]$	$[\text{mm}]$	$l_{b,min}[\text{m}]$	
					Varões tracionados	Varões comprimidos
8	80	0.099	0.199	100	0.100	0.199
10	100	0.124	0.249	100	0.124	0.249
12	120	0.149	0.298	100	0.149	0.298
16	160	0.199	0.398	100	0.199	0.398
20	200	0.249	0.497	100	0.249	0.497
25	250	0.311	0.621	100	0.311	0.621

De forma conservativa e de acordo com o Quadro 8.2 do EC8, neste projeto, admite-se que todos os coeficientes α assumem o valor unitário. Depois de efetuar os cálculos anteriores, procedeu-se a determinação do comprimento de amarração para cada tipo de varão, aplicando a expressão [6.6], obtendo os valores apresentados na tabela.

Tabela 6. 6 - Valores dos comprimentos de amarração

$\varnothing[\text{mm}]$	$l_{bd}[\text{m}]$
8	0.331
10	0.414
12	0.497
16	0.663
20	0.829
25	1.036

6.1.1.4.1 Amarração de armaduras transversais

De acordo com cl.5.6.1 do EC8, que diz respeito, as disposições relativas a amarrações e emendas, em elementos sísmicos resistentes, devem-se cumprir os seguintes requisitos:

- nas cintas utilizadas como armaduras transversais em pilares, vigas ou paredes, devem utilizar-se estribos fechados com ganchos dobrados a 135° e comprimento de amarração de $10d_{bw}$;
- nos pilares com esforço normal de tração resultante da situação sísmica de projeto , os comprimentos de amarração determinados pelo EC2 devem ser aumentados em 50%.

6.1.1.5 Sobreposição de armaduras

De acordo com a cl.8.7 do EC2, as sobreposições são realizadas de modo:

- a assegurar a transmissão dos esforços de um varão para o outro;
- a evitar que haja destacamento do betão na vizinhança das emendas;
- a evitar a ocorrência de fendas largas que prejudicam o desempenho estrutural.

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

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_4 \times \alpha_5 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad [6.12]$$

$$l_{0,min} \geq \max \{ 0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}; 15\varnothing; 200mm \} \quad [6.13]$$

Onde :

l_0 - comprimento de sobreposição;

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

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ - coeficientes determinados de acordo como Quadro 8.2 do EC2.

α_6 - coeficiente que depende da percentagem de varões emendados ;

$l_{0,min}$ - comprimento de sobreposição mínimo.

Como já tinha sido referido em 6.1.1.4 do presente trabalho, os valores dos coeficientes $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ e α_5 , assumem o valor unitário, e para o parâmetro α_6 , admitiu-se um valor de 1.5, de acordo com o Quadro 8.3 do EC2.

Utilizando a expressão [6.13], procedeu-se ao cálculo do comprimento de sobreposição mínimo, obtendo os seguintes valores apresentados na tabela:

Tabela 6. 7 - Valores do comprimento de sobreposição mínimo ($l_{0,min}$)

$\varnothing$ [mm]	$15\varnothing$ [mm]	$0.3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd}$ [m]	[mm]	$l_{0,min}$ [m]
8	120	0.149	200	0.200
10	150	0.186	200	0.200
12	180	0.224	200	0.224
16	240	0.298	200	0.298
20	300	0.373	200	0.373
25	375	0.466	200	0.466

Por fim, aplicando a expressão [6.12], obtiveram-se os valores para o comprimento de sobreposição (l_0), apresentados na tabela 6.8.

Tabela 6. 8 - Valores do comprimento de sobreposição regulamentar l_0

$\varnothing$ [mm]	$l_{b,rqd}$ [m]	l_0 [m]
8	0.35	0.45
10	0.40	0.65
12	0.50	0.75
16	0.70	1.00
20	0.85	1.25
25	1.05	1.50

Depois da análise dos aspetos gerais relativamente às disposições construtivas, torna-se possível realizar o dimensionamento dos diversos elementos estruturais, de acordo com os requisitos impostos pelos Eurocódigos 2 e 8.

Para avaliar as condições de resistência a condição [6.14] deve ser satisfeita para todos os elementos estruturais:

$$E_d \leq R_d \quad [6.14]$$

Onde :

E_d - valor de cálculo dos esforços provocados pelo efeito das ações;

R_d - resistência de cálculo correspondente a cada elemento.

6.1.2 Dimensionamento das Lajes

O edifício em estudo, como já tinha sido referido, é constituído por lajes fungiformes de espessura constante igual a 30 cm nos pisos, e lajes vigadas nas rampas de acesso ao estacionamento com uma espessura de 25 cm.

As lajes fungiformes apoiam diretamente nos pilares/paredes, o que faz com que ocorra uma grande concentração de esforços, e por isso, é necessário ter uma especial atenção no dimensionamento dessas ligações e, neste caso, devido a tipologia dessas lajes será verificada a resistência ao punçoamento.

Da ausência de vigas interiores resulta numa rigidez reduzida a ações horizontais, e por isso é necessário introduzir estruturas de contraventamento (paredes estruturais).

De acordo com a cl.9.3.1.1 (3), que remete para a cl.9.2.1.1 do EC2, o valor das quantidades de armadura mínima e máxima a adotar numa laje nas direções principais é limitada de acordo com as seguintes expressões:

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad [6.15]$$

$$A_{s,max} = 0.04 \times A_c \quad [6.16]$$

Onde :

$A_{s,min}$ - armadura mínima;

$A_{s,max}$ - armadura máxima;

f_{ctm} - valor médio da tensão de rotura do betão à tracção (Quadro 3.1 do EC2),

para o betão considerado C30/37, $f_{ctm} = 2.9$ MPa;

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

b_t - largura média tracionada, em lajes assume-se o valor de 1.0 m (desta forma a área de armaduras será por unidade de comprimento);

d - altura útil da seção transversal;

A_c - área da seção.

Como as lajes apresentam espessuras de 30 cm (lajes fungiformes) e 25 cm para as lajes vigadas, aplicando as expressões [6.15] e [6.16], obteve-se as seguintes áreas:

Tabela 6. 9 - Valores de armadura mínima e máxima para as lajes

h [m]	d [m]	b_t [m]	f_{yk} [Mpa]	f_{ctm} [Mpa]	A_c [m ²]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,max}$ [cm ² /m]
0.30	0.27	1.0	400	2.90	0.27	5.090	108.00
0.25	0.22	1.0			0.22	4.147	88.00

O EC2, na cl.9.3.1.1 (3), também impõe o espaçamento máximo entre varões, $S_{\max,slabs}$, a utilizar nas lajes de modo a controlar a fendilhação, e tem-se que:

- Para armaduras principais

$$S_{\max,slabs} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm} \quad [6.17]$$

- Para armaduras de distribuição

$$S_{\max,slabs} = 3.5 \times h \leq 450 \text{ mm} \quad [6.18]$$

Onde :

h- altura da laje.

Nas zonas onde há concentração de cargas ou zonas de momento máximo, essas disposições passam a ser:

- Para armaduras principais

$$S_{\max,slabs} = 2 \times h \leq 250 \text{ mm} \quad [6.19]$$

- Para armaduras de distribuição

$$S_{\max,slabs} = 3 \times h \leq 400 \text{ mm} \quad [6.20]$$

6.1.2.1 Verificação ao Estado Limite Último de Flexão nas Lajes

Neste projeto, a análise à flexão das lajes foi realizada com o auxílio do programa de cálculo automático, em todas as lajes admitiu-se uma malha de armadura base Ø10//0.150, em ambas as faces da laje (face superior e face inferior). Esta armadura corresponde a uma área efetiva de $5.27 \text{ cm}^2/\text{m}$, e em algumas partes das lajes, para verificar e garantir a segurança ao estado limite último de flexão, foram adicionadas armaduras complementares designadas de armaduras de reforço, sempre compatibilizando os espaçamentos entre as diferentes pormenorizações adotadas.

Nestes tipos de laje, uma vez que há uma concentração de esforços na zona dos pilares interiores, e de acordo com a cl.9.4.1 do EC2, deve-se adotar uma armadura superior com área de 0.5 da área das armaduras necessárias para resistir ao momento negativo resultante da soma dos dois semi-painéis de cada lado do pilar, distribuída numa largura de cada lado do pilar igual a 0.125 vezes o vão da laje.

Nos pilares interiores, deve-se adotar uma armadura inferior, igual ou superior a dois varões, em cada direção ortogonal e essa armadura deverá atravessar o pilar.

6.1.2.2 Verificação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso nas Lajes

De acordo com a cl.9.3.2 do EC2, uma laje com armaduras de esforço transverso deverá ter uma espessura mínima de pelo menos 200 mm. Nas regiões onde a condição [6.21] for verificada não é necessário o cálculo da armadura de esforço transverso (cl.6.2.1 (3) e (4) do EC2).

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad [6.21]$$

Onde :

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

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

Caso a expressão [6.21] seja verificada, é necessário utilizar uma armadura mínima de esforço transverso de acordo com a cl.9.2.2 do EC2. No entanto, de acordo com a mesma cláusula, essa armadura pode ser omitida, visto que as lajes consideradas são maciças (com capacidade de redistribuição de esforços).

Dito isto, e de acordo com a cl.6.2.2 (1) do EC2, para avaliar a resistência de elementos que não requerem a armadura de esforço transverso, o valor do cálculo do esforço transverso resistente é obtido através das seguintes expressões:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_l \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad [6.22]$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_l \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad [6.23]$$

Onde :

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c = 1.5} = 0.12; \quad [6.24]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm}; \quad [6.25]$$

$$k_l = 0.15;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \geq 0.2 f_{cd} \quad [6.26]$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0.02; \quad [6.27]$$

$$v_{min} = 0.035 \times k^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}; \quad [6.28]$$

Onde :

$V_{Rd,c}$ - esforço transverso resistente sem armadura de esforço transverso;

A_{sl} - área da armadura de tração prolongada $\geq (l_{bd} + d)$, para além da seção considerada;

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

A_c - área da seção transversal de betão [mm^2];

f_{ck} - tensão de rotura do betão à compressão, em Mpa (C30/37 $\Rightarrow f_{ck} = 30\text{Mpa}$).

Aplicando as expressões acima representadas para o cenário mais desfavorável onde apenas se considera uma malha de Ø10//0.150, obteve-se a seguinte tabela com os valores de esforço transverso resistente sem armadura específica para as lajes:

Tabela 6. 10 - Valores do esforço transverso resistente sem armadura específica

Lajes							
Espessura [m]	d [mm]	b_w [m]	k	v_{min} [Mpa]	A_{sl} [cm^2/m]	ρ_l	$V_{Rd,c}$ [KN/m]
0.25	220	1	1.953	0.523	5.27	0.00240	99.52
0.30	270	1	1.861	0.487	5.27	0.00195	108.66

Da análise do modelo de cálculo, uma vez que nenhum valor do esforço transverso atuante (V_{ed}) ultrapassa o valor do esforço resistente ($V_{Rd,c}$), conclui-se que em todas as lajes se verifica a segurança ao esforço transverso.

6.1.2.3 Punçoamento nas lajes

As lajes fungiformes apresentam uma boa capacidade para a redistribuição dos momentos, porém a capacidade máxima de uma laje fungiforme depende essencialmente da resistência à rotura por punçoamento.

O punçoamento é caracterizado como sendo um tipo de rotura frágil (sem aviso prévio), que resulta da interação de efeitos de corte e de flexão que ocorre nas lajes fungiformes, nas sapatas flexíveis e em qualquer laje sujeita a cargas concentradas em seções de pequena dimensão designada pelo EC2 de área carregada (A_{load}).

Dito isto, e para o dimensionamento das lajes fungiformes, é fundamental a verificação de segurança ao punçoamento na ligação pilar-laje (Zona crítica)¹ para todos os pilares interiores e exteriores, nos quais não há presença de vigas. O incorreto dimensionamento ao punçoamento poderá gerar um colapso progressivo da estrutura, uma vez que a rotura junto a um pilar implica um incremento de carga nos pilares vizinhos.

¹- Zona onde se verifica a transmissão dos efeitos de corte e de flexão na ligação pilar-laje.

De acordo com as regras de verificação ao punçoamento definidas na cl.6.4.1 do EC2, na figura 6.1 é apresentado o modelo de verificação ao estado limite último de punçoamento:

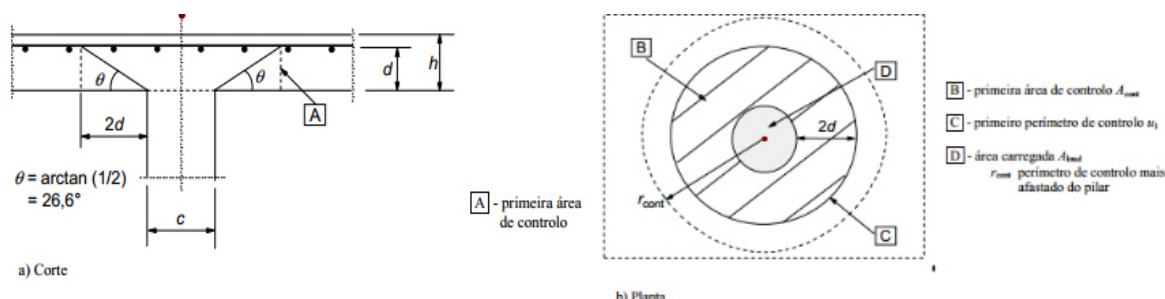


Figura 6. 1 - Modelo para a verificação ao ELU de punçoamento [EC2]

De acordo com o EC2, a resistência ao punçoamento deve ser verificada na face do pilar e no perímetro de controlo (u_1) e caso seja necessário a armadura de punçoamento, deve-se determinar o contorno ($u_{out,ef}$) a partir do qual já não seja necessária a armadura de punçoamento.

O valor do perímetro de controlo (u_1), segundo a cl.6.4.2 do EC2, é definido a uma distância igual a $2.0 d$ da área carregada (A_{load}), e o seu traçado deverá corresponder ao traçado apresentado na figura 6.2.

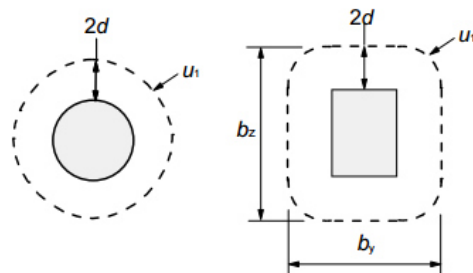


Figura 6. 2 - Perímetros de controlo típicos em torno de áreas carregadas [EC2]

Neste projeto, a resistência ao punçoamento apenas foi verificada em pilares interiores (com ausência de vigas) nas ligações laje-pilar. Na verificação à segurança ao punçoamento apenas se teve em consideração a combinação fundamental de ações.

Os pilares, em que é necessário verificar a resistência ao punçoamento, apresentam seções do tipo retangular ou circular e, de acordo com a figura 6.2, para o cálculo do perímetro de controlo, u_1 , foram utilizadas as seguintes expressões:

$$u_1 = 2a + 2b + 4\pi d \Rightarrow \text{ pilar de seção retangular} \quad [6.29]$$

$$u_1 = \pi(D + 4d) \Rightarrow \text{ pilar de seção circular} \quad [6.30]$$

Onde :

a - dimensão do pilar segundo a direção x;

b - dimensão do pilar segundo a direção y;

d - altura útil da laje.

A altura da laje admite-se constante e é calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$d_{\text{eff}} = \frac{(d_x + d_y)}{2} \quad [6.31]$$

Onde :

d_x e d_y - são as alturas úteis nas direções ortogonais.

Nas áreas carregadas junto as aberturas, se a menor distancia entre o contorno da área carregada e o bordo livre for inferior a $6d$, não se deve considerar a parte do perímetro de controlo compreendida entre as duas tangentes á abertura traçadas desde o centro da área carregada, de acordo com a figura 6.3 (cl.6.4.2 (3) do EC2).

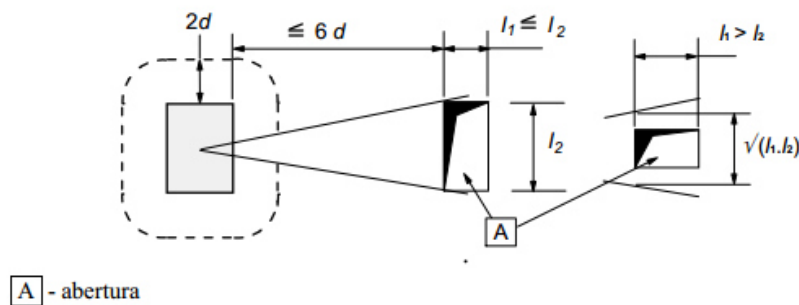


Figura 6. 3 - Perímetro de controlo junto de uma abertura [EC2]

Neste projeto verificou-se que as aberturas se encontram a uma distância superior a $6d$ dos pilares interiores e por isso não é necessário considerá-las na verificação da segurança ao punçoamento.

De acordo com a cl.6.4.3 (2) do EC2, para verificar a segurança ao ELU de punçoamento no perímetro do pilar ou no perímetro da área carregada não se deve exceder o valor máximo de tensão de corte por punçoamento, isto é, a condição 6.32 deve ser satisfeita:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} \quad [6.32]$$

Através das condições [6.33] e [6.34], pode-se verificar a necessidade de utilizar armaduras de punçoamento.

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \Rightarrow \text{não é necessário armaduras de punçoamento} \quad [6.33]$$

$$v_{Ed} > v_{Rd,c} \Rightarrow \text{é necessário armaduras de punçoamento} \quad [6.34]$$

Onde:

v_{Ed} - valor da tensão máxima de punçoamento;

$v_{Rd,c}$ - valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento ao longo da seção de controlo considerada;

$v_{Rd,max}$ - valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento ao longo da seção de controlo considerada;

O valor de cálculo da resistência ao punçoamento $v_{Rd,c}$, de acordo com a cl.6.4.4 (1) do EC2, é obtido através da seguinte expressão:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \times k \times (100 \times \rho_l \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp} \quad [6.35]$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm}; \quad [6.36]$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} + \rho_{ly}} \leq 0.02; \quad [6.37]$$

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cx}) / 2 \quad [6.38]$$

Onde :

d - altura útil da laje;

$k_1 = 0.1$;

$C_{Rd,c} = 0.12$;

ρ_{lx} e ρ_{ly} - armaduras de tração aderentes nas duas direções x e y devem ser calculados como valores médios numa largura da laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

σ_{cy} , σ_{cx} - tensões normais no betão na seção crítica nas direções x e y ;

As tensões σ_{cy} e σ_{cx} não foram consideradas, normalmente são consideradas em lajes pré-esforçadas.

A tensão máxima de punçoamento v_{Ed} , por sua vez é obtida através da seguinte expressão (cl.6.4.3 (c) do EC8):

$$v_{Ed} = \frac{\beta \times V_{Ed}}{u_o \times d} \leq V_{Rd,max} \quad [6.39]$$

Em que :

$$V_{Rd,max} = 0.5 \times v \times f_{cd} \quad [6.40]$$

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) - f_{ck} [\text{Mpa}], \quad (v = 0.528) \quad [6.41]$$

O valor do fator de agravamento, β , devido à excentricidade (transmissão de momentos entre a laje e o pilar) assume o valor unitário nos casos de punçoamento centrado e nas situações de punçoamento excêntrico, em pilares interiores, é determinado de acordo com as seguintes expressões:

- Para pilares circulares

$$\beta = 1 + 0.6\pi \times \frac{e}{D + 4d} \quad [6.42]$$

Onde :

D - diâmetro do pilar circular;

e - excentricidade da carga aplicada, calculada através de:

$$e_{x/y} = \frac{M_{ed_{x/y}}}{V_{ed_{x/y}}} \quad e = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

- Para pilares retangulares

$$\beta = 1 + 1.8 \times \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2} \quad [6.43]$$

Onde :

b_x e b_y - dimensões do perímetro de controlo segundo x e y.

Nos casos em que é necessário armadura de punçoamento, esta deverá ser calculada de acordo com a seguinte expressão (cl.6.4.5 do EC2):

$$v_{Rd,cs} = 0.75v_{Rd,c} + 1.5 \times (d/s_r) \times A_{sw} \times f_{ywd,ef} \times (1/(u_l \times d)) \times \sin(\alpha) \quad [6.44]$$

$\Leftrightarrow$

$$A_{sw} = \frac{v_{Rd,cs} - 0.75v_{Rd,c}}{1.5 \times (d/s_r) \times f_{ywd,ef} \times (1/(u_l \times d)) \times \sin(\alpha)}$$

Onde :

A_{sw} - área de um perímetro de armadura de punçoamento em torno do pilar [mm];

s_r - espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm]

Neste projeto considerou-se um espaçamento radial de 15 cm ;

$f_{ywd,ef}$ - valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento,

calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd} \text{ [Mpa];}$$

α - ângulo entre as armaduras de punçoamento e o plano da laje, neste projeto considerou-se estribos logo $\alpha = 90^\circ$.

Nota: Os cálculos relativamente à verificação da segurança ao estado limite de punçoamento encontram-se no Anexo M.

6.1.2.4 Escadas

Na conceção das escadas utilizou-se um modelo simplificado para o cálculo das armaduras necessárias para verificar os estados limites últimos de flexão e de esforço transverso.

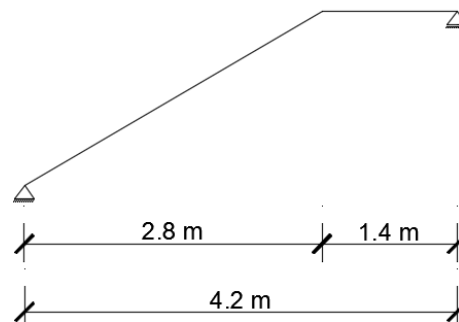


Figura 6. 4 - Esquema de cálculo para a escada

Na tabela 6.11 são apresentadas as dimensões dos elementos que constituem as escadas.

Tabela 6. 11 - Dimensões dos elementos que constituem a escada

Geometria da escada	
a[m]	0.18
b[m]	0.28
h[m]	0.20
$\alpha[^\circ]$	32.74

Onde :

a - altura do degrau;

b - largura do degrau;

h - espessura da laje de escada;

α - inclinação da laje da escada.

Para o dimensionamento das escadas, inicialmente começou-se por quantificar as cargas permanentes no lanço e no patim e como sobrecarga considerou-se uma sobrecarga de 3 KN/m². Os valores dos carregamentos encontram-se nas seguintes tabelas.

Tabela 6. 12 - Valores dos carregamentos nos lanços

Lanço [KN/m]	
P _{p laje}	5.94
P _{p revestimento}	1.00
P _{p degraus}	2.25
C _p	9.19
SC	3.00
P _{sd}	16.91

Tabela 6. 13 - Valor dos carregamentos nos patins

Patim [KN/m]	
P _{p laje}	5.00
P _{p revestimento}	1.00
C _p	6.00
SC	3.00
P _{sd}	12.60

Aplicando as cargas (p_{sd}), resultantes da combinação fundamental, no lanço e no patim em simultâneo, obteve-se o seguinte diagrama de momentos fletores:

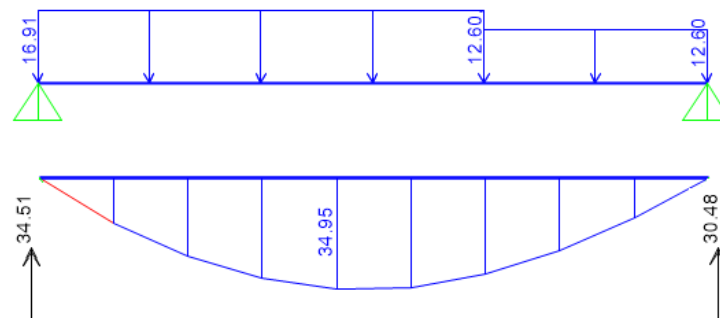


Figura 6. 5 - Diagrama de momentos fletores para o cálculo das escadas

Após a determinação do momento fletor máximo, recorreu-se às seguintes expressões para o cálculo das armaduras longitudinais e transversais.

$$\mu = \frac{M_{\text{máx}}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad [6.45]$$

$$\omega = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.42\mu}}{1.21} \quad [6.46]$$

$$A_s = \omega \times b \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [6.47]$$

$$A_{s,d} = 0.2 \times A_s \quad [6.48]$$

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad [6.49]$$

Onde :

A_s - armadura paralela ao eixo longitudinal das escadas;

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

$M_{m\acute{a}x}$ - momento máximo;

μ - momento fletor reduzido;

ω - percentagem mecânica de armadura.

Da aplicação das expressões acima apresentadas obteve-se a área de armadura necessária para as escadas. Os valores são apresentados na tabela 6.14.

Tabela 6. 14 - Valores de armadura adotada nas lajes de escadas

M_{Ed} [KN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	A_s adotado [cm ² /m]	Pormenorização	A_d Porm.	A_d [cm ² /m]
39.95	0.069	0.072	6.144	3.205	7.85	Ø10//0.10	Ø8//0.20	2.50

Em relação ao esforço transverso, primeiramente calculou-se o valor do esforço transverso resistente sem armadura específica, $V_{Rd,c}$, através da expressão [6.22], e uma vez que o valor de $V_{Rd,c}$ é superior ao valor máximo de esforço transverso atuante, então pode-se dispensar a utilização de armadura específica de esforço transverso.

Tabela 6. 15 - Esforço transverso resistente sem armadura nas lajes de escadas

h [m]	d [m]	k	A_{sl} [cm ²]	pl	$V_{rd,c}$ [KN]
0.200	0.170	2.000	7.850	0.005	97.988

6.1.3 Vigas

De acordo com a cl.5.3.1 do EC2, uma viga é um elemento estrutural em que o vo  superior a 3 vezes a altura total da sua seção transversal, caso contrário deverá ser considerada como uma viga-parede. Dito isto, e para o dimensionamento das vigas, em seguida são apresentadas as principais restrições e disposições construtivas impostas pelos Eurocódigos 2 e 8, para proceder ao dimensionamento das armaduras longitudinais e transversais, e como exemplo apresenta-se os cculos relativamente à viga V1.1 e V1.2 do piso 2.

6.1.3.1 Armadura longitudinal

A armadura longitudinal de tração nas vigas, não deverá ser inferior a ($A_{s,min}$) calculada de acordo com a seguinte expressão (cl.9.2.1.1 do EC2):

$$A_{s,min} = 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0.0013 \times b_t \times d \quad [6.50]$$

Onde :

b_t - largura média da zona tracionada;

f_{ctm} - tensão média de resistência à tração do betão;

f_{yk} - tensão característica do aço.

A área de armadura máxima ($A_{s,max}$), por sua vez e de acordo com a cl.9.2.1.1 (3) do EC2, não deve ser superior a 4% da área da seção de betão da viga (A_c).

$$A_{s,max} = 0.04A_c \quad [6.51]$$

No cálculo da resistência à flexão e ao esforço transversal, de acordo com a cl.5.4.3.1.1 do EC8, deve-se tirar partido da armadura na largura efetiva (b_{eff}) do banzo superior da viga embebido na laje. Como já foi referido, admitiu-se uma malha de Ø10//0.150 em ambas as faces (superior e inferior) das lajes.

A largura efetiva do banzo (b_{eff}), a considerar no cálculo dos momentos resistentes das vigas primárias, é determinada de acordo com o tipo de pilares (interiores/exteriores) que suportam essas vigas e a existência ou não de vigas transversais no nó de ligação viga-pilar, conforme indicado em seguida. Para vigas primárias ligadas a:

- Pilares exteriores e caso não haja existência de uma viga transversal, a largura efetiva deverá ser igual à largura do pilar, $b_{eff}=b_c$, enquanto na existência de uma viga transversal de altura semelhante, o valor da largura efetiva passa a ser $b_{eff}=b_c+4h_f$, isto é, aumentada de $2h_f$ para cada lado, onde h_f corresponde ao valor da espessura da laje, tal como ilustrado na figura 6.6.

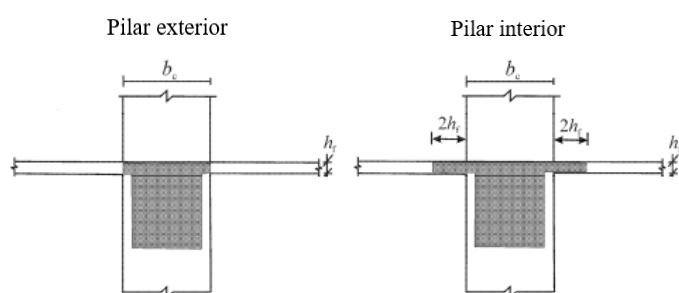


Figura 6. 6 - Largura efetiva do banzo b_{eff} para vigas caso não haja existência de vigas transversais [EC8]

- Pilares interiores, e mediante a existência ou não de vigas transversais como explicado acima na ligação a “pilares exteriores”, os valores das larguras devem ser aumentadas de $2h_f$ para cada lado da viga, tal como ilustrado na figura 6.7.

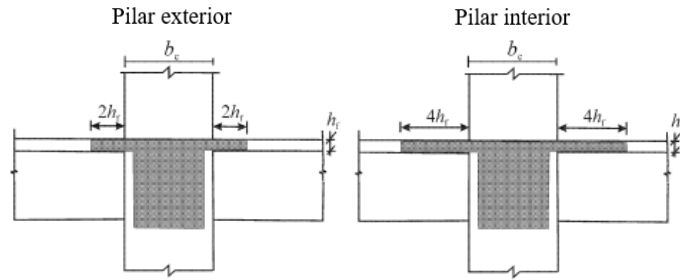


Figura 6. 7 - Largura efetiva do banzo beff para vigas onde há existência de vigas transversais [EC8]

O EC8, relativamente às disposições construtivas para a ductilidade local, apresenta alguns requisitos, que de um modo resumido serão descritos nos parágrafos que se seguem.

A zona crítica em vigas sísmicas primárias, pertencente a classe de ductilidade média, é determinado de acordo com a cl.5.4.3.1.2 do EC8, e de acordo com a mesma, o comprimento crítico (l_{cr}) é considerado a partir de cada extremidade da viga e é igual a altura da viga (h_w).

Na zona comprimida deve ser colocada uma armadura de secção superior ou igual a metade da armadura da zona tracionada, adicional a qualquer armadura de compressão necessária à verificação ao estado limite último na situação de projeto de acordo com a seguinte expressão:

$$A_{s,Comp} \geq \frac{1}{2} \times A_{s,Trac} \quad [6.52]$$

Onde :

$A_{s,Comp}$ - armadura da zona comprimida;

$A_{s,Trac}$ - armadura da zona tracionada.

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

$$\rho \geq \rho_{min} \quad [6.53]$$

$$\rho = \frac{A_{s,Trac}}{A_c} \quad [6.54]$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad [6.55]$$

Onde :

ρ -taxa de armadura na zona tracionada;

$A_{s,Trac}$ - área da armadura tracionada;

A_c - área da seção de betão.

Tabela 6. 16 - Taxa de armadura mínima nas vigas

f_{yk} [Mpa]	f_{ctm} [Mpa]	$\rho_{\min}$
400	2.9	0.003625

A taxa de armadura na zona tracionada (ρ), não deve ser superior ao valor de ($\rho_{\max}$), calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \times \varepsilon_{sy,d}} \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [6.56]$$

Onde :

μ_{ϕ} - fator de ductilidade em curvatura;

ρ' - percentagem de armadura de compressão, $\rho' = \frac{A_{s,Comp}}{A_c}$;

$A_{s,Comp}$ - área de armadura da zona comprimida;

$\varepsilon_{sy,d}$ - valor de cálculo da extensão de cedência do aço;

f_{yd} - valor da tensão de cedência da armadura de flexão;

O fator de ductilidade em curvatura (μ_{ϕ}), de acordo com a cl.5.2.3.4 (3) do EC8 é determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$\text{Se } T_l \geq T_c \quad \mu_{\phi} = 2 \times q_0 - 1 \quad [6.57]$$

$$\text{Se } T_l < T_c \quad \mu_{\phi} = 1 + 2 \times (q_0 - 1) \times \frac{T_c}{T_l} \quad [6.58]$$

De acordo com os seguintes dados, e aplicando as expressões [6.57] e [6.58], para as duas direções X e Y, obteve-se que nas vigas o fator de ductilidade em curvatura é igual a 3.

Tabela 6. 17 - Fator de ductilidade em curvatura nas vigas

Direção	q_0	T_l [s]	T_c [s]	μ_{ϕ}
x	2	0.976	0.6	3.00
y	2	1.031	0.6	3.00

Para impedir possíveis roturas de aderência, de acordo com a cl.5.6.2.1 do EC8, o diâmetro dos varões longitudinais das vigas (d_{bl}) que atravessam os nós viga-pilar deve ser limitado para:

- Nós viga-pilar interiores

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times \frac{1 + 0.8 \times v_d}{1 + 0.75 \times k_D \times \frac{\rho'}{\rho_{m\acute{a}x}}} \quad [6.59]$$

- Nós de vigas com pilares exteriores

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7.5 \times f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \times f_{yd}} \times (1 + 0.8 \times v_d) \quad [6.60]$$

Onde :

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

h_c - largura do pilar medida paralelamente aos varões longitudinais;

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

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

$\rho_{m\acute{a}x}$ - taxa máxima de armadura;

v_d - esforço normal reduzido de cálculo no pilar.

Nos casos em que não seja possível garantir a condição [6.60], devido a dimensão (h_c) ser muito pequena, de acordo com a cl.5.6.2.2 (3) do EC8, devem-se adotar as seguintes disposições complementares para garantir a amarração das armaduras longitudinais das vigas:

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

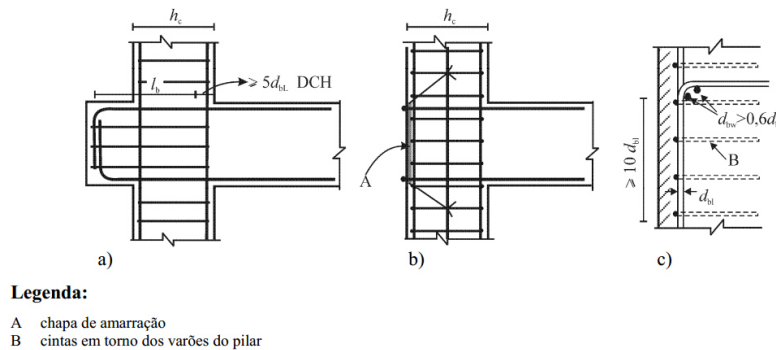


Figura 6. 8 - Disposições complementares para amarração nos nós viga-pilar exteriores [EC2]

6.1.3.2 Armadura transversal

Tal como a armadura longitudinal a armadura transversal também é limitada, e de acordo com a cl.9.2.2 (5), o limite mínimo e a taxa de armadura transversal são determinadas através das seguintes expressões:

$$\rho_{w,min} = (0.08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad [6.61]$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \times b_w \sin(\alpha)} \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = \rho_w \times b_w \times \sin(\alpha) \quad [6.62]$$

Onde :

ρ_w - taxa de armadura de esforço transverso;

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

s - espaçamento das armaduras verticais medido ao longo do eixo longitudinal do elemento;

b_w - largura da alma do elemento;

α - ângulo formado entre as armaduras verticais e o eixo longitudinal (Neste projeto $\alpha = 90^\circ$) .

A resistência das armaduras transversais, e a resistência do betão ao Esmagamento nas bielas comprimidas é calculada de acordo com as expressões [6.63] e [6.64] respetivamente presentes na cl.6.2.3 (3) do EC2:

$$VR_{d,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot g(\theta) \quad [6.63]$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad [6.64]$$

Onde :

A_{sw} - Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso

α_{cw} - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido, para estruturas pré-esforçadas $\alpha_{cw} = 1$;

b_w - largura do menor banzo da viga;

v_1 - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso, para $f_{ck} \leq 60$ Mpa $\Rightarrow v_1 = 0.528$;

θ - ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;

z - braço do binário das forças interiores, $z=0.9 \times d$.

O espaçamento das armaduras transversais, de acordo com a cl.9.2.2 do EC2, deve ter os seguintes limites regulamentares:

- O espaçamento longitudinal máximo entre armaduras de esforço transverso não deverá ser superior a ($s_{l,max}$), sendo esse valor determinado de acordo com a expressão [6.65].

$$s_{l,max} = 0.75 \times d \times (1 + \cot \alpha) \quad [6.65]$$

- O espaçamento transversal máximo entre dois ramos de estribos deve obedecer à seguinte expressão:

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0.75d \leq 600\text{mm} \quad [6.66]$$

O EC8, por sua vez, apresenta maiores exigências relativamente à pormenorização de armaduras, assim, e de modo a garantir adequadamente o confinamento nas zonas críticas de vigas sísmicas primárias, o EC8 na cl.5.4.3.1.2 (6), estabelece as seguintes restrições:

- O diâmetro, d_{bw} , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser inferior a 6 mm, sendo que o valor mínimo adotado foi de 8 mm);
- O espaçamento, s , das armaduras de confinamento (em milímetros) não deve ser superior a:

$$s = \min \left\{ \frac{h_w}{4}; 24d_{bw}; 225\text{mm}; 8d_{bL} \right\} \quad [6.67]$$

Onde :

h_w - altura da viga;

d_{bw} - diâmetro dos estribos;

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões de armadura longitudinal.

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

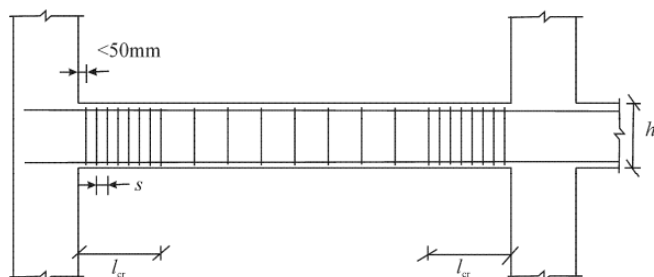


Figura 6.9 - Armaduras transversais nas zonas críticas das vigas [EC8]

6.1.3.3 Dimensionamento das vigas

O dimensionamento das vigas sísmicas primárias, em estruturas pertencentes a classe de ductilidade média (DCM), de acordo com o EC8, deve cumprir as regras e os requisitos de cálculo determinados pelo “Capacity Design” (Capacidade Real), com o principal objetivo de conferir propriedades sísmicas-resistentes, isto é, devem-se dimensionar as vigas de modo a garantir a formação de rótulas plásticas (rotura dúctil) e não através de rotura frágeis (cl.5.4.2.2 do EC8) por esforço transversal.

O programa de cálculo, utilizado na modelação e análise da estrutura permite determinar os esforços e as áreas de armaduras (longitudinais e transversais) necessárias para resistir aos esforços a que as vigas estão sujeitas.

A fim de obter os valores de cálculo dos esforços transversos, segundo a regra da capacidade real, esses esforços devem ser determinados através do equilíbrio da viga sob ação:

- da carga transversal que nela atua na situação de projeto sísmica;
- dos momentos, ($M_{i,d}$) nas extremidades das vigas, associados à formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica;

Na figura que se segue é representado o cálculo das vigas de acordo com a “filosofia” do Capacity Design.

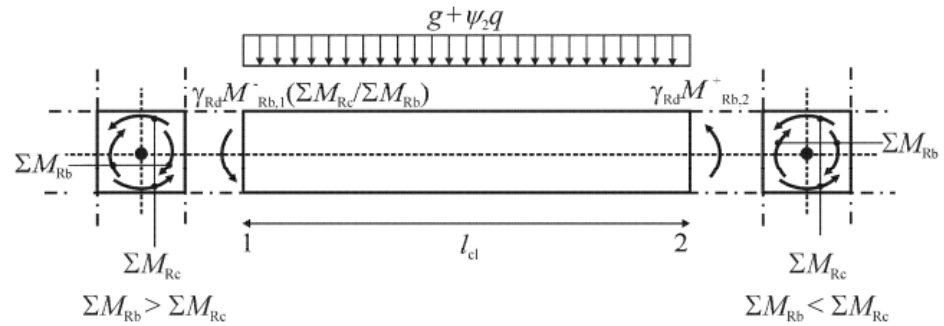


Figura 6. 10 - Valores de cálculo pela capacidade real dos esforços transversos nas vigas [EC8]

Nas seções de extremidade, devem-se calcular os dois valores (mínimo e máximo) do esforço transversal atuante ($V_{Ed,min}$ e o $V_{Ed,max}$), correspondente aos momentos ($M_{i,d}$) positivo máximo e negativo máximo que se podem desenvolver nas extremidades inicial e final da viga.

Esses momentos de acordo com a cl.5.4.2.2 (b), poderão ser determinados de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rb,i}, \min \left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad [6.68]$$

Onde :

$M_{Rb,i}$ - momento de dimensionamento da viga na extremidade i;

$\sum M_{Rc}$; $\sum M_{Rb}$ - soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e a soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas no nó de interceção destes elementos, respetivamente;

γ_{Rd} - fator que traduz a sobrerresistência por endurecimento do aço e confinamento do betão para a classe de DCM o $\gamma_{Rd} = 1$.

No dimensionamento sismo-resistente presente no EC8 para as vigas, e de acordo com o Capacity Design, surge o princípio de pilar forte/viga fraca, isto é, a soma dos momentos resistentes nos pilares devem exceder os momentos resistentes nas vigas em pelo menos 30%, sendo assim, a expressão [6.68], pode ser simplificada obtendo a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = M_{Rb,i} \quad [6.69]$$

Por sua vez, o valor máximo de esforço transversal ($V_{Ed,max}$), nas seções de extremidade das vigas deve ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$V_{Ed,max} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} + \frac{q_{cqp} \times l_{cl}}{2} \quad [6.70]$$

Onde :

$M_1; M_2$ - momentos nas seções de extremidades das vigas associados à formação de rótulas plásticas;

l_{cl} - comprimento da viga;

q_{cqp} - carregamento uniforme para a combinação quase permanente de ações.

Em relação ao cálculo do momento resistente ($M_{Rb,d}$), considerou-se que todas as armaduras (flexão e de compressão) encontram-se em cedência, e com base no diagrama retangular (Método simplificado figura 6.11), determinaram-se os momentos resistentes de acordo com as expressões [6.71] e [6.72].

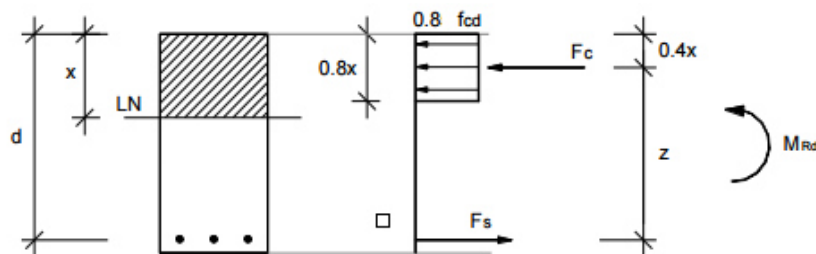


Figura 6. 11 - Diagrama retangular [Folhas IST, Betão Estrutural I]

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0.8 \times b \times f_{cd}} \quad [6.71]$$

$$M_{Rb,d} = A_s \times f_{yd} \times (d - 0.4 \times x) \quad [6.72]$$

Onde :

A_s - área de armadura longitudinal de tração;

d - distância entre o centro de gravidade da armadura de tração e da fibra mais comprimida da seção;

x - posição da linha neutra.

A tabela 6.18 apresenta as características das vigas exemplo e os valores de armadura mínima e máxima regulamentar de acordo com as expressões [6.50] e [6.51].

Tabela 6. 18 - Características das vigas exemplo

Viga	b[m]	h[m]	d[m]	L[m]	lcl[m]	f_{yd} [Mpa]	f_{cd} [Mpa]	A_{smin} [cm ²]	$A_{smáx}$ [cm ²]
V1.1	0.3	0.5	0.452	8.06	7.51	348	20	4.92	60.00
V1.2	0.3	0.5	0.452	9.16	8.21			4.92	60.00

As pormenorizações adotadas devem verificar as condições impostas nas expressões [6.65], [6.66] e [6.67], que dizem respeito, ao espaçamento longitudinal e transversal de armaduras (zona crítica e zona corrente). Na tabela que se segue apresentam-se os valores limites para os espaçamentos regulamentares.

Tabela 6. 19 - Valores máximos de espaçamento longitudinal e transversal para as vigas exemplo

Viga	d [m]	h [mm]	d_{bw} [mm]	d_{bL} [mm]	$S_{L,max}$ [m]	$S_{t,max}$ [m]	
						Zona corrente	Zona crítica
V1.1	0.452	500	10	20	0.339	0.339	0.125
V1.2	0.452	500	10	20	0.339	0.339	0.125

Numa primeira fase do dimensionamento das vigas foi necessário efetuar a pormenorização da armadura longitudinal de modo a calcular os momentos resistentes. Relativamente a armadura longitudinal necessária para garantir a segurança à flexão, esta foi retirada do programa de cálculo automático e pormenorizada de acordo com a tabela 6.20.

Tabela 6. 20 - Armaduras calculadas e adotadas para as vigas exemplo

Viga	Secção	Face	$A_{s \text{ modelo}}$ [cm ²]	$A_{s \text{ adotado}}$ [cm ²]	
				Pormenorização	$A_{s \text{ efetiva}}$
V1.1	Inicial	Superior	5.50	2Ø20	6.28
		Inferior	5.11	2Ø20	6.28
	Meio Vão	Superior	5.11	2Ø20	6.28
		Inferior	5.11	2Ø20	6.28
	Final	Superior	23.42	8Ø20	25.12
		Inferior	10.73	4Ø20	12.56
V1.2	Inicial	Superior	23.42	8Ø20	25.12
		Inferior	10.73	4Ø20	12.56
	Meio Vão	Superior	5.11	2Ø20	6.28
		Inferior	5.11	2Ø20	6.28
	Final	Superior	25.25	4Ø20+4Ø25	32.2
		Inferior	11.47	2Ø20+2Ø25	16.1

Na tabela que se segue apresenta-se o diâmetro admissível dos varões longitudinais para as vigas exemplo.

Tabela 6. 21 - Diâmetros admissíveis dos varões longitudinais para as vigas exemplos

Viga	Secção	Pilar	h_c [m]	N_{ed} [KN]	V_d	$\varnothing_{uso}$ [mm]	$\varnothing_{máx}$ [mm]
V1.1	Inicial	P1	0.3	448.466	0.075	20	20
	Final	P2	0.8	1038.11	0.216	20	59
V1.2	Inicial	P2	0.8	1038.11	0.216	20 e 25	59
	Final	P3	1.1	680.038	0.103	20 e 25	74

Como já tinha sido referido, deve-se adotar a armadura existente na face superior da laje na largura efetiva do banzo (b_{eff}), conforme o indicado nas figuras 6.6 e 6.7. Na viga exemplo V1.2 não se considerou o contributo da armadura existente na face superior da laje, uma vez que os pilares de ligação são exteriores, têm a mesma largura que a viga e não existem vigas transversais, enquanto na viga exemplo V1.1 foi considerada a contribuição da laje no lado do pilar P1.

Tabela 6. 22 - Armadura de laje contida na largura efetiva do banzo

Viga	Pilar de ligação		b_c [m]	b_{eff} [m]	A_{sLaje} [cm ²]
V1.1	Inicial	P1	0.3	0.3	3.16
	Final	P2	0.3	0.3	0
V1.2	Inicial	P2	0.3	0.3	0
	Final	P3	0.3	0.3	0

Dito isto, para o cálculo dos momentos resistentes nas vigas, aplicaram-se as expressões [6.71] e [6.72] e obtiveram-se os seguintes momentos resistentes apresentados na tabela 6.23.

Tabela 6. 23 - Valores dos momentos resistentes e dos momentos atuantes nas vigas exemplos

Viga	Secção	Face	As [cm ²]	X [m]	M _{ed} [KNm]	M _{rd} [KNm]
V1.1	Inicial	Superior	9.442	0.0684	70.440	139.456
		Inferior	6.280	0.0455	6.525	94.756
	Meio Vão	Superior	6.280	0.0455	30.708	94.756
		Inferior	6.280	0.0455	46.492	94.756
	Final	Superior	25.12	0.182	293.004	322.574
		Inferior	12.56	0.0910	43.846	181.560
V1.2	Inicial	Superior	25.12	0.1820	255.210	322.574
		Inferior	12.560	0.0910	121.984	181.560
	Meio Vão	Superior	6.280	0.0455	38.576	94.756
		Inferior	6.280	0.0455	47.072	94.756
	Final	Superior	32.200	0.2333	348.529	384.907
		Inferior	16.100	0.1167	48.623	226.987

As verificações relativamente às disposições construtivas para a ductilidade local são apresentadas na tabela 6.24.

Tabela 6. 24 - Valores de taxa de armadura longitudinal

Viga	Secção	Face	As [cm ²]	ρ'	ρ	$\rho_{\text{máx}}$	$A_{s\text{comp}} \geq 0.5 A_{s\text{trac}}$	$\rho \geq \rho_{\text{min}}$	$\rho \leq \rho_{\text{máx}}$
V1.1	Inicial	Superior	9.442	0.0042	0.0063	0.02401	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	6.280						
	Meio Vão	Superior	6.280	0.0042	0.0042	0.02401	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	6.280						
	Final	Superior	25.120	0.0084	0.0167	0.02820	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	12.560						
V1.2	Inicial	Superior	25.120	0.0084	0.0167	0.02820	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	12.560						
	Meio Vão	Superior	6.280	0.0042	0.0042	0.02401	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	6.280						
	Final	Superior	32.200	0.0107	0.0215	0.03056	Verifica	Verifica	Verifica
		Inferior	16.100						

Em seguida, e uma vez que a extensão da zona crítica das vigas, coincide com a altura da viga é apresentado a extensão (l_{cr}) para as vigas exemplo.

Tabela 6. 25 - Extensão da zona crítica

Viga	h_w [m]	l_{cr} [m]
V1.1	0.5	0.5
V1.2	0.5	0.5

Em seguida, na tabela 6.26 apresentam-se os valores obtidos para o esforço transversal resistente sem armadura específica e o esforço transversal resistente máximo, calculados de acordo com as expressões [6.22] e [6.64] do presente projeto.

Tabela 6. 26 - Valores do esforço transversal resistente e o esforço transversal sem armadura

Viga	Z [m]	$V_{Rd,max}$ [kNm]	k	V_{min} [MPa]	$V_{Rdc,min}$ [kN]	ρ_l	$V_{Rd,c}$ [kN]
V1.1	0.407	732.24	1.665	0.412	55.858	0.0147	95.837
V1.2	0.407	732.24	1.665	0.412	55.858	0.0237	112.325

Com os momentos resistentes determinados e depois de ter verificado as taxas de armaduras longitudinais, efetuou-se o cálculo do esforço transversal através da expressão [6.70], obtendo assim os seguintes resultados.

Tabela 6. 27 - Determinação dos esforços transversos máximos atuantes

Viga	Face	$M_{Rd,b,1}$ [kNm]	$M_{Rd,b,2}$ [kNm]	$V_{g+\psi/2,1}$ [kN]	$V_{g+\psi/2,2}$ [kN]	$V_{Ed,1}$ [kN]	$V_{Ed,2}$ [kN]
V1.1	Superior	139.456	322.574	-43.603	129.309	-99.160	184.866
	Inferior	94.756	181.560				
V1.2	Superior	322.574	384.907	-158.751	136.121	-227.790	205.160
	Inferior	181.560	226.987				

Conhecidos os valores de cálculo do esforço transversal, de acordo com a expressão [6.63], é possível calcular uma área de armadura transversal resistente para a zona crítica e para a zona corrente, garantindo sempre a conformidade da pormenorização a adotar com as restrições regulamentares.

As tabelas que se seguem apresentam os valores de armadura de esforço transversal e as pormenorizações adotadas para as zonas críticas e correntes das vigas exemplo.

Tabela 6. 28 - Armaduras de esforço transversal adotadas nas zonas críticas

Zona Crítica (Apoios)	Viga	$V_{ed,calc}$ [kN]	$V_{ed,modelo}$ [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$(A_{sw/s})_{efetiva}$ [cm ² /m]	Pormenorização	$V_{Rd,s}$ [kN]
	V1.1	184.866	194.987	13.065	15.8	Ø10//0.10 (2r)	223.563
	V1.2	227.79	258.044	16.099	21.06	Ø10//0.075 (2r)	297.990

Tabela 6. 29 - Armaduras de esforço transversal adotadas nas zonas correntes

Seção Corrente	Viga	V_{ed} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	$(A_{sw/s})_{efetiva}$ [cm ² /m]	Pormenorização	$V_{Rd,s}$ [kN]
	V1.1	165.960	11.729	12.64	Ø10//0.125 (2r)	178.851
	V1.2	201.407	14.234	15.8	Ø10//0.10 (2r)	223.563

Da tabela 6.28, observa-se que os valores de esforço transversal retirados do modelo de cálculo são superiores aos valores calculados de acordo com a filosofia do Capacity Design, e isto está relacionado com 3 fatores: 1º O modelo simplificado (diagrama retangular) utilizado para cálculo dos momentos resistentes subestimando estes, 2º a possibilidade da ação sísmica não ser a condicionante e por fim (3º) a armadura transversal adotada, apresenta algumas diferenças em relação a armadura transversal calculada no modelo.

Em relação as armaduras transversais adotadas nas zonas críticas utilizou-se o valor do esforço transversal máximo correspondente a extensão crítica (l_{cr}). No piso tipo, figura 4.1, pode-se observar a representação esquemática das vigas no piso 2.

6.1.4 Pilares

De acordo com o EC2 e EC8, um pilar define-se como um elemento estrutural cuja maior dimensão em planta não é superior a 4 vezes a menor dimensão (caso contrário o elemento é designado de parede) e que está sujeito a forças gravíticas por compressão axial ou sujeito a um esforço normal reduzido de cálculo superior a 0.1.

Este projeto é composto por pilares classificados como primários e secundários, o que implica considerar para cada tipo de pilar as diferentes regras/requisitos de dimensionamento.

6.1.4.1 Pilares Sísmicos Primários

Os pilares sísmicos primários são dimensionados de acordo com os requisitos impostos pelo EC8, mediante a classe de ductilidade pretendida.

Em seguida, são apresentadas as disposições construtivas, os requisitos, e as expressões necessárias para dimensionar os pilares sísmicos primários.

6.1.4.1.1 Armadura longitudinal

De acordo com as cl.9.5.2 (2) e (3) do EC2, os varões longitudinais dos pilares deverão apresentar um diâmetro igual ou superior a 8 mm. A área total da armadura longitudinal (A_s) é limitada e não pode ser inferior a $A_{s,min}$, nem superior a $A_{s,max}$ calculadas de acordo com as seguintes expressões:

$$A_{s,min} = \frac{0.1N_{Ed}}{f_{yd}} \geq 0.002A_c \quad [6.72]$$

$$A_{s,max} = \begin{cases} 0.04A_c & \text{fora das zonas de emendas por sobreposição} \\ 0.08A_c & \text{zona de emendas por sobreposição} \end{cases} \quad [6.73]$$

Onde :

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

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

A_c - área de seção transversal de betão.

Nos pilares sísmicos primários o valor do esforço normal reduzido (v_d), calculado de acordo com a expressão [6.74] não deve ser superior a 0.65.

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad [6.74]$$

O EC8 na cl.5.4.2.2, que diz respeito às disposições construtivas para pilares sísmicos primários, de um modo adicional, estabelece que:

- a taxa de armadura longitudinal (ρ_l) não deve ser inferior a 0.01 nem superior a 0.04, isto é, $0.01 \leq \rho_l \leq 0.04$;
- nas seções transversais simétricas deverão adotar-se armaduras simétricas;
- deve ser colocado ao longo de cada face do pilar pelo menos um varão intermédio entre os varões de canto, de modo a assegurar a integridade dos nós viga-pilar.

6.1.4.1.2 Armadura transversal

O diâmetro das armaduras transversais, não dever ser inferior a 6 mm. O espaçamento das armaduras transversais ao longo do pilar não deve exceder o valor ($S_{cl,t\max}$) determinado de acordo com a seguinte expressão (cl.9.5.3 do EC2):

$$S_{cl,t\max} = \min \{ 20 \times d_{bL}; b; 400\text{mm} \} \quad [6.75]$$

Onde :

b - menor dimensão do pilar;

d_{bL} - diâmetro mínimo dos varões armadura longitudinais.

Os varões longitudinais ou agrupamentos de varões colocados num canto devem ser travados com armaduras transversais e nas zonas de compressão nenhum varão deve ficar localizado a mais de 150 mm de um varão travado (cl.9.5.2 (6) do EC2).

Nas zonas críticas dos pilares sísmicos primários devem adotar-se cintas e ganchos de diâmetro superiores a 6 mm e a distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas não deve ser superior a 200 mm (cl.5.4.2.2 (10) P e (11) b do EC8).

À semelhança das vigas para os requisitos de ductilidade local, o EC8 estabelece várias condições que dizem respeito às zonas críticas.

Dito isto, e segundo o EC8, o comprimento da zona crítica (l_{cr}) a considerar nos pilares pode ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_{cr} = \max \left\{ h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.45 \right\} \quad [6.76]$$

Onde :

h_c - maior dimensão da seção transversal do pilar;

l_{cl} - comprimento livre do pilar.

De acordo com a cl.5.4.3.2.2 (5) do EC8 se a razão l_{cl}/h_c for inferior a 3, a altura do pilar sísmico primário deve ser considerada como zona crítica e deve ser armada como tal. Na ausência de um método mais preciso, a altura total dos pilares pertencentes ao piso térreo deverá ser considerada como zona crítica e deve ser devidamente confinada (cl.5.9 (1) e (3) do EC8).

O espaçamento (s) das cintas, em milímetro, segundo o EC8 deve ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$s = \min \{ b_0 / 2; 175; 8d_{bl} \} \quad [6.77]$$

Onde :

b_0 - dimensão mínima do núcleo de betão em relação ao eixo das cintas;

d_{bl} - diâmetro mínimo dos varões longitudinais.

6.1.4.1.3 Armaduras de confinamento

Na zona crítica da base de pilares sísmicos primários deve ser garantido um valor do fator de ductilidade em curvatura (μ_ϕ) para garantir a ductilidade local e deve ser pelo menos igual a 1.5 vezes o valor indicado em 6.1.3.1 do presente trabalho obtido através das expressões [6.57] e [6.58] (cl.5.2.3.4 (4)).

Por outro lado, e de acordo com a cl.5.4.3.2.2 (7) do EC8, para esse valor de ductilidade em curvatura, se for atingida em qualquer ponto da seção transversal uma extensão no betão superior a $\epsilon_{cu2} = 0.0035$, a perda de resistência devida ao destacamento do betão deve ser compensada através de um confinamento adequado do núcleo de betão.

Tabela 6. 30 - Fator de ductilidade em curvatura para zonas críticas de pilares sísmicos primários

Direção	q_0	$T_1[s]$	$T_c[s]$	μ_ϕ
x	2	0.976	0.6	4.50
y	2	1.031	0.6	4.50

Os requisitos anteriores consideram-se satisfeitos, se for satisfeita a condição [6.78] (presente na cl.5.4.3.2.2 (8) do EC8):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\varphi} v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad [6.78]$$

Em que :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Volume das cintas}}{\text{Volume do núcleo de betão}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [6.79]$$

Onde :

μ_{φ} - valor necessário do fator de ductilidade em curvatura;

$\varepsilon_{sy,d}$ - valor de cálculo de extensão de cedência a tração do aço;

b_c - largura bruta da seção transversal;

b_0 - largura do núcleo confinado;

h_0 - altura do núcleo confinado;

α - coeficiente de eficácia do confinamento.

O coeficiente de confinamento (α), é obtido através da seguinte expressão:

$$\alpha = \alpha_n \times \alpha_s \quad [6.80]$$

Em que para seções transversais retangulares:

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{n \times b_0 \times h_0} \quad [6.81]$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2 \times h_0}\right) \quad [6.82]$$

Para seções circulares com cintas circulares e núcleo de betão de diâmetro (D_0), medido ao eixo das cintas:

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \times D_0}\right)^2 \quad [6.83]$$

O valor da taxa volumétrica de cintas (ω_{wd}) deverá ser superior ou igual a 0.08 nas zonas críticas dos pilares de acordo com a cl.5.4.3.2.2 (9) do EC8.

6.1.4.1.4 Dimensionamento dos Pilares sísmicos primários

O dimensionamento dos pilares sísmicos primários, tal como nas vigas, deve ser realizado de acordo com as regras da Capacidade Real, baseado no mesmo princípio mencionado nas vigas, pilar forte/viga fraca. As armaduras longitudinais para os pilares sísmicos primários foram obtidas a partir do programa de cálculo automático.

Como exemplo optou-se por exemplificar o pilar P2 no piso 0+.

A tabela 6.31 apresenta as características do pilar P2 exemplo e o valor de armadura mínima e máxima regulamentar de acordo com a expressão [6.75].

Tabela 6. 31 - Características principais do pilar exemplo

Pilar	f_{cd} [Mpa]	f_{yd} [Mpa]	Dim X [m]	Dim y [m]	Ac [m ²]	AS _{min} [cm ²]	AS _{max} [cm ²]
P2	20	348	0.8	0.3	0.24	24	96

Em seguida apresenta-se o valor do esforço normal reduzido (v_d) para o piso em questão calculado de acordo com a expressão [6.74], lembrando que esse valor de esforço normal reduzido não deve exceder 0.65.

Tabela 6. 32 - Valor do esforço normal reduzido para o pilar exemplo, na situação sísmica de projeto

Pilar		Piso 0+
P2	N _{ed} [KN]	2530.284
	v_d	0.527

Na tabela que se segue apresenta-se o valor da extensão crítica (l_{cr}) do pilar exemplo no piso 0+, uma vez que se trata de um pilar pertencente ao rés-do-chão e de acordo com o EC8, o comprimento da zona crítica é igual ao comprimento do pilar.

Tabela 6. 33 - Valor da extensão crítica do pilar exemplo

Pilar	Piso	l_{cl} [m]	h_c [m]	l_{cr} [m]
P2	0+	2.43	0.8	2.43

Aplicando as expressões [6.75] e [6.77] obtêm-se os valores máximos de espaçamento de armaduras transversais a aplicar no pilar exemplo, apresentados na tabela 6.34.

Tabela 6. 34 - Espaçamento máximo de armaduras transversais no pilar exemplo

Pilar	b_0 [mm]	d_{bL} [mm]	$S_{máx}$ [mm]	$S_{cl,tmáx}$ [mm]
P2	204	20	102	300

De acordo com o “Capacity Design”, nos pilares primários deve-se garantir que, na ocorrência de um sismo, as rótulas plásticas formam-se nas extremidades das vigas e não nos pilares. Da tabela 6.34 observa-se que o espaçamento nas zonas críticas ($S_{máx}$) nos pilares sísmicos primários é bastante inferior em relação ao espaçamento máximo das armaduras transversais nas zonas correntes ($S_{cl,tmáx}$) com o objetivo de evitar as tais roturas frágeis e obter um melhor confinamento do betão nas zonas críticas.

De acordo com o EC8, os pilares devem ter uma resistência a flexão que excede a resistência das vigas no nó em 30%, essa condição é expressa na cl.4.4.2.3 (4) através da seguinte expressão:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad [6.84]$$

Onde :

$\sum M_{Rc}$ - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó;

$\sum M_{Rb}$ - soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas a esse mesmo nó.

O dimensionamento de pilares, de acordo com a cláusula anteriormente referida, depende da classificação do sistema estrutural, isto porque, só em edifícios com estrutura porticada, incluindo os sistemas equivalentes a pórticos, com dois ou mais pisos, que é necessário satisfazer a condição [6.84].

O critério pilar forte/viga fraca expressada na condição [6.84] de acordo com o EC8 não é necessário ser verificado para os seguintes casos:

- Edifícios de um único piso (cl.4.4.2.3 (4));
- Não se aplica ao nível do último piso, uma vez que nesse piso não há quaisquer inconveniências quando a rótula forma no pilar desse piso (cl.4.4.2.3 (6));
- Nos pórticos planos constituídos por 4 ou mais pilares de seção idêntica, não é necessário satisfazer a condição em todos os pilares, mas apenas em três de cada quatro pilares (cl.5.2.3.3 (2) a);
- No piso inferior dos edifícios de dois pisos, se o valor do esforço normal reduzido (v_d) não for superior a 0.3 em qualquer pilar (cl.5.2.3.3 (2) b);
- Em estruturas classificadas como um sistema paredes, como é o caso da estrutura em estudo (cl.4.4.2.3 (4)).

O principal objetivo do princípio pilar forte - viga fraca, expressa na condição [6.84], é obrigar à formação de rótulas plásticas por flexão nas vigas (Mecanismo de rotura desejável), reduzindo-se assim o risco da chamada rotura de piso flexível “soft-storey mechanism”.

Na figura 6.12 que se segue, pode-se observar que para um determinado deslocamento (d) imposto pela ação sísmica, o ângulo (θ) varia nos dois casos. No primeiro caso há formação de rótulas plásticas na base dos pilares do 1º piso (rés-do-chão) e nas vigas, uma vez que se trata do mecanismo de rotura desejável o ângulo (θ) é muito menor e apresenta maior capacidade de dissipação de energia do que o segundo caso onde as rótulas plásticas formam apenas nas extremidades dos pilares do rés-do-chão o que corresponde a um maior deslocamento e menor capacidade de dissipação de energia, originando a formação de um piso flexível.

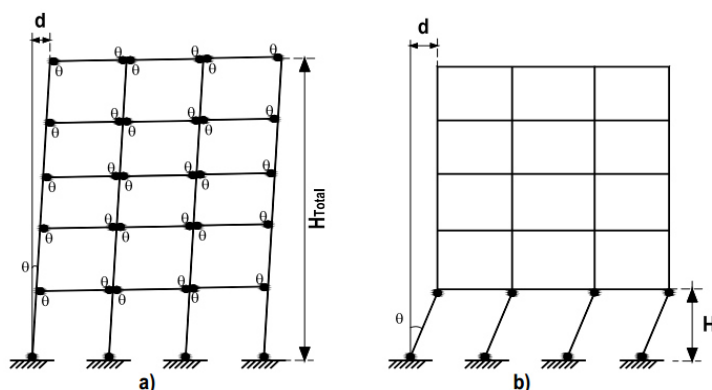


Figura 6. 12 - Mecanismos de rotura de um edifício de vários pisos [Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico, Ana Rita Reis]

Em relação as estruturas classificadas como sistema de paredes, as próprias paredes impedem a formação do piso flexível, e de acordo com o EC8 não é necessário verificar o critério Pilar forte/viga fraca.

Os valores de cálculo dos esforços transversos devem ser determinados considerando o equilíbrio do pilar sob ação dos momentos nas extremidades ($M_{i,d}$) associados a formação de rótulas plásticas para os sentidos positivos e negativos da ação sísmica. Os momentos nas extremidades ($M_{i,d}$) são calculados de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i}, \min \left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right) \quad [6.85]$$

Onde :

$M_{Rc,i}$ - momento de dimensionamento do pilar na extremidade i ;

M_{Rc} e M_{Rb} - soma dos momentos de cálculo resistentes nos pilares e a soma dos momentos de cálculo resistentes das vigas no nó de interceção destes elementos.

γ_{Rd} - fator que traduz a sobrerresistência por endurecimento do aço e confinamento do betão , para estruturas pertencentes a classe DCM, $\gamma_{Rd} = 1.1$.

A expressão [6.85] pode ser simplificada, uma vez que pela capacidade real os momentos resistentes nos pilares devem ser sempre superiores aos momentos resistentes nas vigas.

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} \times M_{Rc,i} \quad [6.86]$$

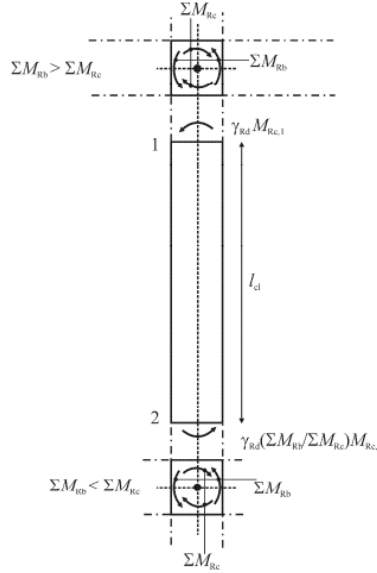


Figura 6. 13 - Valores de cálculo pela capacidade real do esforço transversal nos pilares [EC8]

O valor do esforço transversal máximo na extremidade do pilar pode ser obtido através da expressão que se segue:

$$V_{Ed,máx} \cong \frac{M_1 + M_2}{l_{cl}} \quad [6.87]$$

Onde :

M_1 e M_2 - momentos nas seções de extremidades dos pilares, associados à formação de rótulas plásticas.

De acordo com a cl.5.4.3.2.1 (2) do EC8, a flexão desviada em pilares sísmicos primários pode ser considerada de forma simplificada, efetuando a verificação separadamente em cada direção, com resistência à flexão reduzida de 30%, isto de acordo com a seguinte expressão:

$$M_{Ed} = 0.7 \times M_{Rd} \quad [6.88]$$

Para o cálculo da posição da linha neutra (x) e do momento resistente (M_{Rd}), em pilares sísmicos primários foram utilizadas as seguintes expressões:

$$x = \frac{N + (A_{s1} - A_{s2}) \times f_{yd}}{0.8 \times b \times f_{cd}} \quad [6.89]$$

$$M_{Rd} = \left[A_{s1} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) + A_{s2} \times \left(\frac{h}{2} - d_1 \right) \right] \times f_{yd} + 0.8 \times x \times b \times f_{cd} \times \left(\frac{h}{2} - 0.4x \right) \quad [6.90]$$

Onde:

x - altura comprimida da seção;

N - esforço axial na seção para a combinação sísmica;

A_{s1} - armadura tracionada;

A_{s2} - armadura comprimida;

d - distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura tracionada;

d_1 - distância entre a fibra mais comprimida da seção e o eixo da armadura comprimida.

As áreas de armaduras longitudinais, à semelhança das vigas foram retiradas do modelo de cálculo. Na tabela 6.35 apresenta-se a armadura adotada e pormenorizada, para o pilar exemplo no piso 0+.

Tabela 6. 35 - Armadura longitudinal adotada no pilar exemplo

Pilar	Piso	$A_{S,modelo} [cm^2]$	Pormenorização	$A_{S,efetiva} [cm^2]$
P2	0+	72.51	10Ø25+8Ø20	74.22

A posição da linha neutra e os momentos resistentes foram calculados de acordo com as expressões [6.89] e [6.90]. Aplicando as expressões obtiveram-se os seguintes momentos resistentes em torno dos eixos X e Y.

Tabela 6. 36 - Momento resistente em torno de X

Flexão em torno do eixo X								
Pilar	Piso	$A_{S1}=A_{s2} [cm^2]$	$b[m]$	$h[m]$	$d_1[m]$	$d[m]$	$x[m]$	$M_{Rd,x}$
P2	0+	27.29	0.8	0.3	0.048	0.252	0.1977	373.207

Tabela 6. 37 - Momento resistente em torno de Y

Flexão em torno do eixo Y								
Pilar	Piso	$A_{S1}=A_{s2} [cm^2]$	$b[m]$	$h[m]$	$d_1[m]$	$d[m]$	$x[m]$	$M_{Rd,y}$
P2	0+	19.64	0.3	0.8	0.048	0.752	0.5271	959.750

Na figura 6.14 é apresentada a pormenorização adotada para o pilar-exemplo:

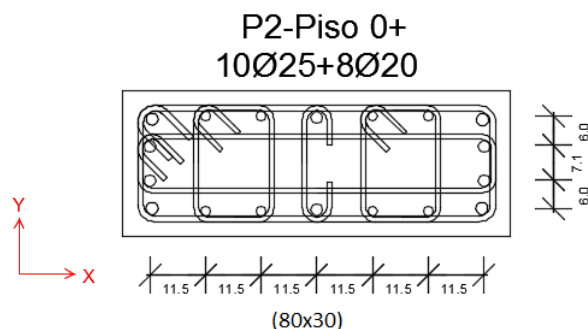


Figura 6. 14 - Pormenorização do pilar exemplo [distâncias em cm]

Depois de calculados os momentos resistentes, torna-se agora possível determinar os valores de cálculo de esforço transversal e as respectivas armaduras transversais. Em seguida são apresentados os valores de esforço transversal atuante calculado de acordo com a expressão [6.87] e os valores obtidos pelo programa de cálculo automático em ambas as direções.

Tabela 6. 38 - Valor de cálculo de esforço transversal atuante no pilar exemplo segundo X

Esforço transversal em X				
Pilar	Piso	l_{cl} [m]	$V_{ed,x,cal}$ [kN]	$V_{ed,x,modelo}$ [kN]
P2	0+	2.43	868.909	875.890

Tabela 6. 39 - Valor de cálculo de esforço transversal atuante no pilar exemplo segundo Y

Esforço transversal em Y				
Pilar	Piso	l_{cl} [m]	$V_{ed,y,cal}$ [kN]	$V_{ed,y,modelo}$ [kN]
P2	0+	2.43	337.883	367.002

Das tabelas 6.38 e 6.39 constata-se que os valores de esforço transversal atuante retirados do modelo de cálculo são superiores aos valores calculados de acordo com a expressão [6.87], isto surge devido a duas razões principais: 1º os valores dos momentos resistentes foram obtidos considerando a flexão composta simples (forma simplificada) do comportamento da seção (diagrama retangular) e 2º devido a dispensa do contributo das armaduras longitudinais na direção perpendicular, quando estas têm diâmetros consideráveis.

Nas tabelas que se seguem, são apresentados os valores do esforço transversal resistente sem armadura, $V_{Rd,c}$, e o esforço transversal máximo admissível no pilar exemplo, $V_{Rd,máx}$, calculados de acordo com as expressões [6.63] e [6.64].

Tabela 6. 40 - Esforço transversal resistente sem armaduras segundo X

Pilar	Piso	Esforço transversal segundo o eixo X					
		k	v_{min} [MPa]	ρ_l	σ_{cp} [Kpa]	$V_{Rd,c,min}$ [KN]	$V_{Rd,c}$ [KN]
P2	0+	1.891	0.498	0.020	4000.000	221.447	300.041

Tabela 6. 41 - Esforço transversal resistente sem armaduras segundo Y

Pilar	Piso	Esforço transversal segundo o eixo y					
		k	v_{min} [MPa]	ρ_l	σ_{cp} [Kpa]	$V_{Rd,c,min}$ [KN]	$V_{Rd,c}$ [KN]
P2	0+	1.516	0.358	0.0174	4000.000	216.063	288.747

Tabela 6. 42 - Valor de esforço transversal máximo admissível

Pilar	Piso	Esforço transversal segundo o eixo X			Esforço transversal segundo o eixo y		
		b_w [m]	Z [m]	$V_{Rd,max}$ [KN]	b_w [m]	Z [m]	$V_{Rd,max}$ [KN]
P2	0+	0.8	0.677	3248.64	0.3	0.227	408.24

Para proceder ao cálculo das armaduras transversais resistentes, e de uma forma conservativa, utilizou-se os maiores valores de esforço transversal entre os calculados de acordo com a expressão [6.87] e os retirados do modelo em ambas as direções.

Aplicando a expressão [6.63], obtiveram-se as seguintes tabelas.

Tabela 6. 43 - Armaduras de esforço transversal segundo X (Zonas críticas)

Pilar	Piso	Esforço transversal segundo o eixo X- Zona crítica ($\theta=45^\circ$) ($S_{max}=10.2cm$)					
		V_{Ed} [KN]	Z [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Pormenorização	$A_{sw/s_{ef}}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [KN]
P2	0+	875.890	0.677	36.701	Ø10//0.075 (4r)	42.120	1005.23

Tabela 6. 44 - Armaduras de esforço transversal segundo Y (Zonas críticas)

Pilar	Piso	Esforço transversal segundo o eixo Y- Zona crítica ($\theta=45^\circ$) ($S_{max}=10.2cm$)					
		V_{Ed} [KN]	Z [m]	$A_{sw/s}$ [cm ² /m]	Pormenorização	$A_{sw/s_{ef}}$ [cm ² /m]	$V_{Rd,s}$ [KN]
P2	0+	367.002	0.227	46.499	Ø10//0.075 (7r)	73.710	581.766

Em seguida procede-se agora à verificação do confinamento adotado nas zonas críticas do pilar exemplo.

$$b_o = 0.3 - (2 \times 0.03 + 0.01) = 0.23m$$

$$h_o = 0.8 - (2 \times 0.03 + 0.01) = 0.73m$$

$$\sum_n b_i^2 = 4 \times 0.06^2 + 2 \times 0.071^2 + 12 \times 0.115^2 = 0.1832m^2$$

Aplicando a expressão [6.78] e de acordo com a pormenorização adotada, obtiveram-se as seguintes tabelas.

Tabela 6. 45 - Dimensões do núcleo de betão confinado

Pilar	Piso	b[m]	h[m]	b ₀ [m]	h ₀ [m]
P2	0+	0.3	0.8	0.23	0.73

Dividindo a expressão [6.78] em dois membros tem-se que:

- 1º Membro de [6.78];

Tabela 6. 46 - Valor do coeficiente de eficácia (α) e da taxa volumétrica de cintas (w_{wd})

Pilar	Piso	$\sum b_i^2$ [m ²]	α_n	α_s	α	V _{betão} [m ³]	V _{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\alpha\omega_{wd}$
P2	0+	0.1832	0.8182	0.794	0.650	0.013	0.00042	0.581	0.377

Do 1º Membro de [6.78] observa-se que o valor da taxa volumétrica de cintas na zona crítica (ω_{wd}) é superior aos 0.08 mencionados na cl.5.4.3.2.2 (9).

- 2º Membro de [6.78].

Tabela 6. 47 - Valores do 2º Membro para a verificação do confinamento

Pilar	Pisos	b _c [m]	b _c /b ₀	μ_ϕ	v _d	ϵ_{syd}	$30*\mu_\phi*v_d*\epsilon_{syd}*(b_c/b_0)-0.035$
P2	0+	0.30	1.304	4.50	0.527	0.00174	0.1265

Depois de calcular os membros da condição [6.78] e uma vez o valor do segundo membro é inferior ao do primeiro membro, conclui-se que o pilar exemplo no piso considerado satisfaz os requisitos de ductilidade (exigências de confinamento) prescritas no EC8.

6.1.4.2 Pilares Sísmicos Secundários

Neste projeto, acima das caves rígidas, apenas o pilar P7 se considera pilar sísmico secundário, uma vez que se encontra diretamente em contato com as lajes fungiformes.

Os elementos sísmicos secundários, de acordo com a cl.5.7 do EC8, devem ser dimensionados e pormenorizados segundo o EC2, de modo a apresentarem e manterem a capacidade resistente face às ações gravíticas na situação de projeto sísmico.

Considera-se que um elemento sísmico secundário cumpre os requisitos acima mencionados se os momentos fletores e os esforços transversos para ele calculado na base, devidas às deformações máximas que ocorrem durante a análise da situação de projeto sísmica, considerando que a sua rigidez fendilhada à flexão e ao esforço transversal, não excede os valores

de cálculo da sua resistência á flexão (M_{Rd}) e ao esforço transverso (V_{Rd}), determinados na base de acordo com o EC2.

Dito isto, e durante a modelação como já tinha sido referido no Capítulo 5 do presente projeto, o pilar (P7) foi modelado de modo a garantir o requisito de não contribuição para a resistência sísmica.

Assim, e de modo a dimensionar esse elemento, utilizaram-se os espectros de resposta elásticos para a mesma zona sísmica, isto é, o valor do coeficiente de comportamento calculado ($q=2$), sofre um decréscimo e assume o valor unitário ($q=1$).

De acordo com a cl.9.5.2 do EC2, os valores mínimos e máximo de armadura longitudinal num pilar são calculados com base nas seguintes expressões:

$$A_{s,min} = 0.002 \times A_c \quad [6.91]$$

$$A_{s,máx} = 0.04 \times A_c \quad [6.92]$$

Na tabela que se segue são apresentadas as características e os valores de armadura mínima e máxima regulamentar para o pilar sísmico secundário.

Tabela 6. 48 - Características e valores de armadura mínima e máxima regulamentar [pilar secundário]

Pilares	b [m]	h [m]	$A_{s,min}$ [cm ²]	$A_{s,max}$ [cm ²]
P7	0.50	0.50	5.00	100.00

Na tabela que se segue são apresentados os valores dos esforços atuantes em cada piso no pilar sísmico secundário (P7).

Tabela 6. 49 - Esforços atuantes no pilar sísmico secundário

Pilar	Pisos	L [m]	N_{ed} [KN]	$V_{ed,x}$ [KNm]	$V_{ed,y}$ [KNm]	$M_{ed,x}$ [KNm]	$M_{ed,y}$ [KNm]
P7	Piso 4	3.40	233.63	169.99	169.99	-4.67	4.67
	Piso3	3.87	686.88	196.04	196.04	13.74	13.74
	Piso 2	4.23	1144.52	214.59	214.59	21.89	21.89
	Piso 1	4.16	1623.23	240.61	240.61	30.02	30.02
	P. Inter	3.00	2118.50	406.32	406.32	56.68	56.68
	Piso 0+	3.89	3030.43	288.93	448.26	60.61	60.61

À semelhança dos pilares primários, o valor da armadura longitudinal foi retirado do programa de cálculo e adotada uma armadura necessária e suficiente de modo a satisfazer o Estado Limite Último de Flexão.

Na tabela que se segue apresentam-se as pormenorizações adotadas e os respetivos valores dos momentos fletores resistentes calculados de acordo com as expressões [6.71] e [6.72].

Tabela 6. 50 - Armadura de resistência à flexão e os devidos momentos resistentes [Pilar sísmico secundário]

Pilar	Piso	$A_{s,modelo}$ [cm ²]	Pormenorização	$A_{s,ef}$ [cm ²]	$A_{s1}=A_{s2}$ [cm ²]	d_1 [m]	d [m]	X [m]	M_{Rd} [KNm]
P7	Piso 4	25.00	8Ø20	25.12	9.42	0.048	0.452	0.0292	188.115
	Piso3	25.00	8Ø20	25.12	9.42	0.048	0.452	0.0859	280.567
	Piso 2	25.00	8Ø20	25.12	9.42	0.048	0.452	0.1431	353.072
	Piso 1	25.00	8Ø20	25.12	9.42	0.048	0.452	0.2029	406.501
	P.Inter	25.00	8Ø20	25.12	9.42	0.048	0.452	0.2648	437.661
	Piso 0+	28.40	4Ø20+4Ø25	32.20	12.96	0.051	0.450	0.3788	478.384

Da análise das tabelas acima representados, conclui-se que os esforços de flexão calculados de acordo com o EC2 não excedem a sua capacidade resistente à flexão (M_{Rd}), isto é, verifica-se a segurança ao estado limite último de flexão do pilar secundário.

Nas tabelas que se seguem são apresentados os valores do esforço transversal resistente sem armadura, $V_{Rd,c}$, e o esforço transversal máximo admissível no pilar sísmico secundário, $V_{Rd,max}$, calculados de acordo com as expressões [6.22] e [6.64].

Tabela 6. 51 - Valores do esforço transversal máximo admissível [Pilar sísmico secundário]

Pilar	Piso	b_w [m]	Z [m]	$\text{Cotg}[45^\circ]=\text{tg}[45^\circ]$	$V_{Rd,max}$ [KN]
P7	Piso 4	0.50	0.407	1.0	1220.40
	Piso3	0.50	0.407	1.0	1220.40
	Piso 2	0.50	0.407	1.0	1220.40
	Piso 1	0.50	0.407	1.0	1220.40
	Piso Inter	0.50	0.407	1.0	1220.40
	Piso 0+	0.50	0.405	1.0	1213.65

Tabela 6. 52 - Valores do esforço transversal resistente sem armadura [Pilar sísmico secundário]

Pilar	Piso	k	v_{min} [MPa]	ρ_l	σ_{cp} [Kpa]	$V_{Rd,c}$ [KN]
P7	Piso 4	1.665	0.412	0.011	934.51	177.04
	Piso3	1.665	0.412	0.011	2747.52	238.50
	Piso 2	1.665	0.412	0.011	4000.00	280.96
	Piso 1	1.665	0.412	0.011	4000.00	280.96
	Piso Inter	1.665	0.412	0.011	4000.00	280.96
	Piso 0+	1.667	0.413	0.014	4000.00	292.34

Como os valores atuantes de esforço transversal são inferiores aos valores de esforço transversal resistente sem armadura não é necessária armadura específica para resistir ao esforço transversal, neste caso devem-se apenas cumprir os mínimos regulamentares.

Aplicando a expressão [6.75], que diz respeito ao espaçamento admissível para armaduras de esforço transversal ($v_{Rd,s}$) ao longo de um pilar, obtém-se um espaçamento máximo de 400 mm para o pilar sísmico secundário.

$$S_{cl,tmáx} = \min\{20 \times 20 = 400 ; 500 ; 400\text{mm}\} = 400\text{mm}$$

Para o pilar sísmico secundário adotou-se uma armadura transversal de Ø8//0.20, cujo, valor de esforço transversal resistente é de 35.19 KN.

6.1.5 Paredes dúcteis

As paredes são elementos de seção transversal alongada cujo comprimento é 4 ou mais vezes superior à espessura (cl.5.1.2 do EC8).

A mesma cláusula designa de parede dúctil, toda e qualquer parede fixa na sua base e que é capaz de impedir a rotação da sua base em relação ao resto do sistema estrutural, e que é projetada e pormenorizada de modo a dissipar a energia numa zona de rótula plástica de flexão que não apresenta aberturas ou grandes furações imediatamente acima da sua base.

6.1.5.1 Armadura Longitudinal

Para proceder ao dimensionamento das armaduras longitudinais das paredes utilizou-se o método dos pilares fictícios, que se baseia em concentrar uma grande percentagem de armadura junto às extremidades das paredes, zonas designadas de “pilares fictícios”, onde há uma maior concentração de esforços. Em seguida é apresentado o esquema representativo do método dos pilares fictícios.

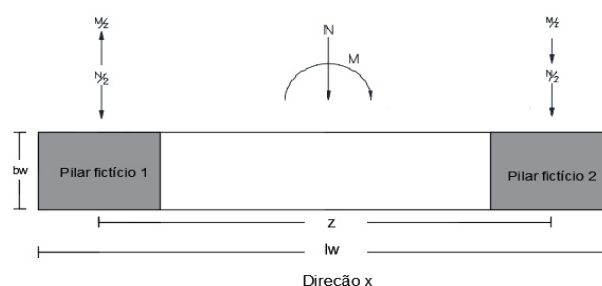


Figura 6. 15- Método dos pilares fictícios para paredes isoladas

Para calcular as armaduras longitudinais de uma parede, com base neste método, deve-se efetuar uma análise de modo a obter o maior momento fletor que provoca trações na zona dos pilares fictícios, em cada direção (X ou Y) conforme a orientação da parede.

A força de tração (F_t), para cada direção, considerando os valores mais desfavoráveis, é determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$F_t = \left| \frac{M_{Ed}}{z} \right| \pm \frac{N_{Ed}}{2} \quad [6.93]$$

Onde :

N_{Ed} - esforço normal da parede;

$M_{Ed} = M_x$ - se a parede está orientada segundo y;

$M_{Ed} = M_y$ - se a parede está orientada segundo x.

Depois de obter a força de tração, procede-se ao cálculo da área ($A_{s,v}$) e da taxa (ρ) de armadura longitudinal, conforme as expressões que se seguem.

$$A_{s,v,pilar\ ficticio} = \frac{\text{Max}(F_t)}{f_{syd}} \quad [6.94]$$

$$\rho_v = \frac{A_{s,v}}{L_{pilar\ ficticio} \times e_{parede}} \quad [6.95]$$

Nas paredes que constituem o núcleo de elevador, deve-se ter especial atenção aos sinais dos esforços nos “pilares fictícios comuns”, pois deve-se tirar partido dos esforços de compressão que surgem na secção desses pilares fictícios.

Em seguida é apresentado, um esquema ilustrativo o cálculo das armaduras longitudinais para os pilares fictícios comuns dos núcleos de elevadores.



Figura 6. 16 - Método dos pilares fictícios para paredes dos núcleos de elevador

À semelhança dos pilares fictícios das paredes isoladas, deve-se calcular o valor máximo de tração e, neste projeto, para os núcleos de elevador, a força máxima de tração nos pilares fictícios das paredes que constituem o núcleo de elevador foi calculada a partir das seguintes expressões:

- Para o pilar fictício 1 e 4;

$$F_t = \frac{-M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \text{ (Pilares fictícios das paredes A e B)} \quad [6.96]$$

- Para o pilar fictício 2;

$$F_t = \left(\frac{-M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{\text{parede C}} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{\text{parede A}} \quad [6.97]$$

- Para o pilar fictício 3;

$$F_t = \left(\frac{M_x}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{\text{parede C}} + \left(\frac{M_y}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} \right)_{\text{parede B}} \quad [6.98]$$

O cálculo da área ($A_{s,v}$) e da taxa (ρ) de armadura longitudinal, foi feita conforme as expressões descritas anteriormente.

A área de armadura longitudinal nas paredes é limitada e deve estar compreendida entre $A_{s,v \min}$ e $A_{s,v \max}$, calculadas de acordo com as seguintes expressões (cl.9.6.2 (1) do EC2):

$$A_{s,v \min} = 0.002 \times A_c \leq A_{s,v} \leq A_{s,v \max} = 0.04 \times A_c \quad [6.99]$$

Onde :

A_c - área da seção de betão da parede.

Relativamente a distância entre dois varões longitudinais adjacentes deve-se respeitar a seguinte condição (cl.9.6.2 (3) do EC2).

$$d \leq \min \{ 3 \times b_w; 400 \text{mm} \} \quad [6.100]$$

Onde :

b_w - menor dimensão da parede em planta.

Para estruturas de ductilidade média, o EC8 na cl.5.4.3.4.2 (8) impõe como valor mínimo de 0.5% da área de betão para a área de armadura longitudinal dos pilares fictícios e que o esforço axial reduzido nas paredes não deve exceder 0.4.

6.1.5.2 Armadura Transversal

A distância entre varões horizontais adjacentes não deverá ser superior a 400 mm e a armadura horizontal mínima ($A_{s,h,min}$), paralela ao paramento da parede, em cada face, deverá ser calculada de acordo com a seguinte expressão (cl.9.6.3 do EC2):

$$A_{s,h,min} = \max \{ 0.25A_{s,vertical}; 0.001A_c \} \quad [6.101]$$

Devem dispor-se armaduras transversais em qualquer parte da parede onde a área de armadura longitudinal nas faces ultrapassa os 2% da seção de betão, essa armadura deve ser colocada sob a forma de estribos ou ganchos (cl.9.6.3 do EC8).

Nos casos em que a armadura principal é colocada mais próxima das faces da parede, a armadura transversal deve ser constituída pelo menos por 4 estribos por m² de área da parede.

Nota: Em todas as paredes, foram adotadas uma armadura horizontal superior a mínima correspondente a Ø8//20.

6.1.5.3 Armadura de confinamento

À semelhança dos pilares, o EC8 define uma armadura de confinamento para as paredes dúcteis. Esta armadura de confinamento deve ser prolongada verticalmente ao longo do comprimento crítico (h_{cr}) e horizontalmente pelo comprimento dos pilares fictícios (l_c).

De acordo com a cl.5.4.3.4.2 (1) do EC8, que diz respeito às disposições construtivas para a ductilidade local, o valor mínimo do comprimento (l_c), é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$l_c \geq \max \{ 0.15l_w; 1.5b_w \} \quad [6.102]$$

Onde :

l_w - maior dimensão em planta da parede;

b_w - menor dimensão em planta da parede.

A altura da zona crítica por sua vez é determinada através da seguinte condição:

$$h_{cr} = \max \left\{ l_w; \frac{h_w}{6} \right\} \quad [6.103]$$

$$h_{cr,max} \leq \begin{cases} 2 \times l_w \\ h_s & \text{se } n \leq 6 \text{ pisos} \\ 2 \times h_s & \text{se } n \geq 7 \text{ pisos} \end{cases} \quad [6.104]$$

Onde :

l_w - maior dimensão em planta da parede;

h_w - altura total da parede na vertical;

h_s - altura livre entre pisos;

n - número de pisos.

De acordo com EC8 (cl.5.4.3.4.2 (6)), o comprimento dos pilares fictícios (l_c) regulamentar é determinado de acordo com as seguintes expressões:

$$l_c = x_u \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}} \right) \quad [6.105]$$

A posição do eixo neutro (X_u), correspondente à curvatura última após o destacamento do betão é determinado através de:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w \times b_c}{b_0} \quad [6.106]$$

A extensão de compressão para a qual se prevê o destacamento no betão, na falta de dados mais precisos assume o valor de 0.0035 ($\varepsilon_{cu2} = 0.0035$) e o valor da extensão última é igual à obtida através de:

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0.0035 + 0.1 \times \alpha \omega_{wd} \quad [6.107]$$

O valor do esforço axial reduzido, como já tinha sido referido não pode exceder os 0.4 e é obtido através da seguinte expressão:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \times f_{cd}} \quad [6.108]$$

A taxa mecânica de armaduras verticais da alma é obtida pela expressão:

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{h_c \times b_c} \times \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}} \quad [6.109]$$

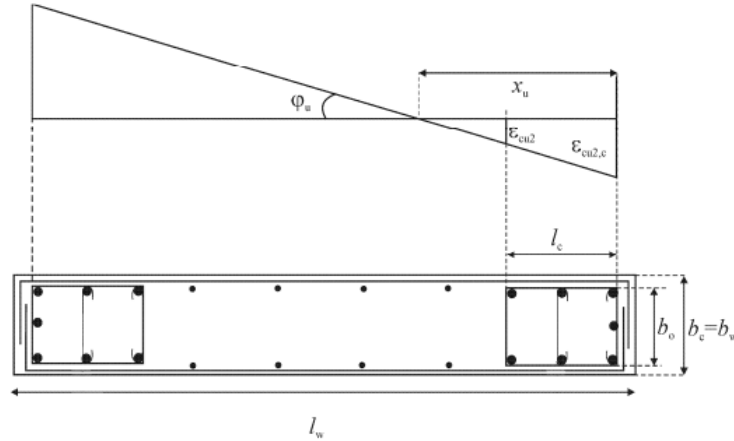


Figura 6. 17- Elemento de extremidade confinado de uma parede com bordos livres (Em cima: extensões na curvatura última; em baixo: seção transversal da parede) [EC8]

O requisito de ductilidade local na zona crítica das paredes, só está garantido, se o confinamento provocado pelas armaduras transversais dos elementos de extremidade das paredes, satisfizerem a condição [6.110] (cl.5.4.3.2. (4) do EC8):

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (v_d + \omega_v) \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad [6.110]$$

Onde :

ω_v - taxa mecânica das armaduras verticais da alma;

$f_{yd,v}$ - valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras verticais da alma;

f_{cd} - valor de cálculo da tensão de cedência de rotura do betão à compressão.

O valor de ductilidade em curvatura (μ_{ϕ}), utilizado nas zonas críticas deverá ser pelo menos igual ao calculado de acordo com a expressão [6.57], sendo que o valor básico do coeficiente de comportamento (q_0), é substituído pelo produto deste mesmo coeficiente pelo valor máximo da relação M_{Ed} / M_{Rd} na base da parede para a situação de projeto sísmica.

Assumindo na pior das hipóteses que a relação M_{Ed} / M_{Rd} é igual a 1, o valor de ductilidade em curvatura, neste caso é igual ao valor calculado para as vigas, isto é $\mu_{\phi}=3$.

À semelhança dos pilares, o valor da taxa de mecânica volumétrica de cintas nas zonas críticas (ω_{wd}) deverá ser superior a 0.08.

De acordo com a cl.5.4.1.2.3 do EC8, a espessura da alma (b_{w0}), deverá satisfazer a seguinte condição:

$$b_{wo} \geq \max \{0.15; h_s / 20\} \quad [6.111]$$

Onde:

h_s - altura livre do piso em metros.

A condição 6.111 é verificada em todas as paredes, uma vez que no piso mais alto (piso 2), as paredes apresentam uma altura livre de 3.93 metros ($4.23_{\text{piso}} - 0.30_{\text{laje}} = 3.93_{\text{altura livre em metros}}$), o que daria um limite mínimo de espessura da alma de 0.197 m, e para todas as paredes a espessura da alma é de 0.20 metros.

A espessura (b_w), dos pilares fictícios não deverá ser inferior a 200 mm. Além disso, o comprimento (l_c) e a altura (h_c) dos elementos de extremidade confinados devem ser analisados, de acordo com a figura que se segue, para verificar se é necessário o alargamento da seção de extremidade (cl.5.4.3.4.2 (10) do EC8).

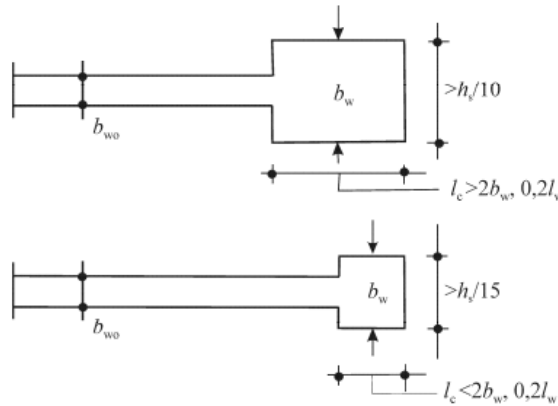


Figura 6. 18 - Espessura mínima de elementos de extremidade confinados [EC8]

Da figura 6.18 podem-se extrair as seguintes condições:

$$\begin{cases} \text{se } l_c \leq \max \left\{ 2 \times b_w; 0.2 \times l_w \right\}, b_w > \frac{h_s}{15} \\ \text{se } l_c > \max \left\{ 2 \times b_w; 0.2 \times l_w \right\}, b_w > \frac{h_s}{10} \end{cases} \quad [6.112]$$

Em relação ao espaçamento das cintas (s) e à distância entre varões longitudinais consecutivos abraçados por cintas ou por ganchos, os pilares fictícios devem cumprir os mesmos requisitos impostos pelo EC8 para os pilares sísmicos primários, presentes na seção 6.1.4.1 do presente projeto.

6.1.5.4 Dimensionamento das paredes

O dimensionamento de paredes dúcteis, em estruturas pertencentes a classe de ductilidade média, deverá seguir as disposições presentes na cl.5.4.2.4 do EC8.

De acordo com a mesma cláusula, no dimensionamento deve-se ter em conta as incertezas da análise e dos efeitos pós-elásticos, pelo menos quando se utiliza um método simplificado adequado. O método simplificado utilizado consiste em obter os esforços através de uma envolvente de cálculo para determinação dos esforços atuantes, isto é, devem-se sobredimensionar as paredes de modo a evitar a formação de rótulas plásticas acima da base das paredes.

O diagrama de momentos fletores, com os valores de cálculo ao longo da altura da parede dúctil, deverá ser determinado por uma envolvente dos momentos fletores obtidos através da análise dos momentos fletores obtidos do modelo e deslocado verticalmente do valor de a_1 , como se pode observar na figura 6.19 (cl.5.4.2.4 (5) do EC8).

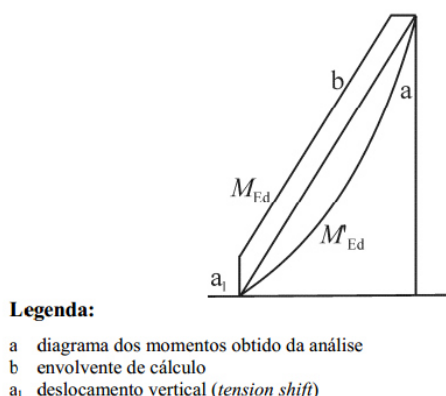


Figura 6. 19 - Envolvente de cálculo dos momentos fletores em paredes esbeltas (Sistema Paredes) [EC8]

O valor correspondente ao deslocamento vertical (a_1) é determinado de acordo com a seguinte expressão:

$$a_1 = z \cot(\theta) \quad [6.113]$$

Onde :

z - braço interior da parede;

θ - ângulo de inclinação das escoras.

De modo a ter em conta as incertezas relacionadas com os efeitos dos modos mais elevados, nos sistemas que contêm paredes esbeltas, o diagrama de esforços transversos de cálculo utilizado no dimensionamento das armaduras transversais é obtido através de um aumento de 50% dos valores dos esforços transversos obtidos do modelo e o valor de esforço transverso no topo da

parede deve corresponder a, pelo menos, 50% do valor da base, de acordo com a figura 6.20 (cl.5.4.2.4 (7) e (8) do EC).

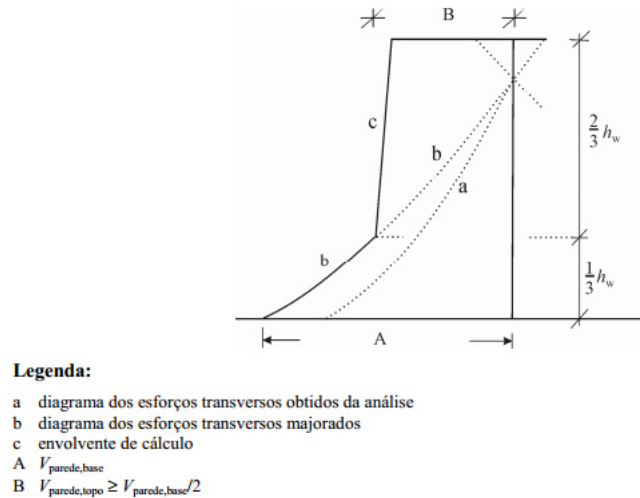


Figura 6. 20 - Envolvente de cálculo dos esforços transversos nas paredes [EC8]

Dito isto, e de modo a exemplificar os cálculos do dimensionamento das paredes, são apresentados os cálculos relativos a parede (Pb11). Nos anexos (Anexo H e Anexo I) encontram-se os cálculos relativamente às outras paredes estruturais.

A parede exemplo apresenta as seguintes dimensões:

Tabela 6. 53 – Dimensão da parede exemplo

Parede	b_w [m]	l_w [m]
Pb11	0.20	2.250

Para o comprimento mínimo regulamentar dos elementos de extremidade da parede exemplo, e de acordo com a expressão 6.102, obteve-se a seguinte tabela:

Tabela 6. 54 – Valores mínimos das extensões dos elementos de extremidade da parede-exemplo

Parede	$0.15 \cdot l_w$	$1.50 \cdot b_w$	$l_{c,min}$
Pb11	0.3375	0.300	0.338

Todas as paredes dúcteis possuem uma espessura de 0.20m, espessura essa que não pode ser alterada devido aos condicionamentos impostos pelo Projeto de Arquitetura, por isso, deve-se

garantir que o comprimento máximo ($l_{c,max}$) dos elementos de extremidade deve respeitar a condição 6.112.

A tabela 6.55, que se segue, apresenta o valor máximo das extensões que os pilares fictícios da parede-exemplo podem ter.

Tabela 6. 55 - Valores máximos das extensões dos elementos de extremidade das paredes dúcteis

Parede	$2b_w$ [m]	$0.2l_w$ [m]	$l_{c,max}$
Pb11	0.40	0.45	0.450

Tendo em consideração os limites (máximos e mínimos) das extensões dos elementos de extremidade adotou-se o valor de $l_c=0.4$ m para os pilares fictícios da parede exemplo (Pb11).

Aplicando as expressões [6.103] e [6.104], na tabela 6.60 apresenta-se o valor de altura de zona crítica para a parede exemplo em todos os pisos.

Tabela 6. 56 - Valores de altura de zona crítica para a parede exemplo

Parede	h_w [m]	l_w [m]	$h_w/6$ [m]	h_s [m]	$2l_w$ [m]	h_{cr} [m]
Pb11	25.43	2.25	4.24	3.89	4.50	4.24

Em seguida apresenta-se uma tabela síntese com as características e os comprimentos dos pilares fictícios da parede exemplo.

Tabela 6. 57 – Características gerais e regulamentares da parede exemplo

Parede	b_w [m]	l_w [m]	z [m]	l_c [m]	l_{alma} [m]	h_{cr} [m]
Pb11	0.20	2.250	1.85	0.40	1.45	4.24

Para o dimensionamento das armaduras (longitudinais e transversais) das paredes, os esforços atuantes de cálculo foram determinados considerando a ação sísmica mais desfavorável. Através desses valores, e de acordo com o EC8, obtiveram-se as envolventes de momentos fletores e de esforço transverso necessárias para efetuar o dimensionamento dos pilares fictícios da parede exemplo.

Em seguida são apresentadas as envolventes dos momentos fletores e dos esforços transversos atuantes na parede Pb11 (parede exemplo).

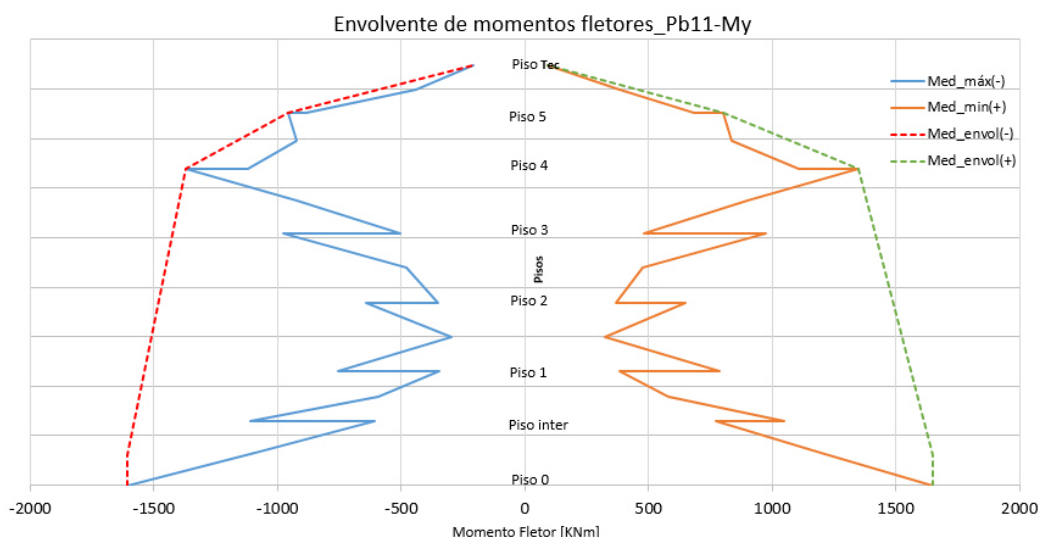


Figura 6. 21- Envoltura de momentos fletores da parede Pb11 (Acima da cave rígida)

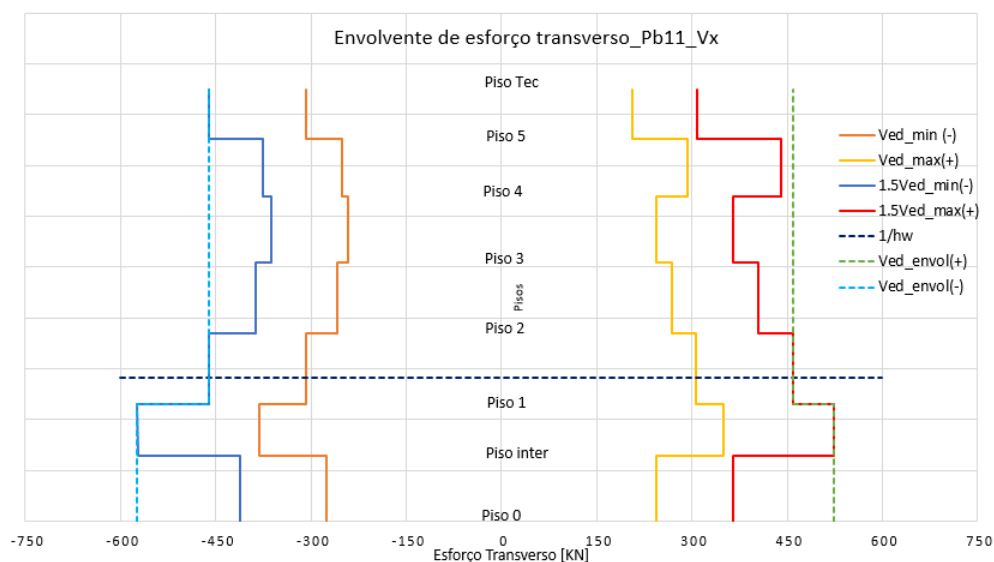


Figura 6. 22 - Envoltura de esforço transversal da parede Pb11 (Acima da cave rígida)

Nota: Apenas se efetuou a representação das envoltentes acima das caves rígidas.

Considerados os aspetos presentes nas disposições do EC8 para as paredes, e conhecidos os esforços atuantes, torna-se possível efetuar o dimensionamento da parede exemplo. Para tal, e como já tinha sido referido, no dimensionamento das armaduras longitudinais, uma vez que a capacidade resistente de uma parede se concentra nas extremidades, considera-se pilares fictícios nessas extremidades de modo a garantir uma maior eficiência das armaduras.

Na tabela 6.58 apresentam-se os valores dos momentos fletores e dos esforços axiais na parede-exemplo, assim como as forças de tração e as respectivas armaduras longitudinais nos pilares fictícios.

Tabela 6. 58- Armadura longitudinal nos pilares fictícios da parede Pb11

Parede	Piso	Envolvente	Med _y [kNm]	Ned [kN]	Ft [KN]	F _{Smax} [KN]	As [cm ²]	Ø	As [cm ²]	ρ _v [%]
Pb11	5	Máx	683.62	52.55	395.80	395.80	11.37	6Ø20	18.84	2.36
		Mín	-883.20	-189.02	382.90					
	4	Máx	1108.00	-299.29	449.27	449.27	12.91	6Ø20	18.84	2.36
		Mín	-1118.33	-830.48	189.26					
	3	Máx	1350.50	-682.18	388.91	388.91	11.18	6Ø20	18.84	2.36
		Mín	-1373.26	-1193.01	145.80					
	2	Máx	960.92	-1197.79	-79.48	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-990.50	-1522.73	-225.96					
	1	Máx	786.56	-1676.33	-412.99	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-753.43	-2023.99	-604.74					
	Inter	Máx	1050.55	-1814.95	-339.61	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-1110.79	-2694.80	-746.97					
	0	Máx	1648.82	-2396.63	-307.06	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-1606.44	-3326.78	-795.04					
	-1	Máx	1542.93	-2861.60	-596.78	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-1397.04	-3880.38	-1185.03					
	-2	Máx	250.83	-3227.51	-1478.17	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-168.62	-4380.75	-2099.23					
	-3	Máx	2.46	-3697.44	-1847.39	---	---	6Ø12	6.78	0.85
		Mín	-65.30	-6284.57	-3106.99					

Nota: Em alguns pisos da parede exemplo, uma vez que as forças máximas resultantes da aplicação da expressão 6.93 correspondem a forças de compressão, nos pilares fictícios desses pisos apenas se considerou uma armadura superior à armadura mínima, como se pode observar na tabela 6.58.

Apesar da resistência à flexão ser garantida pelas extremidades das paredes, por outro lado é necessário incluir armadura de flexão nas almas. Deste modo, em todas as almas das paredes foi adotada Ø10//0.15 pois verifica a armadura mínima regulamentar.

Na tabela que se segue é apresentado o valor de armadura regulamentar (mínima e máxima) e armadura adotada na alma da parede exemplo.

Tabela 6. 59 -Armadura mínima e máxima e armadura adota na alma da parede exemplo

Paredes	A _{s,v,min} [cm ² /m]	A _{s,v,max} [cm ² /m]	Pormenorização	A _{s,v,adotado} [cm ² /m]	A _{s,v} [cm ²]
Pb11	4.00	80.00	Ø10//0.15	10.540	15.283

Após a definição das armaduras longitudinais efetuou-se o dimensionamento da armadura transversal na direção mais desfavorável tendo em conta o aumento de 50 % dos esforços transversos obtidos da análise do modelo, de modo a assegurar que a cedência por flexão precede o estado limite último de esforço transversal (cl.5.4.2.5 do EC8).

Na tabela 6.60, é apresentado o valor do esforço transversal máximo resistente da parede exemplo.

Tabela 6. 60 - Esforço transversal máximo resistente na parede exemplo segundo x

Parede	Esforço transversal segundo o eixo X					
Pb11	α_{cw}	$\theta(^{\circ})$	bw [m]	d[m]	Z [m]	VRd,max [kN]
	1	45	0.2	2.220	1.998	2397.60

Na tabela 6.61 são apresentados os valores de esforço transversal máximos obtidos do programa de cálculo automático e a respetiva majoração em 50%.

Tabela 6. 61 - Valor de esforço transversal de cálculo na parede exemplo (Pb11)

Parede	Piso	Ved,x, modelo [kN]	Ved,x,cálculo [kN]	z [m]	As,h [cm ² /m]	Ø	As,hef [cm ² /m]	VRds,x [kN]	
Pb11	5	307.31	460.97	2.00	6.63	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	Restante zona
	4	293.26	439.89	2.00	6.33	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	
	3	243.32	364.98	2.00	5.25	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	
	2	269.43	404.15	2.00	5.81	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	
	1	314.45	471.68	2.00	6.78	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	
	Inter	382.17	573.26	2.00	8.24	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	Zona crítica
	0	274.76	412.14	2.00	5.93	Ø10//0.10 (2r)	15.80	1098.58	
	-1	483.11	724.67	2.00	10.42	Ø10//0.15 (2r)	10.54	732.85	Restante zona
	-2	75.07	112.61	2.00	1.62	Ø10//0.15 (2r)	10.54	732.85	
	-3	19.30	28.95	2.00	0.42	Ø10//0.15 (2r)	10.54	732.85	

Aplicando a expressão 6.63 obtiveram-se os valores das armaduras necessárias para garantir a segurança ao esforço transversal.

À semelhança dos pilares, depois ter determinado as armaduras longitudinais e transversais, passou-se ao cálculo e verificação do confinamento nos pilares fictícios. A armadura de confinamento na parede exemplo tem a configuração nos pilares fictícios, apresentada na figura que se segue.

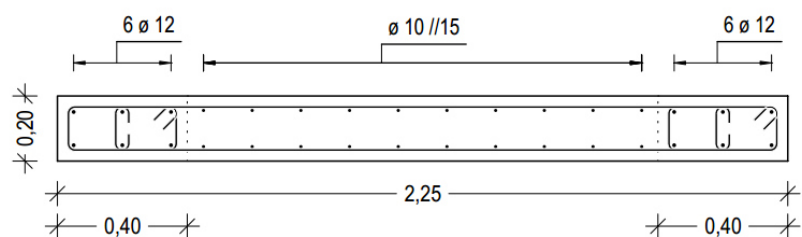


Figura 6. 23 - Esquema da parede exemplo [Pb11], com o confinamento dos pilares fictícios

Pela expressão 6.109, determinou-se a taxa de armadura mecânica na alma da parede exemplo.

Tabela 6. 62- Taxa de armadura na alma

Parede	$A_{sv}[\text{cm}^2]$	$A_c [\text{cm}^2]$	$\rho\%$	ω_v
Pb11	15.283	0.29	0.527	0.09170

O espaçamento máximo das armaduras de confinamento nas zonas críticas foi calculado de acordo com a expressão 6.77, de modo igual aos pilares.

Tabela 6. 63 - Espaçamento máximo da armadura transversal nas zonas críticas da parede exemplo (Pb11)

Parede	$b_0[\text{mm}]$	$d_{bL}[\text{mm}]$	$S_{m\acute{a}x} [\text{mm}]$	$S_{adotado} [\text{mm}]$
Pb11	132	20	66	10

Nota: Apesar do espaçamento obtido ser de 6.6 cm, optou-se por um espaçamento de 10 cm nas zonas críticas da parede exemplo.

Em seguida, procede-se à verificação do confinamento adotado nos pilares fictícios, nas extremidades da parede-exemplo.

Tabela 6. 64 - Características do núcleo de betão dos pilares fictícios

Parede	$b[\text{m}]$	$h[\text{m}]$	$b_0[\text{m}]$	$h_0[\text{m}]$
Pb11	0.2	0.40	0.132	0.332

Aplicando a expressão [6.110] e de acordo com as pormenorizações adotadas nos pilares fictícios da parede exemplo (figura 6.23) obtiveram-se as seguintes tabelas:

- 1º Membro da expressão 6.110

Tabela 6. 65 - 1º Membro da expressão 6.110 , para a verificação do confinamento dos pilares fictícios

Parede	Pisos	S [m]	$\sum b_i^2$ [m ²]	α_n	α_s	α	V _{betão} [m ³]	V _{cintas} [m ³]	ω_{wd}	$\alpha\omega_{wd}$
Pb11	1 a 5	0.010	0.170	0.3395	0.5221	0.177	0.00429	0.000084	0.340	0.060
	0 a Inter	0.010	0.181	0.2956	0.5221	0.155	0.00429	0.000084	0.340	0.053

Tabela 6. 66 - 2º Membro da expressão 6.110, para a verificação do confinamento dos pilares fictícios

Parede	Pisos	b _c /b ₀	μ_0	ω_v	N _{ed}	V _d	ϵ_{syd}	$30*\mu_0*v_d*\epsilon_{syd}*(b_c/b_0)-0.035$
Pb11	1 a 5	1.538	3.000	0.092	1025.064	0.114	0.00174	0.0145
	0 a Inter	1.538	3.000	0.092	3093.227	0.344	0.00174	0.0699

Nota: O valor de esforço axial foi retirado para a situação sísmica de projeto.

Da análise das tabelas 6.65 e 6.66, uma vez que a condição 6.110 é verificada, conclui-se que a armadura de cintagem adotada é suficiente de acordo com as exigências de confinamento presentes no EC8. Por sua vez a taxa de armadura é superior ao mínimo regulamentar ($\omega_{wd}>0.08$).

Por fim, aplicaram-se as expressões [6.105], [6.106] e [6.107], de modo a verificar o valor do comprimento (l_c) dos pilares fictícios para a parede exemplo. Neste cálculo considerou-se apenas a taxa de armadura mínima, isto é ($\omega_{wd,min}=0.08$).

Tabela 6. 67 - Valores de cálculo da linha neutra e do comprimento dos elementos de extremidade

Parede	Pisos	ϵ_{cu2}	$\epsilon_{cu2,c}$	l_w [m]	x_u [m]	l_c [m]	$l_{c,min}$ [m]	$l_{c,máx}$ [m]	$l_{c,adotado}$ [m]
Pb11	1 a 5	0.0035	0.0049	2.250	0.712	0.21	0.338	0.450	0.4
	0 a Inter		0.0047		1.507	0.39			

Da análise da tabela 6.67 nota-se que os valores adotados para os comprimentos dos elementos de extremidade, da parede-exemplo, em todos os pisos, são diferentes dos comprimentos determinados de acordo com o EC8. Por outro lado o valor de l_c assumido garante as condições de confinamento impostas pelo EC8.

6.1.6 Muros de suporte

O dimensionamento do muro de suporte, responsável pela contenção das terras, foi efetuado através de um modelo simplificado. Para o cálculo dos esforços atuantes sobre o muro de suporte considerou-se a resultante do impulso de terras e uma sobrecarga rodoviária regulamentar de 10 KN/m².

No modelo de cálculo considerou-se que o muro de suporte encontra-se totalmente enterrado e possui uma altura de 9 metros, que corresponde à altura das caves.

Tabela 6. 68- Características dos muros de suporte

esp [m]	c[m]	d[m]	b[m]
0.4	0.03	0.356	1

Neste projeto e para efeitos de cálculo considerou-se que o solo possui as seguintes características:

- Peso Volúmico do solo ($\gamma_{\text{solo}} = 19 \text{ kN} / \text{m}^3$);
- Ângulo de atrito interno ($\varnothing = 30^\circ$);
- Coeficiente de impulso em repouso ($k_0 = 1 - \sin(\varnothing) \Rightarrow k_0 = 0.5$).

O valor do impulso na base do muro foi calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$I_{\text{Total}} = \gamma_{\text{solo}} \times h \times k_0 \times \gamma_{\text{Gdesf}} + \text{SC}_{\text{rodoviária}} \times k_0 \times \gamma_{\text{Qdesf}} \quad [6.114]$$

$$I_{\text{Total}} = 19 \times 9 \times 0.5 \times 1.35 + 10 \times 0.5 \times 1.5 = 122.93 \text{ KN/m}$$

Nas figuras 6.24 e 6.25, é apresentado o modelo de cálculo utilizado no dimensionamento dos muros de suporte e os carregamentos considerados.

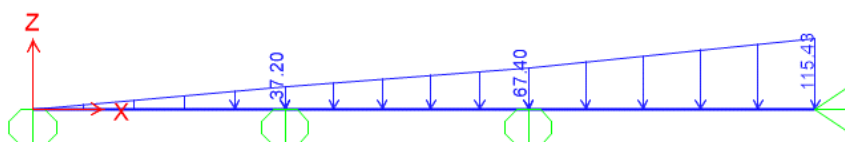


Figura 6. 24 - Impulso de terras

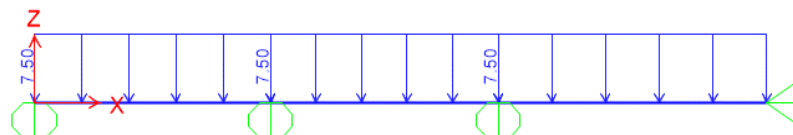


Figura 6. 25 - Impulso devido a sobrecarga rodoviária regulamentar

Em seguida, procedeu-se ao cálculo do momento máximo atuante ($M_{Ed,max}$), e obtiveram-se os seguintes valores de acordo com a figura 6.26:

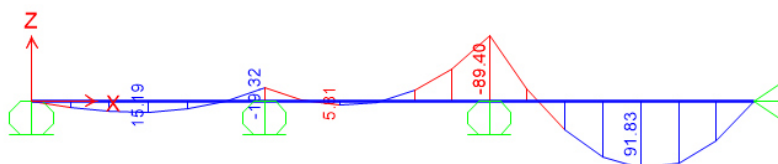


Figura 6. 26 - Momentos fletores devido aos impulsos

Na tabela 6.69, são apresentados os valores da armadura necessária para satisfazer o estado limite de flexão no muro de suporte.

Tabela 6. 69 - Valores de armadura adotadas no muro de suporte [Flexão]

Secção	M_{Ed} [KN.m/m]	μ	ω	A_s [cm ² /m]	A_{smin} [cm ² /m]	A_s adotado [cm ² /m]	x [m]	M_{Rd} [KNm/m]	Pormenorização
Apoio	89.40	0.035	0.036	6.418	6.711	10.05	0.0219	121.449	Ø16//0.20
Meio vão	91.83	0.036	0.037	6.597		10.05	0.0219	121.449	Ø16//0.20

Para além de calcular a armadura necessária para resistir ao momento fletor máximo, à semelhança das lajes deve-se verificar a necessidade de utilizar armaduras para resistir ao esforço transversal.

Tabela 6. 70 - Valor de esforço transversal sem armadura [Muro de suporte]

h [m]	d [m]	k	A_{sl} [cm ²]	pl	$V_{rd,c}$ [KN]
0.400	0.356	1.750	7.850	0.002	140.303

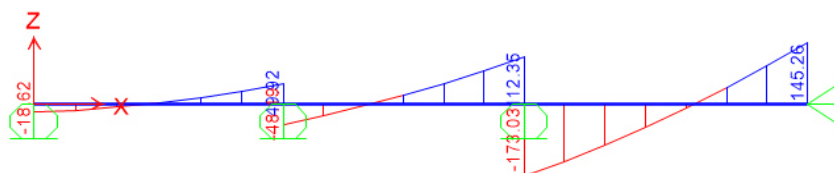


Figura 6. 27 - Esforço transversal devido aos impulsos

Uma vez que o valor máximo de esforço transversal ($V_{ed,m\acute{a}x}$) excede o valor do esforço transversal sem armadura ($V_{rd,c}$), é necessário armadura específica para resistir ao esforço transversal atuante. Os cálculos relativamente a armadura específica de esforço transversal são apresentados na tabela 6.71.

Tabela 6. 71 - Valor de esforço transversal resistente [Muro de suporte]

$V_{Ed}[\text{KN/m}]$	$\cotg(\theta=45^\circ)$	$\cotg(\alpha=30^\circ)$	$\text{sen}(\alpha=30^\circ)$	$A_{sw}/s [\text{cm}^2/\text{m}]$	Pormenorização	$A_{sefetiva} [\text{cm}^2/\text{m}]$
173.03	1.0	1.73	0.5	1.74	Ø8//0.20	2.5

6.1.7 Fundações

De acordo com o EC8, um dos princípios básicos para a conceção de edifícios sísmo-resistentes consiste no dimensionamento e na construção de fundações adequadas, de modo a garantir que as excitações provenientes da ação sísmica sejam uniformes, garantindo assim um desempenho eficiente da estrutura.

Para tal, e 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 nos princípios do cálculo pela capacidade real, considerando eventuais sobrerresistências.

De modo a satisfazer os princípios da capacidade real, nas fundações dos elementos estruturais verticais isolados (Pilares e Paredes) e das vigas de fundação, o valor dos esforços atuantes segundo o EC8, devem ser determinados de acordo com a expressão 6.115.

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \times \Omega E_{F,E} \quad [6.115]$$

Onde :

γ_{Rd} - coeficiente de sobrerresistência. Igual a 1.0 para $q \leq 3$;

$E_{F,G}$ - efeito das ações não sísmicas incluídas na combinação de ações para a situação sísmica de cálculo;

$E_{F,E}$ - efeito da ação sísmica de cálculo;

$\Omega = R_{di} / E_{di} \leq q$ - relação da zona dissipativa ou do elemento i da estrutura que tem maior influência no efeito E_F ;

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 sísmica.

Neste projeto, pelo facto de existirem vigas de fundação em ambas as direções, formando assim um sistema que distribui horizontalmente os carregamentos ao nível das fundações e por outro lado absorvem os esforços de flexão, as sapatas foram dimensionadas apenas para suportar os esforços normais resultantes das cargas verticais.

O valor de diâmetro mínimo recomendado para sapatas de pilares ou de paredes em Portugal é de 8 mm (cl.9.8.2.1 (1) do EC2).

6.1.7.1 Sapatas

Para a situação em que os esforços resistentes e os esforços atuantes são de igual valor, o coeficiente Ω assume o valor unitário, tornando assim a expressão [6.115] na combinação sísmica de cálculo definida no EC0.

Para o dimensionamento das sapatas, inicialmente foi feita uma comparação dos esforços entre a Combinação Sísmica de projeto e a Combinação GEO, presente na cl.6.4.3.2 do EC0, de modo a verificar a combinação condicionante. Deste modo, as sapatas em que a Combinação GEO fosse condicionante, foram dimensionadas com os esforços provenientes da Combinação Fundamental de ações, e caso a Combinação Sísmica fosse condicionante, as sapatas foram dimensionadas com os esforços resultantes da ação sísmica.

Relativamente à tensão admissível do solo de fundação, como já tinha sido referido considera-se uma tensão de 350 KPa, devido ao carácter instantâneo da ação sísmica este valor pode ser aumentado para o dobro (700 KPa), permitindo assim que as dimensões das sapatas não tomem valores exagerados.

O processo de pré-dimensionamento e de dimensionamento das sapatas é um processo iterativo, de acordo com a expressão [3.7]. Inicialmente, o valor do esforço axial condicionante foi

majorado em 10% de modo a considerar à partida o peso próprio da sapata. Este valor do esforço axial, depois de conhecer as dimensões reais da sapata é corrigido em função das mesmas.

Para que as sapatas do presente projeto apresentassem um comportamento rígido em meio elástico, foi cumprida a condição de rigidez (altura terá de ser superior a metade da maior distância entre a face do pilar e a face da sapata), com o objetivo de garantir a não ocorrência de punçoamento por intermédio dos elementos estruturais verticais.

Dito isto, e de modo a exemplificar, em seguida são apresentados os valores relativamente a duas sapatas isoladas e o método de cálculo utilizado para o dimensionamento das mesmas.

A tabela que se segue apresenta os resultados respeitantes a duas sapatas-exemplo. Os restantes resultados relativamente as sapatas podem ser consultados no Anexo N.

Tabela 6. 72 - Resultados das sapatas-exemplo

Sapata	Ned _{Geo} [KN]	Ned _{Fund} [KN]	Ned _{Sismica} [KN]	N _{pilar+PP_{sap}} [KN]	A _x [m]	B _y [m]	H [m]	σ _{solo} [Kpa]
S(P6)	833.118	1088.073	978.836	1129.323	1.500	2.20	0.50	342.219
S(Pb5)	4887.314	6403.924	5546.082	6813.524	6.40	3.20	0.80	332.692

No dimensionamento das sapatas, uma vez que se adotam sapatas rígidas, recorreu-se ao método das bielas aplicado a sapatas isoladas (com carregamento centrado), esquematizado na figura seguinte:

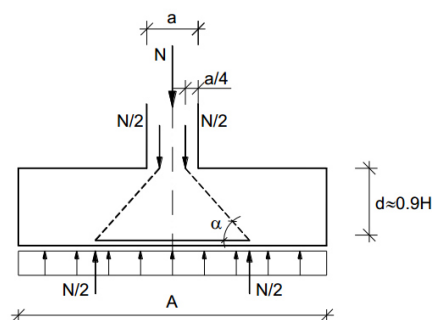


Figura 6. 28 - Esquema representativo do cálculo das armaduras, pelo método das bielas [F.Betão IST]

A expressão que define a força de tração existente junto à base da sapata, utilizado no cálculo das armaduras, é definida por:

$$F_{t_{sd}} = \frac{N_{b,Ed} \times (A - a)}{8 \times d} \quad [6.116]$$

Onde :

$N_{b,Ed}$ - esforço axial retirado da combinação de cálculo corrigido na base da sapata,

$$N_{b,Ed} = N_{Ed,pilar} + N_{pp,sapata} \times \gamma;$$

$$\gamma = 1.35.$$

Desta forma, as armaduras de flexão necessárias para verificar o estado limite último de flexão foram determinadas de acordo com a seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{t,sd}}{b \times f_{syd}} \quad [6.117]$$

Na tabela que se segue apresentam-se as armaduras calculadas para as sapatas-exemplo, bem como as armaduras adotadas.

Tabela 6. 73 - Valores de armaduras adotadas nas sapatas exemplo

Sapata	$N_{pilar+PP_{sap}}$ [KN]	$F_{t,sd,x}$ [KN]	$F_{t,sd,y}$ [KN]	$A_{s,x}$ [cm ² /m]	Pormenorização	$A_{s,y}$ [cm ² /m]	Pormenorização
S(P6)	1129.323	611.716	658.772	7.990	Ø12//0.10	12.620	Ø20//0.20
S(Pb5)	6813.524	5677.937	5323.066	50.987	Ø32//0.15	23.90	Ø20//0.15

O modelo de bielas utilizado neste projeto é aplicado a todas as sapatas isoladas dos pilares e das paredes, com exceção das paredes que constituem os núcleos de elevadores na direção Y, como poderá ver mais adiante.

Relativamente às sapatas dos muros de suporte de terras, uma vez que são sapatas excêntricas, foram também calculadas através do método das bielas aplicado a sapatas excêntricas, esquematizado na seguinte figura:

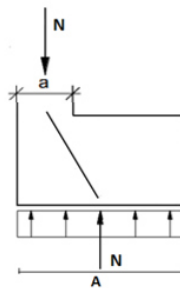


Figura 6. 29 - Esquema representativo do cálculo das amaduras para os muros de suporte [Folhas de betão 2, IST]

A expressão que define a força de tração existente junto à base da sapata contínua, dos muros de suporte utilizado no cálculo das armaduras é definida por:

$$F_{t,sd} = \frac{N_{b,Ed} \times (A - a)}{2 \times d} \quad \text{em que: } d = 0.9H \quad [6.118]$$

O esforço axial corrigido (N_b) utilizado para as sapatas do muro de suporte é retirado do modelo de cálculo para toda a extensão do muro e dividido pelo seu comprimento, apresentado assim um valor de N_b em KN/m de muro.

Desta forma, as armaduras de flexão necessária para verificar o estado limite último de flexão no muro de suporte foram determinadas de acordo com a seguinte expressão:

$$A_s = \frac{F_{t_{sd}}}{f_{syd}} \quad [6.119]$$

Relativamente às sapatas dos núcleos de elevadores foi utilizado um modelo simplificado, resultante da análise nas duas direções ortogonais X e Y. Como exemplo são apresentados os cálculos referentes à sapata do primeiro núcleo de elevador (NU1) constituído pelas paredes (Pb4-a, Pb9 e Pb4-b).

O núcleo de elevador terá como base uma sapata retangular com 7x8 m², de acordo com a seguinte figura.

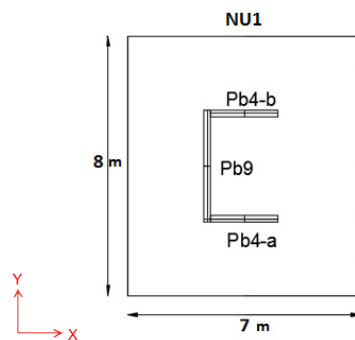


Figura 6. 30 - Representação em planta da sapata do NU1

Para o cálculo das armaduras segundo a direção X, aplicando a expressão [6.116], considerando que o esforço axial N_b resulta da soma das três paredes que constituem o núcleo mais o peso da sapata, obtiveram-se os seguintes resultados:

Tabela 6. 74 - Resultados da sapata do núcleo de elevador (NU1)

NU1	$\sum N_{ed_{Geo}}$ [KN]	PP _{Sapata} [KN]	A_x [m]	B_y [m]	H[m]	Área _{Sapata} NU[m ²]	σ_{solo} [Kpa]
	15597.380	3402.000	7.00	8.00	1.800	56.000	339.275

Na tabela 6.80, apresenta-se a área de armadura da sapata do núcleo de elevador (NU1) segundo a direção X, resultante da aplicação da expressão [6.117]:

Tabela 6. 75 - Armadura da sapata do núcleo (NU1) de elevador na direção X

Paredes	Ned[KN]	A _x [m]	B _y [m]	d=0.9H[m]	A _{s_x} [cm ² /m]	Pormenorização	A _{s_xeff} [cm ² /m]
N _{total}	18999.380	7.000	8.000	1.62	26.171	Ø20//0.10	31.40

Relativamente à direção Y, as armaduras foram calculadas através do método das consolas, obtendo os valores dos momentos máximos sob as paredes Pb4a e Pb4b e no meio vão, definindo a armadura de flexão necessária, como se de uma laje se tratasse, de acordo com a figura 6.18.

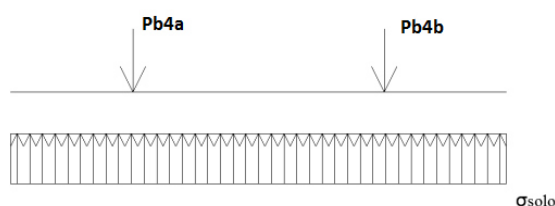


Figura 6. 31 - Esquema do modelo de cálculo para a sapata NU1 na direção Y

A tabela 6.76 apresenta os valores de esforço normal das paredes que constituem o núcleo de elevador por metro de comprimento, os valores dos momentos máximos, assim como as áreas de armaduras necessárias a adotar segundo a direção Y.

Tabela 6. 76 - Armadura da sapata do núcleo (NU1) de elevador na direção Y

Paredes	largura[m]	Ned[KN/m]	Face	Med _{max} [KNm/m]	A _{s_y} [cm ² /m]	Pormenorização	A _{s_yeff} [cm ² /m]
R1_Pb4a	2.030	2141.276	Extremidade	866.935	15.38	Ø20//0.20	15.70
R2_Pb4b		2189.133	Meio Vão	-1100.450	19.52	Ø20//0.15	20.90

Os valores da força máxima de tração e as áreas de armadura presentes na tabela anterior foram calculados de acordo com as seguintes expressões.

$$F_{t_{sd}} = \frac{Med}{0.9 \times d} \quad [6.120]$$

$$A_{s,y} = \frac{F_{t_{sd}}}{f_{yd}} \quad [6.121]$$

6.1.7.2 Vigas de fundação

À semelhança das sapatas, no dimensionamento das vigas de fundação, admitiu-se que o coeficiente Ω assume o valor unitário, de acordo a cl.4.4.2.6 (8) do EC8, deve-se aumentar o valor do coeficiente de sobrerresistência (γ_{Rd}) para 1.4, tornando assim a ação sísmica determinante face a combinação GEO.

A largura da seção transversal das vigas de fundação, de acordo com a cl.5.8.2 (3) do EC8, deverá ser pelo menos igual a $b_{w,min}$ e a sua altura igual a pelo menos, $b_{w,min}$.

As vigas de fundação para a estrutura em estudo apresentam os valores mínimos presentes na cláusula referida anteriormente, cujo valor da largura e da altura é apresentado em seguida.

$$b_{w,min} = 0.25\text{ m}$$

$$h_{w,min} = 0.50\text{ m (Edifícios com quatro ou mais pisos acima da cave rígida)}$$

Deve-se garantir também ao longo de todo o comprimento da viga, uma taxa de armadura mínima $\rho_{b,min} = 0.4\%$, tanto na face superior como na inferior.

Dito isto, as vigas foram dimensionadas de acordo com o princípio da capacidade real de acordo com a expressão [6.115]. As áreas de armadura necessárias para resistir aos esforços a que as vigas estão sujeitas foram retiradas do programa de cálculo.

Os valores das armaduras e das pormenorizações adotadas nas vigas de fundação encontram-se no Anexo N.

6.2 Estados Limites de Utilização

Estados limites de serviço ou de utilização são estados associados a danos pouco severos, que não implicam a desativação da estrutura, tratando-se de danos ao nível do aspeto da estrutura (aparência), do conforto das pessoas e funcionalidade.

Deste modo, e de acordo com o estipulado nos Eurocódigos Estruturais EC2 e EC8, deve-se efetuar a verificação aos estados limites de utilização correntes, relativamente ao controlo da fendilhação, ao controlo das deformações e da limitação de danos durante a ocorrência de um sismo.

6.2.1 Controlo da fendilhação

De acordo com o EC2, pode-se efetuar o controlo da fendilhação através de um método de verificação indireto (forma simplificada), que consiste em limitar o diâmetro ou o espaçamento máximo dos varões.

Neste projeto optou-se por limitar o valor do espaçamento máximo dos varões, considerando uma largura de fendas $\omega_{\max}$ igual a 0.3 mm, o que obriga a que o espaçamento máximo a ser considerado no dimensionamento das armaduras das lajes é de aproximadamente 200 mm (cl.7.3.3 (2) Quadro 7.3N do EC2).

Tabela 6. 77 - Espaçamento máximo dos varões para o controlo da fendilhação

Tensão do aço [Mpa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$\omega_k=0.4$	$\omega_k=0.3$	$\omega_k=0.2$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

6.2.2 Controlo das deformações

O EC2 estabelece limites para a deformação ao nível dos pisos de uma estrutura, com o objetivo de garantir a não ocorrência de flechas elevadas que possam prejudicar a aparência da estrutura e a sua utilização.

Dito isto e para o controlo das deformações nos pisos da estrutura, o EC2 impõe que:

- A flecha calculada num determinado elemento sujeito a ações quase- permanentes deve ser limitada em $L/250$, sendo L o comprimento do vão do referido elemento (cl.7.4.1 (4));
- Para flechas que ocorrem depois da construção e que são suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura (Elementos não estruturais), o limite máximo regulamentar é de $L/500$ (cl.7.4.1 (5));

De modo a efetuar as verificações prescritas no EC2, no modelo de cálculo, foram analisados todos os pisos para a combinação quase-permanente e conclui-se que o maior deslocamento encontra-se no piso 4 conforme se apresenta na figura e tem um valor de $\cong 6.60$ mm.

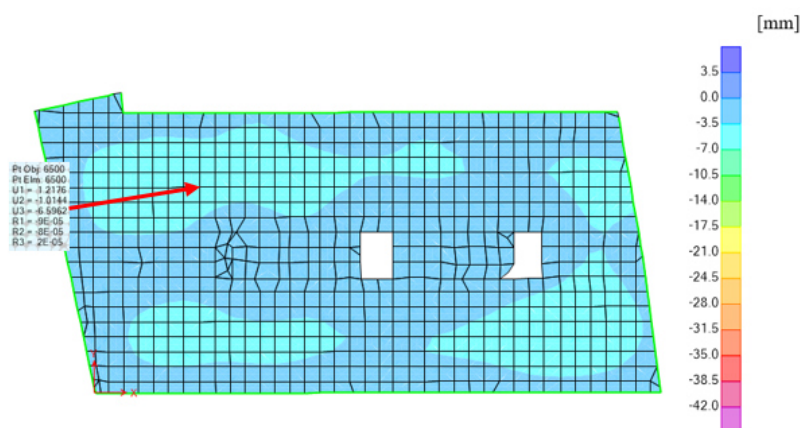


Figura 6. 32 - Deformação do piso 4 para a combinação quase permanente de ações

Depois de ter identificado o maior deslocamento, procedeu-se ao cálculo da flecha considerando o estado fendilhado e não fendilhado, calculada de acordo com as seguintes expressões:

$$a = \zeta \times a_{II} + (1 - \zeta) \times a_I \quad [6.122]$$

Onde :

a - flecha;

a_I - valor da flecha (estado não fendilhado);

a_{II} -valor da flecha (estado totalmente fendilhado);

ζ - coeficiente de distribuição, calculado através:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 \quad [6.123]$$

β - coeficiente que tem em conta a 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 através de:

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{b \times h^2}{6} \quad [6.124]$$

b - largura da seção, para laje considera-se igual a 1m;

h - altura da laje

Do modelo de cálculo, na seção determinante, retirou-se a maior flecha, o comprimento do vão em que se encontra, o momento quase permanente associado, as armaduras (inferior e superior), necessárias para a verificação ao estado limite último de flexão da laje onde se encontra o deslocamento é máximo. Os valores são apresentados de uma forma resumida na tabela que se segue:

Tabela 6. 78 - Valores necessários para o controlo de deformações

Flecha [mm]	M_{qp} [KNm/m]	L[m]	$A_{S\text{Superior}}$ [cm ² /m]	$A_{S\text{Inferior}}$ [cm ² /m]
6.60	57.40	7.95	5.27	10.54
			Ø10//0.15	Ø10//0.15+Ø10//0.15

Cálculo do momento de fendilhação para proceder à verificação da existência de fendilhação na zona da seção determinante da laje do piso 4.

$$M_{cr} = 2.9 \times 10^3 \times \frac{1 \times 0.3^2}{6} = 43.5 \text{ KNm / m}$$

se :

$M_{qp} > M_{cr}$ - zona fendilhada;

$M_{qp} < M_{cr}$ - zona não fendilhada.

Como o momento quase permanente de ações (M_{qp}) é superior ao momento de fendilhação (M_{cr}) calculado, então na laje ocorre fendilhação na zona da seção determinante.

Posto isto, procede-se à determinação da flecha a longo prazo a_{∞} ($t = \infty$), através do método dos coeficientes globais, como se pode observar nos seguintes cálculos:

- Coeficiente de fluência $\Rightarrow \varphi = 2.5$;
- Módulo de elasticidade do betão C30/37 $\Rightarrow E_{cm} = 33\text{GPa}$;
- Módulo de elasticidade efetivo $\Rightarrow E_{c,eff} = 1.05 \times \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty; t_0))} = 1.05 \times \frac{33}{(1 + 2.5)} = 9.9\text{ GPa}$;
- Módulo de elasticidade do aço A400 $\Rightarrow E_s = 200\text{GPa}$;
- Coeficiente de homogeneização $\Rightarrow \alpha = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{200}{9.9} = 20.202$;
- Taxa de armadura inferior $\Rightarrow \rho = \frac{A_{s,inf}}{b \times d} = \frac{10.57 \times 10^{-4}}{1 \times 0.27} = 0.003915$;

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha \times \rho = 20.202 \times 0.003915 = 0.079 \\ \beta = \frac{A_{s, sup}}{A_{s, inf}} = \frac{5.27}{10.54} = 0.5 \end{array} \right. \quad d/h = 0.27/0.3 = 0.9, \text{ Recorrendo as tabelas } \left\{ \begin{array}{l} \frac{I_I}{I_c} = 1.221 \\ \frac{I_{II}}{I_c} = 0.427 \end{array} \right.$$

- Coeficiente de distribuição $\Rightarrow \zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{qp}} \right)^2 = 1 - 0.5 \left(\frac{43.5}{57.40} \right)^2 = 0.713$;
- Valor da flecha no estado não fendilhado

$$\Rightarrow a_{I\infty} = (1 + \varphi) \times \frac{a_c}{\left(\frac{I_I}{I_c} \right)} = (1 + 2.5) \times \frac{6.6}{1.221} = 18.91\text{mm} ;$$

- Valor da flecha no estado totalmente fendilhado

$$\Rightarrow a_{II\infty} = (1 + \varphi) \times \frac{a_c}{\left(\frac{I_{II}}{I_c} \right)} = (1 + 2.5) \times \frac{6.6}{0.427} = 54.099\text{mm} ;$$

- Valor da flecha a longo prazo

$$\Rightarrow a_{\infty} = \zeta \times a_{II\infty} + (1 - \zeta) \times a_{I\infty} = 0.713 \times 54.099 + (1 - 0.713) \times 18.91 \cong 44\text{mm} ;$$

- Valor máximo admissível regulamentar para a flecha a longo prazo

$$\Rightarrow \frac{L}{250} = \frac{7.95}{250} = 31.8\text{mm}$$

Como a flecha a longo prazo é superior ao valor da flecha regulamentar imposta pelo EC2, $(a_{\infty} > L/250)$, não está verificado o estado limite de deformação na laje do piso 4.

Para resolver e de modo a diminuir as deformações excessivas existentes pode-se aplicar uma contra-flecha inicial para compensar o efeito parcial ou total das deformações, cujo valor não deverá exceder o vão/250 (cl7.4.1 (4) do EC2), poder-se-ia alterar o sistema estrutural, por exemplo, aumentar a espessura da laje, adotar uma solução em pré-esforço ou colocar elementos estruturais verticais para diminuir o vão e consequentemente as deformações. Neste projeto devido aos condicionalismos impostos pelo Projeto de Arquitetura, optou-se por aplicar contra-flechas.

6.2.3 Limitação de danos

De acordo com a cl.4.4.3.2 do EC8, para edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura (paredes de alvenaria, envidraçados), como é o caso do edifício em estudo, considera-se que o requisito de limitação de danos é verificado se os deslocamentos entre pisos, provocados por uma ação sísmica cumprirem a seguinte expressão:

$$d_r \times v \leq 0.005h \quad [6.125]$$

Onde :

d_r - Valor do deslocamento entre pisos;

h - Altura entre pisos;

v - Coeficiente de redução relacionado com o mais baixo período de retorno da ação sísmica considerada ($v = 0.4$ ação sísmica tipo 1 e $v = 0.55$ ação sísmica tipo 2).

Aplicando a expressão [6.125], obtiveram-se os valores de deslocamento relativos entre pisos, para os dois tipos de ação sísmica, segundo X e Y, que são apresentados nas tabelas seguintes:

Tabela 6. 79 - Verificação da limitação de danos [Sismo 1]

Sismo 1		h[m]	d_s [m]	d_r [m]	$d_r \cdot v$	0.005h	$d_r \cdot v \leq 0.005h$
Pisos	Direção						
Piso 5_CR	x	3.40	0.10150	0.00438	0.001752	0.0170	Verifica
	y		0.13622	0.01202	0.004808		Verifica
Piso 4_CR	x	3.87	0.09712	0.01526	0.006104	0.0194	Verifica
	y		0.12420	0.02180	0.008720		Verifica
Piso 3_CR	x	4.23	0.08186	0.02394	0.009576	0.0212	Verifica
	y		0.10240	0.03034	0.012136		Verifica
Piso 2_CR	x	4.16	0.05792	0.02578	0.010312	0.0208	Verifica
	y		0.07206	0.03180	0.012720		Verifica
Piso 1_CR	x	3.00	0.03214	0.01662	0.006648	0.0150	Verifica
	y		0.04026	0.02090	0.008360		Verifica
Piso Inter_CR	x	2.68	0.01552	0.01552	0.006208	0.0134	Verifica
	y		0.01936	0.01936	0.007744		Verifica

Tabela 6. 80 - Verificação da limitação de danos [Sismo 2]

Sismo 2		h[m]	d _s [m]	d _r [m]	d _r *v	0.005h	d _r *v ≤ 0.005h
Pisos	Direção						
Piso 5_CR	x	3.40	0.04672	0.00206	0.001133	0.0170	Verifica
	y		0.06276	0.00566	0.003113		Verifica
Piso 4_CR	x	3.87	0.04466	0.00696	0.003828	0.0194	Verifica
	y		0.05710	0.00994	0.005467		Verifica
Piso 3_CR	x	4.23	0.03770	0.01050	0.005775	0.0212	Verifica
	y		0.04716	0.01348	0.007414		Verifica
Piso 2_CR	x	4.16	0.02720	0.01146	0.006303	0.0208	Verifica
	y		0.03368	0.01422	0.007821		Verifica
Piso 1_CR	x	3.00	0.01574	0.00788	0.004334	0.0150	Verifica
	y		0.01946	0.00984	0.005412		Verifica
Piso Inter_CR	x	2.68	0.00786	0.00786	0.004323	0.0134	Verifica
	y		0.00962	0.00962	0.005291		Verifica

Pela análise das tabelas anteriores, uma vez que a condição [6.125] é verificada em todos os casos, conclui-se que se projeto cumpre o requisito da limitação de danos.

7. CONCLUSÃO

Ao longo deste projeto, percorreram-se as diferentes fases do dimensionamento de uma estrutura de betão armado, iniciando-se pela análise da arquitetura do edifício, modelação, análise de resultados, dimensionamento, até à pormenorização dos diversos elementos estruturais com base nos Eurocódigos Estruturais, cujo principal objetivo de implementação, consiste na uniformização e harmonização do projeto estrutural nos diferentes países da União Europeia.

O edifício em estudo por se situar em Lisboa, e atendendo à sismicidade da zona, foi dimensionado sobretudo com base nas disposições prescritas no EC8 para edifícios sísmo-resistentes.

A aplicação dos Eurocódigos, mais precisamente do EC8, constituiu um processo de grande complexidade na contabilização e no tratamento dos efeitos da ação sísmica. Por exemplo, o facto da regularidade estrutural condicionar o tipo de análise a ser realizado, dificulta a compatibilização do projeto de estrutura e de arquitetura. Introduce conceitos novos relativamente ao coeficiente de comportamento, o aparecimento do conceito de “coeficiente de importância”, das classes de ductilidade, e da aplicação do Cálculo pela Capacidade Real de modo a tirar partido da ductilidade dos materiais estruturais, garantindo a formação de rótulas plásticas e consequentemente garantir o mecanismo de rotura expectável (roturas dúcteis).

No projeto desenvolvido, uma vez que se adotou uma solução de lajes fungiformes assentes em pilares e paredes (ligados na periferia por vigas exteriores), para esses tipos de lajes o EC8 não apresenta muitos esclarecimentos, apenas recomenda que estas lajes não sejam utilizadas como parte de elementos sísmicos primários devido à falta de capacidade de dissipação de energia das mesmas na ligação aos pilares.

O sistema estrutural embora classificado como sistemas de paredes, não garantia os requisitos de torção mínima, devendo isto à disposição dos elementos estruturais verticais. Neste caso, se não fossem os condicionalismos impostos pela arquitetura, alterar-se-ia a disposição dos elementos estruturais de modo a diminuir o efeito de torção na estrutura.

Para a análise do edifício em estudo, o modelo tridimensional desenvolvido no SAP2000 foi extremamente importante, possibilitando a obtenção de resultados precisos, para análise estrutural.

De uma forma contínua este projeto possibilitou o desenvolvimento de competências face aos Softwares utilizados, constituindo assim ferramentas para a aplicação em projetos futuros.

A aplicação do Cálculo pela Capacidade Real, filosofia que assegura às estruturas um mecanismo de rotura dúctil em vez de roturas frágeis, faz com que haja um aumento significativo dos esforços resistentes, sendo no entanto essa metodologia um pouco trabalhosa.

Em relação à pormenorização dos diversos elementos, o EC8 impõe medidas relativamente a pormenorização das zonas críticas, nomeadamente quanto ao afastamento das armaduras de confinamento dessas zonas complementando assim as disposições prescritas no EC2, o que traz melhorias significativas, embora, em certos casos os espaçamentos reduzidos nas armaduras de confinamento dificultarem a execução de certos elementos.

De um modo geral, conclui-se que a elaboração de um projeto é um processo de tomada de decisões tendo sempre em atenção a aplicação dos regulamentos, e que os Eurocódigos são abrangentes, mas a aplicação desses regulamentos constitui um desafio interessante, uma vez que abordam vários conceitos importantes no âmbito do projeto estrutural face às ações, em especial a ação sísmica, e sobretudo face ao meio envolvente.

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 1997-1:2010; “ Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais”, CEN, Bruxelas.

NP EN 1998-1:2010; “ Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”, CEN, Bruxelas.

NP EN206-1: 2007; “ Betão – Parte 1: Especificação, desempenho, produção e Conformidade ”, CEN, Bruxelas.

COSTA, António; “ Aplicação do Eurocódigo 8 ao projeto de edifícios – Projeto de estruturas para resistência aos sismos”, Ordem dos Engenheiros, Lisboa/Porto, 2011.

JACINTO, Luciano; “ Dimensionamento sísmico de edifícios de betão segundo o EC8-1”,2014.

REIS, Ana Rita; “Ligação viga-pilar de alto desempenho sísmico”, Lisboa: FCT/UNL, 2012.

LOPES, Mário; “Sismos e Edifícios”.

GORGULHO, António; “Betão Estrutural II-Versão atualizada segundo o Eurocódigo 2”, Departamento de Engenharia Civil, ISEL, Lisboa, 2007.

LÚCIO, Valter; - “Estruturas de Betão Armado I - Estado Limite de Deformação”, Departamento de Engenharia Civil, UNL, 2006.

NOVAIS, Tiago Filipe Pereira; - “Projeto de fundações e estrutura de um colégio em Ponta Delgada utilizando os Eurocódigos estruturais”, Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa 2014.

PIRES, Sérgio Salústio; - “ Projeto de fundações e Estrutura de um Edifício de Betão Armado”, Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa 2015.

ROMÃOZINHO, Manuel Francisco; - “Dimensionamento para a Ação Sísmica”, Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2010.

LISTA DE PEÇAS DESENHADAS

Projeto de Arquitetura	Nº de ordem
Plantas de Arquitetura	01 a 09
Alçados e Cortes	10 a 14
Projeto de Fundações e Estrutura	
Plantas Estruturais	15 a 25
Fundações	26
Quadros de Pilares	27 a 30
Paredes	31 e 32
Vigas	33 a 40
Lajes	41 a 56
Escadas	57
Pormenor tipo dos Muros de Suporte	58
Pormenor tipo das Vigas de Cobertura	59
Pormenores das Armaduras de Punçãoamento	60

ANEXOS

Anexo A – Dimensões dos elementos estruturais

Anexo B – Definição dos centros de rigidez e identificação dos centros de massa de cada piso

Anexo C – Modos de vibração e fatores de participação modal

Anexo D – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal em vigas

Anexo E – Armadura longitudinal, taxa da armadura longitudinal e armadura transversal em vigas

Anexo F – Comprimentos críticos e espaçamentos máximos da armadura transversal em pilares sísmicos primários

Anexo G – Armadura longitudinal e transversal em pilares sísmicos primários

Anexo H – Características e disposições construtivas das paredes estruturais

Anexo I – Armadura longitudinal e transversal nos pilares fictícios das paredes

Anexo J – Pilares de extremidade das paredes que constituem os núcleos dos elevadores (NU)

Anexo K – Vigas de escadas, vigas das rampas de acesso ao estacionamento, pilares e paredes nas caves

Anexo L – Armaduras de lajes

Anexo M – Verificação ao estado limite de punçoamento nas lajes

Anexo N – Fundações

Anexo O – Espessura equivalente das escadas, cargas equivalentes utilizadas no processo de modelação e vigas de cobertura

Anexo P – Controlo das deformações