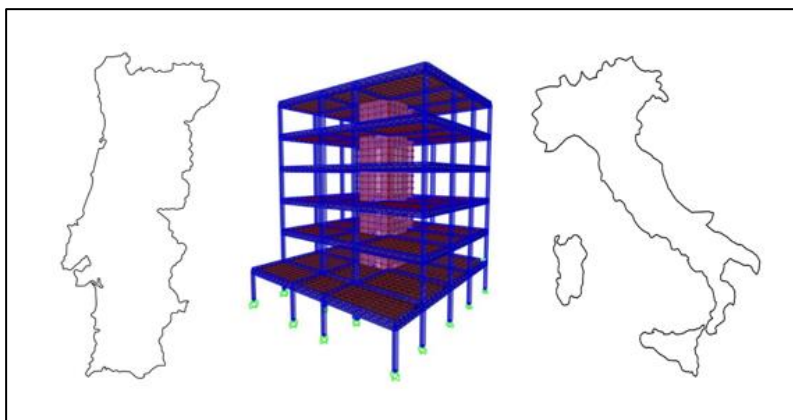




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Departamento de Engenharia Civil**



# **Análise sísmica e modelação de edifícios de betão armado de acordo com a regulamentação portuguesa e italiana**

**GIUSEPPE TESTINO**

(Licenciado em Engenharia Civil)

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

Orientador:

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Júri:

Presidente: Licenciado, Especialista (IPL) Jorge Alexandre Dias dos Reis Barros

Vogais:

Doutora Paula Raquel Pires Da Cunha Lamego

Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

**Fevereiro, 2023**



## *Dedicatória*

*A tutti coloro che hanno sempre creduto in me  
e che continueranno a farlo.*



## *Agradecimentos*

Gostaria de dedicar este espaço às pessoas cujo apoio me ajudou ao longo deste caminho de crescimento pessoal e profissional. Um caminho cheio de obstáculos por causa da mudança de vida num novo país, com uma língua diferente e com todas as limitações e dificuldades que o Covid-19 provocou.

Em primeiro lugar, gostava de agradecer a toda a comunidade do ISEL, à direção do instituto, aos professores e a todo o pessoal, por me terem acolhido e permitido completar a minha formação profissional.

Ao meu orientador, Doutor Paulo Mendes por ter sido um guia importante desde o primeiro até ao último dia, pela sua infinita disponibilidade, pela sua capacidade de transmitir os seus conhecimentos e pelo seu fundamental apoio ao longo de todo o percurso. Recordá-lo-ei sempre como um exemplo de profissionalidade e de grande humanidade.

Aos meus tios, Mimmo e Mariella, por me permitirem percorrer toda essa viagem universitária e de vida, por partilharem os vossos valores e princípios sólidos, por me apoiarem e encorajarem frente às dificuldades, e por serem a minha única família. Ficar-lhes-ei sempre grato.

Ao Giuseppe, por teres partilhado comigo todos os dias dos últimos dois anos, por seres como um irmão, por teres sempre dado as sugestões certas e por teres ajudado a gerir a minha ansiedade. És imprescindível.

À Anastasia, pela atenção que só tu me sabes dar, pelo teu apoio ao quotidiano, pela tua extraordinária e única empatia que partilhas comigo. A ti, companheira do meu presente e do meu futuro, que sabes, com os teus gestos melhorar o meu estado de humor e os meus dias.

Ao Alessandro e Ilaria, por terem partilhado as peças do puzzle desta viagem, por terem feito os meus sucessos também os vossos, pela vossa alegria e empatia. Fazem parte da minha família.

À Isabel, por teres sido sempre presente durante a formulação desta dissertação e por me teres ajudado a ultrapassar os obstáculos encontrados durante estes meses.

Ao Michele, pela sabedoria que te representa e que me transmitiste desde que te conheci, por estares sempre ao meu lado e pelos teus bons conselhos.

À Stephanie e ao Douglas, por não me deixarem sozinho quando todos fugiam e pela vossa grande simpatia e energia. Não são apenas colegas, mas grandes amigos na vida.

Aos meus amigos de toda a vida, que embora longe sempre foram próximos - Sergio, Emanuele, Pasquale, Aldo, Francesco, Erika, Giulia.

A todos os meus colegas de turma, em particular Davyd, Dannilo, Henrique, Hugo, Filipa, João Justo, João Aguilar e Helder, por terem sido sempre excelentes companheiros nesta aventura e pelo vosso apoio constante. Não poderia ter tido melhores colegas.

Ao Paki, ao Antonello e à todos os meus amigos italianos em Lisboa, por me fazerem sentir em casa em Portugal.

Aos meus “cães-panheiros” Aiko, Igor, Ivan e Thea, pelo amor incondicional que me dão, pelos nossos passeios oxigenantes e por ser uma presença importante na minha vida. Cada um de vós tem a marca da sua pata no meu coração.

Por fim, gostaria de me agradecer por acreditar sempre em mim, por ser sempre capaz de me levantar e por pensar sempre que cada dificuldade poderia fazer de mim uma pessoa melhor.

A todos, Obrigado.

## RESUMO

Com a entrada em vigor dos Eurocódigos Estruturais, a análise e dimensionamento de estruturas, nos diversos Estados-Membros, seguem os mesmos princípios normativos, divergindo apenas de acordo com as especificidades de cada anexo nacional. No âmbito deste trabalho apresenta-se uma abordagem que envolve a análise sísmica e modelação de edifícios de betão armado em Portugal e Itália, procurando evidenciar-se as especificidades dos anexos nacionais destes dois Estados-Membros.

Neste contexto, numa primeira fase do trabalho são introduzidos os principais conceitos associados ao fenómeno sísmico, nomeadamente a tipologia de ondas sísmicas, as placas tectónicas e a caracterização da sismicidade; são também abordados os impactos dos sismos em meio urbano, subdividindo-os em danos diretos e indiretos e os seus efeitos globais e locais em estruturas de betão armado.

Numa fase subsequente são então descritos os aspetos mais relevantes sobre a aplicação da regulamentação sísmica utilizada para a conceção de edifícios de betão armado em Portugal e em Itália, tendo por referência os Eurocódigos e o seu enquadramento no que se refere à utilização dos respetivos anexos nacionais.

Para demonstrar os principais aspetos expostos anteriormente, é desenvolvido o modelo da estrutura de um edifício, utilizando o software de cálculo SAP 2000, no qual são introduzidas todas as características estruturais e geométricas do edifício, incluindo as ações a que este se encontra sujeito. Com base no modelo criado apresenta-se uma análise estrutural utilizando os métodos de análise apropriados e comparando os resultados obtidos entre a ação sísmica portuguesa e a ação sísmica italiana.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ação sísmica, Regulamentação, Edifícios de Betão Armado, Modelação, Análise Estrutural.



## **ABSTRACT**

With the entry into force of the Structural Eurocodes, the analysis and design of structures, in several Member States, follows the same normative principles, differing only according to the specificities of each national annex. In the scope of this work, an approach involving the seismic analysis and modelling of reinforced concrete buildings in Portugal and Italy is presented, trying to highlight the specificities of the national annexes of these two Member States.

In this context, the first phase of the work introduces the main concepts associated to seismic phenomena, namely the typology of seismic waves, tectonic plates, and seismicity characterization; the impacts of earthquakes in urban environments are also addressed, subdividing them into direct and indirect damages and their global and local effects on reinforced concrete structures.

In a subsequent stage, the most relevant aspects about the application of the seismic regulations used in the design of reinforced concrete buildings in Portugal and in Italy are then described, with reference to the Eurocodes and their framework regarding the use of the respective national annexes.

In order to demonstrate the main aspects exposed above, a building structural model is developed, using the calculation software SAP 2000, in which all structural and geometric characteristics of the building are introduced, including the actions to which it is subjected. Based on the model created, a structural analysis is presented using the appropriate analysis methods and by comparing the results obtained respectively with the Italian seismic action and the Portuguese seismic action.

**PALAVRAS-CHAVE:** Seismic Action, Regulation, Reinforced Concrete Buildings, Modelling, Structural Analysis



# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2	OBJETIVOS E METODOLOGIA DE TRABALHO	2
1.3	ESTRUTURA DO TEXTO	3
<b>2</b>	<b>SISMOS E SEUS EFEITOS NAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS</b>	<b>5</b>
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	5
2.2	GENERALIDADES SOBRE OS SISMOS	5
2.2.1	LOCALIZAÇÃO DOS SISMOS E TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS	5
2.2.2	CLASSIFICAÇÃO DOS SISMOS	7
2.2.3	PLACAS TECTÓNICAS	9
2.2.4	CARACTERIZAÇÃO DA SISMICIDADE	11
2.3	IMPACTOS E DANOS DOS SISMOS EM ESTRUTURAS DE BETÃO	13
2.3.1	IMPACTOS EM MEIO URBANO: DANOS DIRETOS E INDIRETOS	13
2.3.2	EFEITOS EM ESTRUTURAS DE BETÃO: DANOS GLOBAIS E LOCAIS	15
2.4	PREOCUPAÇÕES NA CONCEÇÃO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS	19
2.4.1	REQUISITOS DE DESEMPENHO E CRITÉRIOS DE CONFORMIDADE	19
2.4.2	PRINCÍPIOS BÁSICOS DE CONCEÇÃO	20
2.4.3	REGULARIDADE ESTRUTURAL	22
2.4.4	DUCTILIDADE EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO	24
2.5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	25
<b>3</b>	<b>REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA</b>	<b>27</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	27
3.2	PERSPETIVA HISTÓRICA SOBRE A CRIAÇÃO E EVOLUÇÃO DOS EUROCÓDIGOS	27
3.3	REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL	29
3.3.1	HISTÓRIA SÍSMICA PORTUGUESA	29
3.3.2	EVOLUÇÃO DA REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL	31
3.3.3	TEMPO DE VIDA ÚTIL DE PROJETO	32
3.3.4	CONDIÇÕES DO TERRENO	32
3.3.5	AÇÃO SÍSMICA E ZONAMENTO SÍSMICO	34
3.3.6	CLASSE DE IMPORTÂNCIA DOS EDIFÍCIOS E COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA	36
3.3.7	DUCTILIDADE	37
3.4	REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA EM ITÁLIA	38
3.4.1	HISTÓRIA SÍSMICA ITALIANA E SURGIMENTO DAS NTC	38
3.4.2	PRINCÍPIOS FUNDAMENTAIS DAS NTC	39
3.4.3	VIDA NOMINAL DE PROJETO, CLASSES DE UTILIZAÇÃO E PERÍODO DE REFERÊNCIA	40
3.4.4	CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DA SUPERFÍCIE	42

3.4.5	ZONAS SÍSMICAS .....	43
3.4.6	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL E DUCTILIDADE .....	45
<b>3.5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>46</b>
<b>4</b>	<b><u>CARATERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO E AÇÕES ATUANTES .....</u></b>	<b><u>47</u></b>
<b>4.1</b>	<b>CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>	<b>47</b>
<b>4.2</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO .....</b>	<b>47</b>
4.2.1	LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA .....	47
4.2.2	DESCRIÇÃO GERAL DO EDIFÍCIO .....	48
4.2.3	TEMPO DE VIDA ÚTIL DE PROJETO .....	49
4.2.4	MATERIAIS ESTRUTURAIS.....	49
<b>4.3</b>	<b>AÇÕES ATUANTES .....</b>	<b>50</b>
4.3.1	AÇÕES PERMANENTES .....	50
4.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS.....	51
<b>4.4</b>	<b>ACÇÃO SÍSMICA EM PORTUGAL .....</b>	<b>53</b>
4.4.1	ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA HORIZONTAL DE ACELERAÇÃO .....	56
<b>4.5</b>	<b>ACÇÃO SÍSMICA EM ITÁLIA.....</b>	<b>57</b>
4.5.1	ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA HORIZONTAL DE ACELERAÇÃO .....	60
<b>4.6</b>	<b>COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....</b>	<b>64</b>
<b>4.7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>66</b>
<b>5</b>	<b><u>EFEITO DA AÇÃO SÍSMICA, MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL.....</u></b>	<b><u>67</u></b>
<b>5.1</b>	<b>CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>	<b>67</b>
<b>5.2</b>	<b>EFEITOS DA AÇÃO SÍSMICA .....</b>	<b>67</b>
5.2.1	CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO .....	67
5.2.2	REGULARIDADE EM PLANTA.....	68
5.2.3	REGULARIDADE EM ALTURA .....	75
5.2.4	DUCTILIDADE .....	76
5.2.5	COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO .....	76
5.2.6	ESPECTROS DE RESPOSTA DE CÁLCULO SEGUNDO O EC8 .....	78
5.2.7	ESPECTRO DE RESPOSTA DE CÁLCULO SEGUNDO AS NTC.....	80
5.2.8	COMPARAÇÃO ENTRE OS ESPETROS DE CÁLCULO .....	82
<b>5.3</b>	<b>MODELAÇÃO DA ESTRUTURA.....</b>	<b>84</b>
5.3.1	METODOLOGIA DE MODELAÇÃO .....	84
5.3.2	GEOMETRIA .....	85
5.3.3	MATERIAIS E ELEMENTOS ESTRUTURAIS.....	85
5.3.4	CARGAS E COMBINAÇÃO DAS AÇÕES .....	86
5.3.5	SIMPLIFICAÇÕES ADOTADAS .....	86
<b>5.4</b>	<b>ANÁLISE ESTRUTURAL .....</b>	<b>87</b>
5.4.1	MÉTODOS DE ANÁLISE ELÁSTICA LINEAR .....	87

5.4.2	ANÁLISE MODAL POR ESPECTRO DE RESPOSTA .....	87
5.4.3	CLASSIFICAÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL .....	90
5.4.4	ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS .....	91
5.4.5	FORÇA DE CORTE NA BASE .....	92
5.4.6	FORÇAS SÍSMICAS HORIZONTAIS .....	93
5.4.7	EFEITOS ACIDENTAIS DA TORÇÃO .....	94
5.4.8	CÁLCULO DOS DESLOCAMENTOS DEVIDO À AÇÃO SÍSMICA .....	96
5.4.9	EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM .....	97
<b>5.5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>100</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS.....</b>	<b>103</b>
<b>6.1</b>	<b>PRINCIPAIS CONCLUSÕES .....</b>	<b>103</b>
<b>6.2</b>	<b>PERSPETIVAS FUTURAS.....</b>	<b>104</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>105</b>
	<b>ANEXOS .....</b>	<b>109</b>



# ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - MAPA DA SISMICIDADE GLOBAL, [ADAPTADO DE (MENDONÇA 2015)].	1
FIGURA 2.1 - ESQUEMA ILUSTRATIVO DE UM SISMO, [ADAPTADO DE (RAMOS 2010)].	6
FIGURA 2.2 - REPRESENTAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DAS ONDAS VOLÚMICAS: A) ONDAS P; B) ONDAS S, [ADAPTADO DE (DELFINIM 2014)].	7
FIGURA 2.3 - REPRESENTAÇÃO DA PROPAGAÇÃO DAS ONDAS SUPERFICIAIS: A) ONDAS L; B) ONDAS R. [ADAPTADO DE (DELFINIM 2014)].	7
FIGURA 2.4 - COMPARAÇÃO DAS ESCALAS MERCALLI MODIFICADA E RICHTER, [ADAPTADO DE (LECOQ 2020)].	8
FIGURA 2.5 - REPRESENTAÇÃO DE PLACAS TECTÓNICAS NO GLOBO, [ADEPTADO DE (ETHZURICH 2020)].	9
FIGURA 2.6 - ENQUADRAMENTO DO TERRITÓRIO PORTUGUÊS NO CONTEXTO DAS PLACAS TECTÓNICAS, [ADAPTADO DE (LNEC. 2005)].	9
FIGURA 2.7 - ENQUADRAMENTO DO TERRITÓRIO ITALIANO NO CONTEXTO DAS PLACAS TECTÓNICAS, [ADAPTADO DE (VENTURINI 2010)].	10
FIGURA 2.8 - CADEIAS DE IMPACTO DE UM SISMO, [ADAPTADO DE (FERREIRA 2012)].	13
FIGURA 2.9 - CLASSIFICAÇÃO DE DANOS DE ACORDO COM EMS-98, [ADAPTADO DE (CIVISA 1998)].	15
FIGURA 2.10 - REPRESENTAÇÃO DO COLAPSO DE EDIFÍCIOS POR EFEITO “PANCAKE”, [ADAPTADO DE (WOOD 2021)].	16
FIGURA 2.11 - MECANISMO “SOFT STOREY”, [ADAPTADO DE (CHARLESON 2008)].	17
FIGURA 2.12 - CHOQUE ENTRE EDIFÍCIOS DE ALTURA DIFERENTES, [ADAPTADO DE (GOSWAMI 2012)].	17
FIGURA 2.13 - COLAPSO PARCIAL DE ESTRUTURAS, [ADAPTADO DE (LIMA 2021)].	17
FIGURA 2.14 - ROTURA POR ESFORÇO TRANSVERSO DE UM PILAR, [ADAPTADO DE (MARQUES 2012)].	18
FIGURA 2.15 - DANOS DEVIDOS A PERDA DE ADERÊNCIA, [ADAPTADO DE (MARQUES 2012)].	18
FIGURA 2.16 - PILARES DE BETÃO ARMADO COM INADEQUADO CONFINAMENTO, [ADAPTADO DE (VARUM 2008)].	19
FIGURA 2.17 - PORMENORIZAÇÃO DEFICIENTE DA ARMADURA, [(VARUM 2008)].	19
FIGURA 2.18 - EXEMPLO DE REGULARIDADE EM PLANTA, [ADAPTADO DE (WIENERBERGER 2022)].	23
FIGURA 2.19 - DIMENSÕES MÁXIMAS PARA RECUOS COM SIMETRIA AXIAL, [ADAPTADO DE (SEMEDO 2009)].	23
FIGURA 2.20 - DIMENSÕES MÁXIMAS PARA RECUOS ASSIMÉTRICOS, [ADAPTADO DE (SEMEDO 2009)].	24
FIGURA 2.21 - GRÁFICO DE TENSÃO X DEFORMAÇÃO DE MATERIAL DÚCTIL E FRÁGIL, [ADAPTADO DE (BIOPDI 2022)].	24
FIGURA 3.1 - SISMICIDADE REGISTADA NO CONTINENTE E REGIÕES ADJACENTES, [ADAPTADO DE (DE MARTINS E MENDES, 1990)].	30
FIGURA 3.2 - ZONAMENTO SÍSMICO EM PORTUGAL CONTINENTAL: A) AÇÃO SÍSMICA TIPO 1; B) AÇÃO SÍSMICA TIPO 2, [ADAPTADO DE (ANEXO NACIONAL DA NP EN 1998-1, 2010)].	35
FIGURA 3.3 - ZONAMENTO SÍSMICO NO ARQUÍPELAGO DA MADEIRA COM AÇÃO SÍSMICA TIPO 1, [ADAPTADO DE (ANEXO NACIONAL DA NP EN 1998-1, 2010)].	36
FIGURA 3.4 - ZONAMENTO SÍSMICO NO ARQUÍPELAGO DOS AÇORES COM AÇÃO SÍSMICA TIPO 2) [ADAPTADO DE (ANEXO NACIONAL DA NP EN 1998-1, 2010)].	36
FIGURA 3.5 - ZONAMENTO SÍSMICO TERRITÓRIO ITALIANO, [ADAPTADO DE (GOVERNO ITALIANO, 2022)].	44

FIGURA 4.1 - LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DO EDIFÍCIO: A) PORTUGAL-LISBOA; B) ITÁLIA-ROMA, [ADAPTADO DE (DREAMSTIME,2022 E ALAMY,2022)].	47
FIGURA 4.3 – ALÇADOS DO EDIFÍCIO: A) PRINCIPAL B) POSTERIOR	48
FIGURA 4.4 - PLANTAS ARQUITETÓNICA DO EDIFÍCIO: A) RÉ-DO-CHÃO B) PISOS CORRENTES	49
FIGURA 4.5 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA DO TIPO 1	57
FIGURA 4.6 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA DO TIPO 2	57
FIGURA 4.7 - COLOCAÇÃO DAS COORDENADAS DE ROMA.	62
FIGURA 4.8 - COLOCAÇÃO DOS VALORES RELATIVOS A CLASSE DE UTILIZAÇÃO II	62
FIGURA 4.9 - VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS EM RELAÇÃO AO $T_R$ : A) VARIAÇÃO $A_G$ ; B) VARIAÇÃO $F_0$ ; C) VARIAÇÃO $T_c$ .	63
FIGURA 4.10 - ESPECTRO DE RESPOSTA ELÁSTICA SEGUNDO AS NTC	64
FIGURA 5.1 - PLANTAS ESTRUTURAIS: A) PLANTA DA CAVE E DO RÉ DO CHÃO; B) PLANTA DOS PISOS CORRENTES	68
FIGURA 5.2 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO CM E DO CR PARA: A) RÉ DO CHÃO; B) PISOS CORRENTES; C) COBERTURA	71
FIGURA 5.3 - ESPECTRO DE RESPOSTA DE CALCULO PELA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 1.	79
FIGURA 5.4 - ESPECTRO DE RESPOSTA DE CALCULO PELA AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 2.	79
FIGURA 5.5 - COLOCAÇÃO DOS PARÂMETROS PELA OBTENÇÃO DO ESPETRO DE CALCULO	81
FIGURA 5.6 - COLOCAÇÃO DOS PARÂMETROS PELA OBTENÇÃO DO ESPETRO DE CALCULO NTC-2018	82
FIGURA 5.7 – QUADROS RELATIVO A REALIZAÇÃO DOS ESPETROS DE CALCULO EM SAP2000 PARA: A) ACÇÃO SÍSMICA TIPO 1; B) ACÇÃO SÍSMICA TIPO 2; C) ACÇÃO SÍSMICA ITALIANA	83
FIGURA 5.8 - MODELO DA ESTRUTURA EM SAP2000: A) ALÇADO PRINCIPAL B) ALÇADO POSTERIOR	84
FIGURA 5.9 - REPRESENTAÇÃO DO 1º MODO DE VIBRAÇÃO DO MODELO EM: A) PLANTA; B) 3D	88
FIGURA 5.10 - REPRESENTAÇÃO DO 2º MODO DE VIBRAÇÃO DO MODELO EM: A) PLANTA; B) 3D	89
FIGURA 5.11 - REPRESENTAÇÃO DO 3º MODO DE VIBRAÇÃO DO MODELO EM: A) PLANTA; B) 3D	89

# ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1 - CATEGORIAS E VALOR INDICADO DO TEMPO DE VIDA ÚTIL PARA ESTRUTURAS [ADAPTADO DE (NP EN 1990, 2009)].....	32
TABELA 3.2 - CARACTERÍSTICAS DO TIPO DE TERRENO [ADAPTADO DE (NP EN 1998-1, 2010)].....	33
TABELA 3.3 - CARACTERÍSTICAS DA AÇÃO SÍSMICA .....	34
TABELA 3.4 - CLASSES DE IMPORTÂNCIA PARA OS EDIFÍCIOS [ADAPTADO DE (QUADRO 4.3 DA NP EN 1998-1, 2010)].....	36
TABELA 3.5 - COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA $\gamma_I$ [ADAPTADO DE (QUADRO NA DA NP EN 1998-1, 2010)]. .....	37
TABELA 3.6 - VALORES MÍNIMOS DE $V_N$ PARA DIFERENTES TIPOS DE CONSTRUÇÕES [ADAPTADO DE (NTC 2018)] .....	41
TABELA 3.7 - COEFICIENTE DE UTILIZAÇÃO .....	42
TABELA 3.8 - CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DA SUPERFÍCIE PARA CONDIÇÕES NORMAIS [ADAPTADO DE (TABELA 3.2.II DAS NTC)] .....	43
TABELA 3.9 - CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DA SUPERFÍCIE PARA CONDIÇÕES TOPOGRÁFICAS COMPLEXAS [ADAPTADO DE (TABELA 3.2.III DAS NTC)] .....	43
TABELA 3.10 - CLASSIFICAÇÃO ZONAS SÍSMICAS.....	44
TABELA 4.1 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DO BETÃO E DO AÇO ADOTADOS .....	50
TABELA 4.2 - QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES PERMANENTES .....	51
TABELA 4.3 - CATEGORIAS DE UTILIZAÇÃO (ADAPTADO DA ADAPTADO DA NP EN 1991-1-1, 2009).....	52
TABELA 4.4 - VALORES DAS SOBRECARGAS E DOS COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO (ADAPTADO DA NP EN 1991-1-1, 2009 E DA NP EN 1990, 2009).....	52
TABELA 4.5 - CARATERIZAÇÃO DA ZONA SÍSMICA EM ESTUDO, LISBOA (ADAPTADO DO ANEXO NACIONAL DA NP EN). .....	53
TABELA 4.6 - COEFICIENTES DE IMPORTÂNCIA $\gamma_I$ (ADAPTADO COM O QUADRO NA DA NP EN 1998-1, 2010). .....	54
TABELA 4.7 -VALORES DE ACELERAÇÃO À SUPERFÍCIE .....	54
TABELA 4.8 - VALORES DO COEFICIENTE DO SOLO.....	55
TABELA 4.9 - VALORES DOS PARÂMETROS DO ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICA PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 1 [ADAPTADO DE (QUADRO NA DA NP EN 1998-1, 2010)] .....	55
TABELA 4.10 - VALORES DOS PARÂMETROS DO ESPETRO DE RESPOSTA ELÁSTICA PARA A AÇÃO SÍSMICA DO TIPO 2 [ADAPTADO DE (QUADRO NA DA NP EN 1998-1, 2010)] .....	55
TABELA 4.11 - PARÂMETROS DE REFERIMENTO PARA CLASSE DE UTILIZAÇÃO II .....	59
TABELA 4.12 - PROBABILIDADE DE SUPERAÇÃO $P_{VR}$ EM FUNÇÃO DO ESTADO LIMITE E TEMPO DE RETORNO $T_R$ [ADAPTADO DE (TABELA 3.2.1 DAS NTC)].....	59
TABELA 4.13 - VALOR DE $S_5$ EM RELAÇÃO COM A CATEGORIA DE TERRENO [ADAPTADO DE (TABELA 3.2.IV DAS NTC)] .....	61
TABELA 4.14 - VALOR DE $S_T$ EM RELAÇÃO COM A CATEGORIA DE TERRENO [ADAPTADO DE (TABELA 3.2.V DAS NTC)] .....	61
TABELA 4.15 - VALORE DOS PARÂMETROS $A_G$ , $F_0$ E $T_C$ , RELATIVOS AOS ESTADOS LIMITES.....	63
TABELA 4.16 - COEFICIENTES PARCIAIS DE SEGURANÇA [ADAPTADO DE (NP EN 1990, 2009)].....	65
TABELA 5.1 - MASSA DA ESTRUTURA POR PISOS.....	70
TABELA 5.2 - COORDENADAS DO CM E DO CR OBTIDAS COM A ROTINA MATLAB .....	71
TABELA 5.3 - VALORES DA EXCENTRICIDADE DO EDIFÍCIO .....	72

TABELA 5.4 -VALORES DOS DESLOCAMENTOS OBTIDOS NO SAP2000 E DAS RIGIDEZES.....	73
TABELA 5.5 - RAO DE TORÇÃO NA DIREÇÃO X E Y POR TODOS OS PISOS .....	73
TABELA 5.6 - VALORES RELATIVOS AO MOMENTO POLAR DE INÉRCIA $I_p$ E RAO DE GIRAÇÃO $L_s$ .....	74
TABELA 5.7 - VERIFICAÇÃO DA EXCENTRICIDADE ESTRUTURAL AO NÍVEL DOS PISOS.....	75
TABELA 5.8 - VERIFICAÇÃO DO RAO DE GIRAÇÃO AO NÍVEL DOS PISOS .....	75
TABELA 5.9 - VALORE DO COEFICIENTE DE COMPORTAMENTO EM SISTEMAS REGULARES EM ALTURA .....	77
TABELA 5.10 - VALORES ESPETROS DE CALCULO SEGUNDO O EC8 E AS NTC .....	82
TABELA 5.11 - MODOS DE VIBRAÇÃO E FATORES DE PARTICIPAÇÃO MODAL .....	88
TABELA 5.12 - ACELERAÇÕES CORRESPONDENTES AOS PERÍODOS DOS 3 MODOS PRINCIPAIS DOS 3 SISMOS.....	90
TABELA 5.13 - VALORES DA RESISTÊNCIA DAS PAREDES A FORÇA DE CORTE BASAL NA DIREÇÃO X E Y .....	91
TABELA 5.14 - MÉTODO DAS FORCAS LATERAIS .....	92
TABELA 5.15 - FORCAS DE CORTE BASAL .....	93
TABELA 5.16 - FORCAS HORIZONTAIS EM CADA PISO, SEGUNDO AS DIREÇÕES X E Y.....	94
TABELA 5.17 - CÁLCULO DOS MOMENTOS TORSORES SEGUNDO A DIREÇÃO X E Y .....	95
TABELA 5.18 - VALORES MÁXIMOS DO MOMENTO TORSOR POR CADA AÇÃO SÍSMICA .....	95
TABELA 5.19 – VALORES DOS DESLOCAMENTOS $D_s$ POR CADA AÇÃO SÍSMICA.....	96
TABELA 5.20 - VALORES DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS PELA AÇÃO SÍSMICA PORTUGUESA DO TIPO 1, TIPO 2 E ITALIANA.....	98
TABELA 5.21 - VALORES DO COEFICIENTE DE SENSIBILIDADE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 1.....	99
TABELA 5.22 - VALORES DO COEFICIENTE DE SENSIBILIDADE PARA A AÇÃO SÍSMICA TIPO 2.....	99
TABELA 5.23 - VALORES DO COEFICIENTE DE SENSIBILIDADE PARA A AÇÃO SÍSMICA ITALIANA .....	100

## LISTA DE SIGLAS

CD	Classe de Ductilidade
CDA	Classe de Ductilidade Alta
CDB	Classe de Ductilidade Baixa
CEN	Comité Europeu de Normalização
CM	Centro de Massa
CP	Carga Permanente
CPTI	Catálogo Paramétrico de Terramotos Italianos
CR	Centro de Rigidez
DCH	Ductility Class High
DCL	Ductility Class Low
DCM	Ductility Class Medium
DSHA	Deterministic Sismic Hazard Analysis
EC0	Eurocódigo 0
EC1	Eurocódigo 1
EC8	Eurocódigo 8
ELC	Estado Limite de Colapso
ELD	Estado Limite de Dano
ELE	Estados Limite de Exercício
ELO	Estado Limite de Operabilidade
ELS	Estado limite de Serviço
ELU	Estados Limite Últimos
ELV	Estado Limite de Vida
EMS-98	Escala Microsísmica Europeia
EN	Norma Europeia
ES	Exposição Sísmica
EU	União Europeia
INGV	Instituto Nacional de Geofísica e Vulcanologia

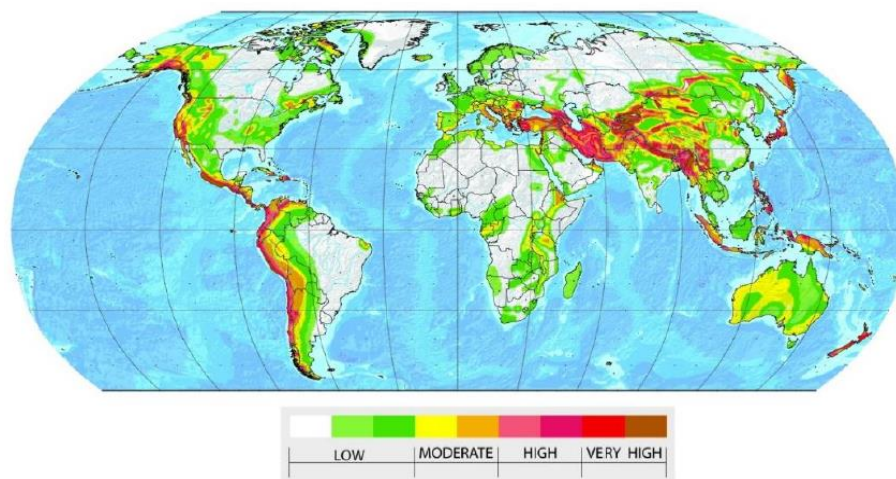
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
NDSHA	Neo-Deterministic Seismic Hazard Analysis
NP	Norma Portuguesa
NTC	Normas Técnicas de Construção
PDN	Parâmetros de determinação Nacionais
PP	Peso Próprio
PS	Perigosidade Sísmica
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis
RC	Rês do chão
RCP	Restantes Cargas Permanentes
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado
RS	Risco Sísmico
RSA	Regulamento de Segurança e Ações
RSCCS	Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos
SC	Sobrecargas
VS	Vulnerabilidade Sísmica

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Enquadramento do tema

Ao longo da vida útil, as estruturas de engenharia civil são sujeitas a diferentes ações estáticas e dinâmicas, que têm de ser consideradas durante a fase de conceção e entre estas ações, é importante ter em conta a ação sísmica, que varia nas características de acordo com as áreas geográficas em análise.

Os sismos encontram-se entre os desastres naturais mais comuns e são frequentemente os mais catastróficos para a humanidade. Todos os anos, no mundo ocorrem uma média de pelo menos dois sismos destrutivos com um número médio de vítimas superior a vinte mil. Aproximadamente, um terço da população mundial vive em zonas propensas a sismos e ocupa frequentemente edifícios que são inadequados para resistir às vibrações do solo, portanto os sismos são uma ameaça efetiva para toda a humanidade. Como se pode ver na Figura 1.1, que representa o mapa de sismicidade da superfície terrestre, existem uma distribuição dos sismos com intensidade diferentes entre as diferentes regiões do mundo.



**Figura 1.1** - Mapa da sismicidade global, [adaptado de (Mendonça 2015)].

A diversidade dos terremotos na superfície terrestre pode ser fisicamente identificada através dos efeitos causados, que podem ser classificados utilizando as escalas de magnitude que são escalas quantitativas e as escalas de intensidade que são escalas qualitativas.

A necessidade de evitar a repetição de erros do ponto de vista construtivo, levou à preocupação nos países sujeitos à ação sísmica de melhorar as regulamentações sísmicas. As regulamentações de construção em zonas sísmicas, são o instrumento através do qual os governos procuram garantir a segurança das estruturas e infraestruturas em caso de eventos sísmicos, um aspeto diretamente relacionado com a proteção das comunidades administradas e a continuidade das atividades produtivas envolvidas.

O principal objetivo, através da classificação sísmica do território e da identificação das regras de conceção de estruturas é, entre outros, projetar edifícios novos de betão armado que possam resistir a ações sísmicas e minimizar os efeitos de tais ações nos edifícios existentes.

Atualmente os Eurocódigos, que são Normas Europeias, elaboradas pelo Comité Técnico 250 do CEN - Comité Europeu de Normalização (CEN/TC250), no âmbito da engenharia estrutural e geotécnica, fornecem uma abordagem comum à conceção estrutural que unifica o nível de segurança da construção na Europa. Ao contrário de outras normas europeias, os Eurocódigos com base no Tratado de Roma do 25 de março de 1975, foram concebidos para reconhecer o direito dos estados membros de poderem estabelecer critérios de segurança de construção dentro das próprias fronteiras (Ingenio 2023).

Com referência a tal Tratado de Roma, existem países como Portugal, que em matéria sísmica segue em linhas gerais as disposições europeias do Eurocódigo, e países como a Itália que com base nos Eurocódigos elaboraram as Normas Técnicas das Construções (NTC), que é uma normativa interna do país (inspiradas nos preceitos dos Eurocódigos).

Os Eurocódigos fornecem uma quantidade significativa de informações e orientações para a conceção estrutural, de acordo com uma abordagem de desempenho apresentada em termos de princípios para alcançar os objetivos estabelecidos; estão divididos em dez volumes e o volume relativo a conceção estrutural em áreas sísmicas é representado pelo Eurocódigo 8 (EC8), integrado com as indicações gerais apresentadas para os materiais individuais presentes nos outros volumes.

As NTC, atualizadas em 2018, definem os critérios gerais de segurança, especifica as ações a utilizar no projeto, define as características dos materiais e produtos e, mais genericamente, trata de aspetos relacionados com a segurança estrutural das obras. A partir da consulta das NTC-2018, é possível perceber que podem ser feitas referências a regulamentos comprovadamente válidos, tais como os Eurocódigos com os respetivos Apêndices Nacionais, que constituem indicações de validade comprovada e fornecem apoio sistemático para a aplicação destas normas.

Com base no estudo físico do fenómeno sísmico e da importância da regulamentação sísmica para a conceção dos edifícios, neste trabalho pretende-se analisar os aspetos fundamentais da regulamentação sísmica utilizada em Portugal e Itália, útil para realizar no software de cálculo SAP 2000 o modelo de um edifício de betão armado, estudar os efeitos da ação sísmica e efetuar a respetiva análise estrutural.

## **1.2 Objetivos e metodologia de trabalho**

O principal objetivo deste trabalho é realizar uma análise sísmica com a modelação de um edifício de betão armado, de acordo com os regulamentos em vigor no território Português e Italiano. Para alcançar o objetivo anteriormente definido, é necessário identificar um conjunto de objetivos

parcelares, que serão desenvolvidos ao longo da seguinte dissertação. Para o efeito foi idealizada uma metodologia de trabalho que consiste em diferentes fases correspondentes aos capítulos do trabalho, que podem ser resumidas como se segue:

- Numa primeira fase, serão abordados os principais aspetos relacionados com os sismos e fornecido um quadro suficientemente completo das causas e consequências dos sismos, com as suas respetivas preocupações na fase de conceção das estruturas;
- Numa segunda fase, será fornecida uma visão geral dos aspetos básicos das regulamentações sísmicas utilizadas na conceção dos edifícios de betão armado em Portugal e Itália, identificando as principais diferenças;
- Numa terceira fase, será efetuada uma caracterização do edifício de betão armado em estudo com a análise das ações atuantes, permanentes e variáveis, e da ação sísmica em Portugal e Itália;
- Numa quarta fase, será avaliado o efeito da ação sísmica no edifício em estudo, efetuada a modelação da estrutura no software de cálculo SAP2000 e efetuada a sua análise estrutural.

### **1.3 Estrutura do texto**

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos, incluindo a presente introdução e as conclusões. Apresenta-se, de seguida, um breve resumo de cada capítulo.

**Capítulo 1 - Introdução** – No primeiro capítulo, será feito um enquadramento geral do tema desenvolvido na dissertação, os objetivos e a metodologia de trabalho adotada. Além disso, é descrita a organização da estrutura das partes constituintes o trabalho.

**Capítulo 2 - Sismos e os seus efeitos nas estruturas dos edifícios de betão armado** – No segundo capítulo, será caracterizado o fenómeno sísmico, identificando as causas e consequências sobre as estruturas. Posteriormente, serão identificadas as preocupações a considerar na conceção dos edifícios de betão armado.

**Capítulo 3 - Regulamentação sísmica** – No terceiro capítulo, será feita uma perspetiva histórica sobre a criação e evolução dos Eurocódigos, com uma análise do Eurocódigo 8, que é a regulamentação sísmica de referência para a conceção sísmica dos edifícios em Portugal e das NTC-2018 que identificam a normativa sísmica utilizada em Itália.

**Capítulo 4 - Caracterização do edifício e ações atuantes** – No quarto capítulo, será efetuada uma caracterização do edifício em estudo, analisadas as ações atuantes na estrutura e introduzida a ação sísmica com as respetivas características relativas ao Portugal e a Itália.

**Capítulo 5 – Efeito da ação sísmica, modelação e análise estrutural** – No quinto capítulo será analisado o efeito da ação sísmica no edifício através da obtenção dos espectros de resposta de cálculo Portugueses e Italiano e efetuada a sua análise estrutural.

**Capítulo 6 - Conclusões e perspectivas futuras** – No sexto e último capítulo, serão apresentadas as principais conclusões obtidas com realização do trabalho, assim como as possíveis perspectivas futuras sobre o mesmo.

## **2 SISMOS E SEUS EFEITOS NAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS**

### **2.1 Considerações iniciais**

Os sismos são fenómenos naturais que não podem ser evitados e ainda hoje não é possível prevê-los com precisão através da tecnologia disponível para os especialistas.

O presente capítulo, que se encontra dividido em três secções, dedica-se a fornecer um quadro suficientemente completo das causas e consequências dos sismos, com as respetivas preocupações na fase de conceção das estruturas.

A primeira secção irá apresentar os principais aspetos relacionados com as generalidades e a caracterização dos sismos, posteriormente a segunda secção irá analisar os impactos dos sismos no meio urbano e os efeitos em estruturas de betão, finalmente na última secção serão analisadas as principais preocupações a ter em conta na conceção de estruturas em zonas sísmicas.

### **2.2 Generalidades sobre os sismos**

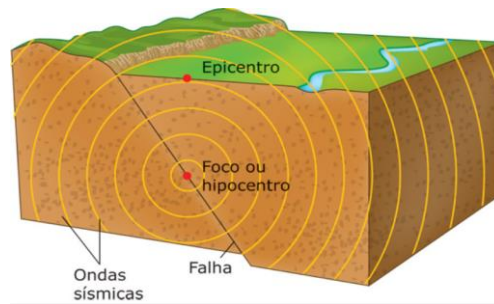
Nesta secção, serão apresentadas as principais noções sobre as generalidades associadas aos sismos através de uma análise física do fenómeno e da sua propagação na superfície terrestre. Será feita uma classificação dos sismos através das escalas de magnitude e intensidade, continuando com um enquadramento da superfície terrestre de acordo com a teoria das placas tectónicas, com particular atenção às placas relativas ao território português e italiano. A secção concluirá com uma caracterização da sismicidade de acordo com a abordagem probabilística e determinista.

#### *2.2.1 Localização dos sismos e tipos de ondas sísmicas*

Um sismo, que é o objeto de estudo em Sismologia, é um conjunto de vibrações terrestres rápidas e abruptas devido à repentina libertação de energia acumulada nas rochas litosféricas. Este fenómeno ocorre por causa dos movimentos recíprocos das placas em que a litosfera está dividida, por exemplo as placas colidem uma contra a outra, deslizam entre si ou afastam-se umas das outras, causando tensões que conduzem à criação de fraturas. Quando dois blocos de rocha separados por uma fratura, chamada falha, são sujeitos a tensão, durante um certo tempo os dois blocos comportam-se como corpos de elástico, deformando-se, mas sem se moverem porque são travados pelo atrito entre as duas superfícies em contacto com a fratura e acumulam energia. Quando a tensão aumenta ao ponto de exceder a resistência ao atrito, os dois blocos de rocha comportam-se como corpos rígidos e de repente movem-se um em relação ao outro, libertando bruscamente a energia elástica que anteriormente tinha sido armazenada sob a forma de vibrações;

estas vibrações propagam-se no interior da Terra sob a forma de ondas sísmicas, as quais, uma vez atingidas à superfície, causam um sismo e são sentidas sob a forma de tremores.

O ponto interno da Terra, onde as vibrações que causam um sismo têm origem, é chamado Hipocentro (do grego "hipó" grego, abaixo) ou foco sísmico; o ponto da superfície da Terra na vertical do hipocentro é chamado Epicentro (do epí grego, acima). Na Figura 2.1 pode ver-se uma representação da propagação das ondas sísmicas desde hipocentro até a superfície.



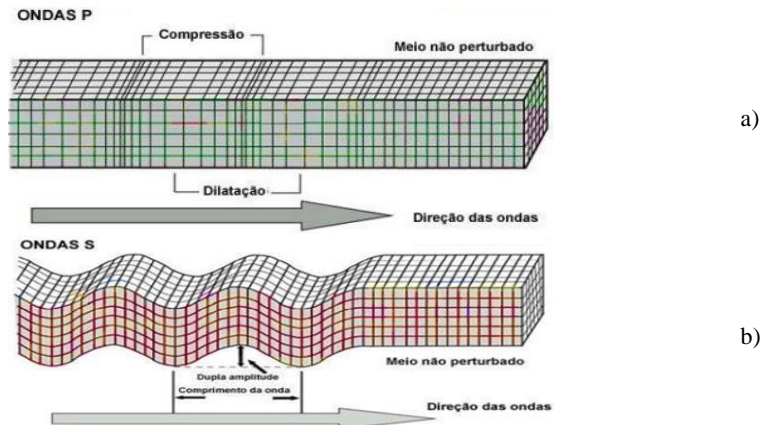
**Figura 2.1** - Esquema ilustrativo de um sismo, [adaptado de (Ramos 2010)].

No epicentro e na sua vizinhança imediata registam-se os danos mais graves, que diminuem à medida que a distância aumenta. Todos os anos na Terra ocorrem cerca de um milhão de terremotos, em média um a cada 30 segundos, a maioria dos quais não tem qualquer efeito nos edifícios e não são sentidos pelas pessoas. Os sismos, juntamente com o vulcanismo, são uma das manifestações das forças consideráveis que têm origem na Terra (Uva 2019).

A energia libertada por um sismo é transmitida através de ondas sísmicas, que são divididas em dois grupos: **Ondas Volúmicas**, que se propagam dentro da Terra e **Ondas Superficiais**, que se propagam na superfície da Terra.

As **Ondas Volúmicas** estão divididas em:

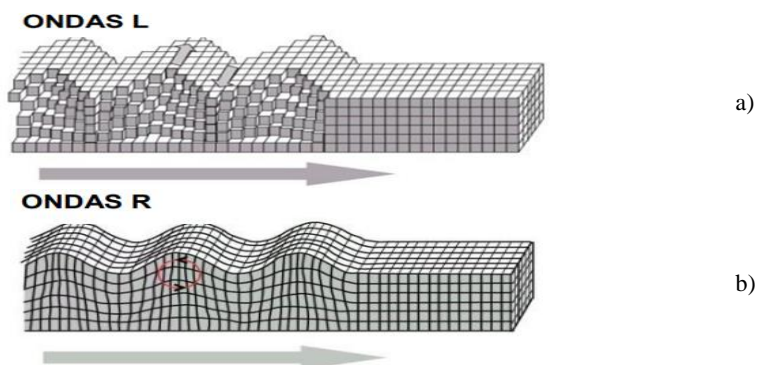
- Ondas P ou ondas primárias, que são ondas de compressão que se propagam a partir da origem em todas as direções com uma sucessão de compressões e expansões (ver Figura 2.2 a). Estas ondas são as mais rápidas (4-8 Km/s) e são "longitudinais" porque oscilam as partículas rochosas que passam paralelamente à sua direção de propagação;
- Ondas S ou ondas secundárias, que são ondas de corte e causam deslocamentos numa direção ortogonal a direção de propagação onda (Figura 2.2 b). Viajam mais lentamente do que as ondas P (4-8 Km/s) e a oscilação das partículas rochosas que passam ocorre transversalmente em relação à sua direção de propagação; ao contrário das ondas P, as ondas S não causam alterações de volume à medida que passam e não se propagam em fluidos.



**Figura 2.2** - Representação da propagação das ondas volúmicas: a) ondas P; b) ondas S, [adaptado de (Delfim 2014)].

As **Ondas Superficiais**, que são uma consequência da interação das ondas P e S com a superfície da terra estão divididas em:

- Ondas Love ou ondas L, que provocam a vibração das camadas superficiais do solo no plano horizontal (ver Figura 2.3 a). O movimento das partículas atravessadas por estas ondas é perpendicular (transversal e horizontal) respeito à direção de propagação das ondas L;
- Ondas Rayleigh ou ondas R, que provocam vibrações do terreno em órbitas elípticas no plano vertical que contém a direção da propagação (ver Figura 2.3 b).



**Figura 2.3** - Representação da propagação das ondas superficiais: a) ondas L; b) ondas R. [adaptado de (Delfim 2014)].

### 2.2.2 Classificação dos sismos

A classificação sísmica visa indicar onde podem ocorrer eventos sísmicos e quais podem ser os seus efeitos. As regras de concepção variam desde prescrições para a correta concepção e organização da estrutura, até aos detalhes de construção, incluindo recomendações sobre os instrumentos de análise mais adequados para prever o comportamento dos edifícios durante os terremotos. Segue-se que as regulamentações antissísmicas derivam de estudos desenvolvidos e experiências acumuladas em duas disciplinas diferentes: sismologia para a parte relacionada com a classificação sísmica, engenharia estrutural para a parte relacionada com as regras de concepção.

Há duas abordagens possíveis para comparar e medir os efeitos dos sismos, com duas escalas diferentes:

- Escalas de Magnitude, que são escalas quantitativas, onde se tenta encontrar um parâmetro a ser medido com instrumentos, o chamado parâmetro de evento, diretamente ligado ao evento físico, independentemente das características da área em que este ocorre; baseia-se na utilização de gravações acelerométricas das quais se extrai um parâmetro que é proporcional à energia libertada e diretamente ligado ao evento físico, independentemente das características da área em que este ocorre. A escala de magnitude mais conhecida é a escala Richter, que é uma escala logarítmica, na qual entre um grau e outro há uma diferença de 10 vezes na amplitude do movimento do solo e cerca de 30 vezes a energia libertada. Esta escala não tem limite superior e até agora, os maiores terremotos registados não excederam 8/9;
- Escalas de Intensidade, que são escalas qualitativas, avaliam os efeitos destruidores produzidos e sentidos à superfície num dado local, devido à propagação das ondas sísmicas com a identificação dos efeitos do sismo sobre o ambiente, as pessoas e os edifícios. A escala de intensidade mais conhecida é a escala Mercalli, que se baseia nos efeitos macroscópicos identificados através de 12 graus, onde os valores mais pequenos não são sentidos pelo homem, enquanto o maior leva à destruição de todas as obras humanas. A escala obviamente não pode ser utilizada onde não há construções, tais como em zonas de mar aberto ou desérticas.

Na Figura 2.4 mostra-se uma comparação dos efeitos de um evento sísmico medido de acordo com a Escala Mercalli e a Escala Richter. A partir do grau 6 da Escala Mercalli, que corresponde a magnitude 4 da Escala Richter, ocorrem danos em edifícios; a partir do grau 8 da Escala Mercalli, que corresponde a magnitude 5 na Escala Richter, manifesta-se a destruição dos edifícios (Mendes 2021).

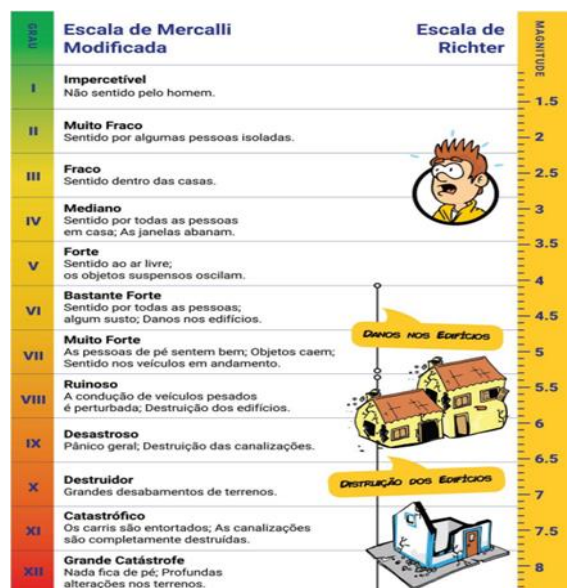


Figura 2.4 - Comparação das Escalas Mercalli Modificada e Richter, [adaptado de (Lecoq 2020)].

### 2.2.3 Placas tectónicas

A superfície rochosa exterior do planeta, a que os geólogos chamam litosfera, é constituída por numerosos fragmentos, chamados placas litosféricas, comparando o globo terrestre a um puzzle esférico. As peças deste mosaico, com os seus contornos irregulares, têm mais de 100 quilómetros de profundidade e, ao contrário do puzzle, não estão imóveis, mas movem-se. As placas litosféricas, como as jangadas lado a lado, flutuam no manto subjacente num mar de rochas parcialmente fundidas, chamada Astenosfera, e são movidas por movimentos convectivos produzidos pelo calor interno do planeta. É assim que as placas se podem aproximar, recuar e colidir umas com as outras.

No planeta Terra, o que parece estar imóvel não é: o Oceano Atlântico está a alargar-se, e todos os anos a distância entre a Europa e a América aumenta cerca de 2,5 cm, enquanto a Índia e a Ásia se aproximam em quase 4-6 cm. Na realidade, não são tanto os continentes e oceanos que se movem, mas as placas tectónicas sobre as quais são transportados (Pregliasco 2013). Na Figura 2.5 mostram-se as principais placas que compõem o globo.



Figura 2.5 - Representação de placas tectónicas no globo, [adeptado de (ETHzurich 2020)].

No enquadramento da Teoria das Placas, Portugal situa-se na placa Euroasiática que, como se pode ver na Figura 2.6, é limitada a sul pela Placa Africana e a Oeste pela falha dorsal do Oceano Atlântico.



Figura 2.6 - Enquadramento do território português no contexto das placas tectónicas, [adaptado de (LNEC. 2005)].

A movimentação das placas caracteriza-se pela movimentação para Norte da Placa Africana e pelo movimento divergente, com a direção E-W, na dorsal atlântica. A fronteira entre a placa Africana e a placa Euroasiática é conhecida como a falha Açores-Gibraltar onde, na sua zona mais ocidental se situa a junção tripla dos Açores. A sudeste da ilha de S. Miguel a falha tem uma direção E-W com um movimento de desligamento, sendo esta zona conhecida como Falha da Glória. Um pouco mais para oriente, na zona do Banco de Gorringe, o movimento de desligamento passa a cavalgamento da placa euroasiática sobre a placa africana. Para oriente abandona-se o domínio oceânico e entra-se no domínio continental com convergência continente-continente.

A sismicidade que se sente na zona mais ocidental da falha Açores-Gibraltar está relacionada com o vulcanismo e com a movimentação interplacas que ocorre na zona. Na falha da Glória, observa-se um comportamento assísmico, onde os sismos têm um grande período de retorno, devido à taxa de movimento muito reduzido que se verifica nesta zona. Na zona onde se dá o movimento de cavalgamento da placa Euroasiática sobre a placa africana, existe uma sismicidade difusa, onde não é possível identificar uma zona de fronteira devido ao mecanismo complexo de fronteira de placas que se observa nessa zona. A fonte de tensão que mais influencia a sismicidade no território português é o contacto entre a placa Euroasiática e a placa Africana (Mendonça 2015).

A análise da sismicidade permite concluir que a atividade sísmica do território português resulta de fenómenos intraplacas, devidos a interação entre duas placas tectónicas distintas e de fenómenos intraplacas, fenómenos sísmicos que se dão no interior de uma placa tectónica e não na sua fronteira. No caso da sismicidade intraplacas, os fenómenos que daí resultam são fenómenos de magnitude baixa a moderada e bastante difusos, onde não é possível determinar uma relação direta entre as falhas existentes e o epicentro de cada sismo. A sismicidade resultante de fenómenos intraplacas gera sismos de elevada magnitude e grande profundidade, ao contrário dos fenómenos intraplacas (LNEC. 2005).

No que se refere ao território italiano, como se pode ver na Figura 2.7 a Itália faz parte da placa Eurasiática, que é “empurrada” para norte pela placa africana.



Figura 2.7 - Enquadramento do território italiano no contexto das placas tectónicas, [adaptado de (Venturini 2010)].

Uma grande parte da península italiana está situada numa espécie de placa micro tectónica: a placa Adriática, encerrada entre os Alpes no Norte e os Apeninos no Oeste, seguindo a linha da península balcânica até à Grécia. A placa africana pressiona para norte contra a placa eurasiática, forçando a placa do Adriático a descer abaixo dos Alpes. Estas tensões forçam a Itália a um movimento de rotação anti-horário, sendo o ponto de rotação próximo do Estreito de Messina. O Mar Adriático está, portanto, destinado a encolher gradualmente até desaparecer completamente quando a península italiana se juntar à península balcânica. Esta dinâmica geral causa eventos sísmicos em diferentes áreas da bota italiana que, apesar de independentes uns dos outros, respondem organicamente aos mesmos processos geológicos.

#### *2.2.4 Caracterização da sismicidade*

O perigo sísmico é uma medida do tipo de fenómenos previstos num determinado local num determinado período de tempo. A análise do perigo é realizada utilizando duas abordagens: probabilística (PSHA, Probabilistic Seismic Hazard Analysis) e determinística (DSHA, Deterministic Sismic Hazard Analysis), que podem ser combinadas para uma definição mais completa e preventiva das ações sísmicas (Bongiovanni et al. 2013).

A abordagem probabilística consiste em estimar a probabilidade de um nível de vibração sísmica superior a um determinado valor, dentro de um determinado período de tempo. Tal abordagem utiliza os dados sismológicos disponíveis para delinear e caracterizar as fontes sismogénicas em termos de magnitude máxima e recorrência (número esperado de eventos num ano para cada intervalo de magnitude) e definir um modelo de atenuação da energia sísmica; desta forma é possível atribuir ao sítio de interesse uma "história sísmica", que tem em conta as contribuições de todas as fontes sísmicas identificadas e interpolando os resultados obtidos para vários sítios, podem ser obtidos os mapas de perigosidade (Meletti and Montaldo 2007). Cada mapa de perigosidade fornece um valor de probabilidade que um evento sísmico pode ocorrer acima da magnitude indicada no mapa num determinado intervalo de tempo (geralmente 50 anos) ou num determinado período de retorno.

Na conceção de novas construções civis, tais como edifícios para habitações, refere-se à magnitude que tem na área uma probabilidade de ser superada de 10% em 50 anos, o que é equivalente a um período de retorno de 475 anos.

Pode-se deduzir que a abordagem probabilística fornece uma descrição do perigo que permite uma escolha do grau de segurança ou, inversamente, do risco a ser admitido, que pode ser significativamente reduzido, mas não cancelado.

Uma alternativa à abordagem probabilística é a abordagem determinista DSHA, que se refere ao evento máximo credível, capaz de produzir o que se acredita ser o maior nível de tremor no sítio em análise.

O método tem em conta tanto a sismicidade histórica, ou seja, os acontecimentos observados, como as características das fontes que podem afetar o sítio, e determina o sismo de projeto em termos de magnitude, mecanismo focal e distância. A DSHA não tem em conta a taxa de recorrência de terremotos, mas considera os cenários que são suscetíveis de gerar o mais alto nível de tremores de terra no local, enquanto a abordagem probabilística considera todos os cenários de agitação possíveis, incluindo cenários DSHA (Abrahamson 2006).

Um método relativamente recente é a Análise Neo-Determinista do risco sísmico (NDSHA, Neo-Deterministic Seismic Hazard Analysis). Partindo da informação disponível sobre a estrutura da litosfera, o nível de sismicidade da área sob investigação, a distribuição e características das fontes sísmicas, e utilizando modelos numéricos para simular a geração e propagação de ondas sísmicas, o método permite calcular sismogramas sintéticos dos quais se extraem os valores dos parâmetros representativos do movimento sísmico (Panza, Romanelli, and Vaccari 2001).

O escasso conhecimento da estrutura interna da Terra não permite o cálculo de formas de onda sintéticas com conteúdo de frequência superior a 1 Hz, o que é de interesse para a maioria das estruturas civis; A extensão das frequências mais elevadas é feita tendo em conta os resultados da análise PSHA. Os sismogramas são calculados para diferentes cenários, ou seja, diferentes posições das fontes e diferentes valores de energia libertada pelas fontes, permitindo análises paramétricas que fornecem estimativas da incerteza associada ao nível de risco sísmico do local examinado (Zuccolo et al. 2001).

A abordagem Neo-determinista fornece um mapa de perigosidade em termos de aceleração do terreno de projeto, que está relacionado com o evento máximo credível e deve, portanto, ser comparado com a mapa obtida com a abordagem probabilística para um período de retorno muito elevado para fins de comparação.

As duas abordagens, probabilística e determinística, não são necessariamente alternativas, mas podem ser comparadas lado a lado, como é normalmente feito para plataformas petrolíferas offshore em áreas de alta sismicidade, embora lembrando que alguns regulamentos prescrevem a utilização do método probabilístico com base no facto de este fornecer valores conservadores para a ação sísmica (Chang, Abraham, and Peng 2005).

Finalmente, deve recordar-se que o valor máximo de aceleração do solo por si só não é significativo para os efeitos nas estruturas, portanto é necessário considerar os espectros de resposta de cada local específico, que permitem avaliar os efeitos máximos em relação às características dinâmicas das estruturas.



Geralmente, o número de vítimas é quase sempre elevado e a principal causa é devida a estruturas e edifícios mal construídos e com manutenção inadequada. Em países como a Itália, mesmo que a sismicidade não esteja entre as mais elevadas, há muitos terremotos que causaram muitas vítimas ao longo do tempo.

Os danos diretos são obtidos nas estruturas edificadas, no parque imobiliário e infraestruturas, que podem ser categorizados em estruturais ou não estruturais.

Os danos estruturais, são danos que ocorrem na estrutura principal, impossibilitando de exercer as suas funções e causando impactos humanos e socio-económicos pelo seu colapso ou rotura. Um dano estrutural num edifício ocorre através da fissuração dos pilares, vigas, rotura de fundações, colapso de coberturas.


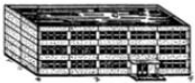

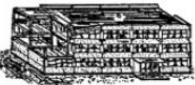

Os danos não estruturais, são danos que ocorrem nos elementos não estruturais da estrutura, e que põem em causa não só a segurança das pessoas e equipamentos como podem causar avultadas perdas económicas. Os principais danos não estruturais referem-se a componentes arquitetónicos, componentes mecânicas, elétricas, tubagens, etc. É previsível que esta lista possa crescer no futuro com novos elementos não estruturais e o conteúdo é introduzido de acordo com as novas tendências tecnológicas e necessidades humanas.

A classificação de danos de acordo com o EMS-98 (Escala Microsísmica Europeia), tem como objetivo declarar o grau global de danos da construção, dependendo da extensão dos danos e da forma estes afetam a capacidade da estrutura, e podem ou não comprometer a segurança dos seus ocupantes. (Ferreira 2012).

Na Figura 2.9 é possível ver a classificação de danos para edifícios de alvenarias e edifícios de betão armado em 5 níveis:

- Nível 1: Danos negligenciáveis, sem danos estruturais ou/e com danos não estruturais ligeiros;
- Nível 2: Danos moderados, com danos estruturais ligeiros ou/e com danos não estruturais moderados;
- Nível 3: Danos substanciais a severos, com danos estruturais moderados ou/e com danos não estruturais severos;
- Nível 4: Danos muito severos, com danos estruturais severos ou/e com danos não estruturais muito severos;
- Nível 5: Destruição, com danos estruturais muito severos.

### Classificação de danos – Edifícios de betão armado

	<p><b>Nível 1 – Danos negligenciáveis a ligeiros</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pequenas fendas nos estuques sobre elementos de pórtico ou na base das paredes</li> <li>• Pequenas fendas nas divisórias e enchimentos</li> </ul>
	<p><b>Nível 2 – Danos moderados</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fendas em colunas e vigas de pórtico e em paredes estruturais</li> <li>• Fendas em divisórias e enchimentos; queda de revestimentos frágeis e estuque</li> <li>• Queda de argamassa das juntas entre paredes</li> </ul>
	<p><b>Nível 3 – Danos substanciais a severos</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Fendas em colunas e nas juntas das colunas e vigas de pórticos na base e nas juntas de paredes acopladas</li> <li>• Fracturação do revestimento de cimento, instabilidade por encurvadura de tirantes armados</li> <li>• Grandes fendas em divisórias e paredes de enchimento, colapso de paredes de enchimento individuais</li> </ul>
	<p><b>Nível 4 – Danos muito severos</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Grandes fendas em elementos estruturais com rotura de compressão do betão e fracturação de tirantes</li> <li>• Falha ligação das armaduras de viga e arqueamento de colunas</li> <li>• Colapso de algumas colunas ou colapso de um só piso superior</li> </ul>
	<p><b>Nível 5 – Destruição</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Colapso do piso térreo ou de parte do edifício</li> </ul>

**Figura 2.9** - Classificação de danos de acordo com EMS-98, [adaptado de (CIVISA 1998)].

Se considerarmos um edifício de betão armado, com o nível mais baixo de danos, ou seja, o Nível 1, haverá pequenas fendas nos estuques sobre elementos de pórtico ou na base das paredes e pequenas fendas nas divisórias e enchimentos; com o nível mais alto de danos, ou seja, o Nível 5, haverá o colapso do piso térreo ou de partes do edifício.

Os **Danos indiretos**, são danos que resultam da privação da utilização das estruturas porque estas não cumprem a sua função principal com consequências como a estagnação económica e a perda de oportunidades para uma determinada área afetada por um fenómeno adverso. A interrupção forçada da produção, o enfraquecimento da procura e perturbação dos canais de distribuição, levando a uma redução dos fluxos de caixa gerados pelas empresas a qualquer nível e em qualquer sector, impossibilita as empresas de produzir ou transportar os seus produtos não só no país de produção, mas também nos países que importam estes produtos.

Entre os danos indiretos, um componente importante refere-se à não utilização de um edifício habitacional, o que implica o despejo temporário dos seus habitantes, com desconfortos e traumas socioeconómicos e de saúde pública, que reduzem a resiliência humana a estes impactos.

Por exemplo, no caso de uma escola, acaba-se por ter famílias que são obrigadas a procurar outras escolas, pais e filhos separados, com um impacto nas famílias e no pessoal docente devido à descontinuidade do ensino (Ferreira 2012).

#### 2.3.2 Efeitos em estruturas de betão: danos globais e locais

O conceito de vulnerabilidade sísmica está associado à propensão de uma estrutura para sofrer um certo nível de danos, face a um evento sísmico de uma determinada intensidade.

As estruturas dos edifícios de média e grande dimensão são construídas em betão armado, e mais raramente em alvenaria. Os sistemas estruturais típicos dos edifícios de betão armado são representados por estruturas em pórtico, que consistem em pilares, vigas e lajes, por estruturas de parede, nas quais os elementos verticais que os compõem são paredes portantes de betão e por estruturas mistas pórtico-parede.

A resposta dos edifícios de betão armado aos sismos, pode ser influenciada por diferentes aspetos, tais como: a configuração geométrica e do sistema estrutural, a regularidade no plano e altura, a qualidade da construção, os materiais, os métodos construtivos e a tecnologia próprios da região onde se localizam as construções e da sua época de construção. Os dados históricos sobre as consequências nos edifícios após um sismo, mostram que as estruturas com uma configuração simétrica em planta e regular em altura apresentam um comportamento sísmico muito mais satisfatório do que as estruturas com elevações complexas e assimetrias ou irregularidades em planta. Quando nas estruturas existe um grande desequilíbrio entre o centro de rigidez e o centro de massa, os efeitos de torção na resposta podem provocar colapsos locais. Em caso de uma configuração em planta complexa e irregular corresponde geralmente a estruturas de piso com baixa rigidez no plano, enquanto as discontinuidades em altura podem levar à formação de regiões localizadas de concentração de exigências, com ocorrência de graves danos.

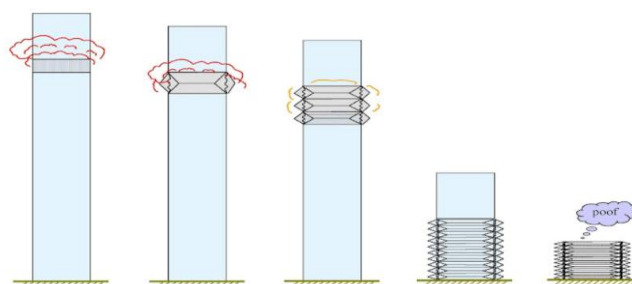
Após um terramoto, a vulnerabilidade dos edifícios pode ser avaliada simplesmente medindo os danos causados e associados à intensidade do sismo (LNEC 2005).

Os principais danos nas estruturas associados a um sismo podem ser classificados em:

- **Danos globais**, que são os danos associados a mecanismos de rotura globais;
- **Danos locais**, que são os danos associados a ocorrências locais isoladas ou em diversos elementos estruturais.

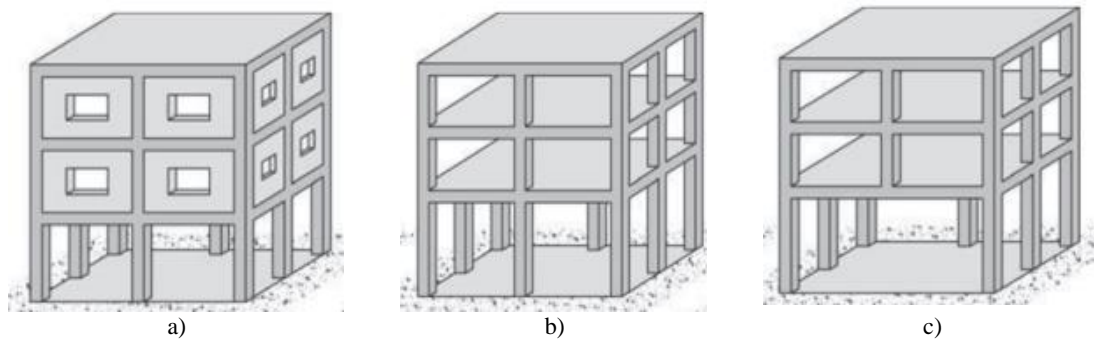
Relativamente aos **danos globais**, a maior parte dos danos associados aos edifícios após um sismo podem ser ligados a diferentes causas, como as que se indicam a seguir.

Colapso de edifícios por efeito “Pancake”, onde os pisos caem uns sobre os outros, uma vez que os elementos verticais não suportam o peso. Este tipo de colapso resulta numa falha sequencial caracterizada pela separação dos elementos estruturais, pela libertação de energia potencial e a ocorrência de forças de impacto. Na Figura 2.10 pode-se ver uma representação do colapso de edifícios por efeito “Pancake”.



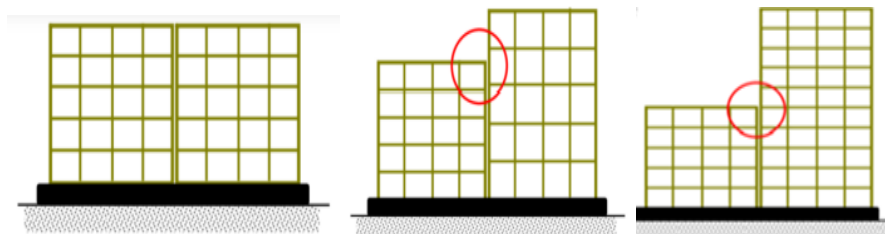
**Figura 2.10** - Representação do colapso de edifícios por efeito “Pancake”, [adaptado de (Wood 2021)].

Edifícios com pisos vazados e mecanismo “soft storey”, com alterações bruscas de rigidez e a formação de rotulas plásticas que geram o típico piso flexível. As causas deste mecanismo incluem descontinuidade na distribuição das paredes de alvenaria (ver Figura 2.11 a), diferenças na altura dos diferentes pisos (ver Figura 2.11 b) e não continuidade dos elementos estruturais, tais como pilares (ver Figura 2.11 c).



**Figura 2.11** - Mecanismo “soft storey”, [adaptado de(Charleson 2008)].

Choque entre edifícios de altura diferentes, com consequências piores quando os edifícios não só são de alturas diferentes, mas também têm pisos desencontrados, como pode ser visto nas duas últimas situações da Figura 2.12; nestas situações é necessária a aplicação de juntas sísmicas adequadas.



**Figura 2.12** - Choque entre edifícios de altura diferentes, [adaptado de (Goswami 2012)].

Queda de partes das estruturas ou colapso parcial de estruturas, tal como se mostra na Figura 2.13.



**Figura 2.13** - Colapso parcial de estruturas, [adaptado de (Lima 2021)].

Considerando os **danos locais**, que se referem a anomalias relacionadas com elementos estruturais isolados ou situações de deficiências que causam problemas localizados na estrutura, a soma destes danos conduz aos danos globais que podem ser identificados na estrutura e que levam ao colapso dos edifícios em consequência da ação sísmica.

A maior parte dos danos locais podem ser ligados a diferentes causas, como as que se indicam a seguir.

Capacidade inadequada de resistência ao corte de pilares e vigas, sendo as tensões resultantes da conceção estrutural considerando todas as ações, exceto as ações sísmicas, inferiores às desenvolvidas devido a estas ações (Furtado 2013). A rotura por esforço transversal, associada a um comportamento não linear frágil dos elementos de betão armado é frequente durante sismos de elevada intensidade (ver Figura 2.14);



**Figura 2.14** - Rotura por esforço transversal de um pilar, [adaptado de (Marques 2012)]. .

Perda de aderência aço-betão, que é garantida pelo atrito, mas principalmente pela ligação entre o betão e a armadura, que é importante para limitar a abertura de fendas e a sua distribuição ao longo dos elementos (Marques 2012);



**Figura 2.15** - Danos devidos a perda de aderência, [adaptado de (Marques 2012)].

Confinamento inadequado, que no betão quando sujeito a tensões compressivas apresenta uma rotura frágil, perpendicular à direção das principais tensões compressivas (ver Figura 2.16). Para evitar ou pelo menos atrasar este tipo de situação, os elementos de betão armado devem ser confinados nas zonas mais solicitadas, utilizando estribos, melhorando significativamente a resistência e a ductilidade dos elementos estruturais (Furtado 2013);



**Figura 2.16** - Pilares de betão armado com inadequado confinamento, [adaptado de (Varum 2008)].

Incorreta amarração e sobreposição da armadura principal, que originam possíveis zonas de formação de rótulas plásticas (ver Figura 2.17). Para evitar este tipo de situação é necessário executar a sobreposição na direção perpendicular aos esforços principais de compressão e deve-se optar por usar um maior número de varões e com menor diâmetro para garantir uma melhor amarração (Varum 2008).



**Figura 2.17** - Pormenorização deficiente da armadura, [(Varum 2008)].

## 2.4 Preocupações na conceção de estruturas de edifícios

Finalmente, a última secção irá apresentar as principais preocupações a ter em conta, segundo o EC8, na conceção de estruturas em zonas sísmicas, nomeadamente: os requisitos de desempenho e critérios de conformidade, os princípios básicos de conceção, a regularidade estrutural, em planta e em altura, e a necessidade de as estruturas terem um comportamento dúctil.

### 2.4.1 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

Relativamente aos requisitos fundamentais para a conceção de estruturas em zonas sísmicas, é muito importante estabelecer uma ligação com a probabilidade de ocorrência do sismo. Como recomendado no (EC8 2010), de acordo com a C1.2.1(1)P, as estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um com um grau adequado de fiabilidade:

- **Não ocorrência de colapso** - Tal requisito está ligado a um sismo raro com baixa probabilidade de ocorrência, cuja estruturas devem resistir à ação sísmica sem colapso local ou global e devem ser dimensionadas de forma a manter uma certa integridade e apresentar capacidade residual de resistência após o sismo. O principal objetivo é assegurar a proteção de vidas humanas com a ação sísmica a considerar no projeto,

probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos, equivalente a um período de retorno de 475 anos;

- **Limitação de danos** - Tal requisito está ligado a um sismo raro com maior probabilidade de ocorrência, admitindo a ocorrência de danos, cujos custos relativos à sua reparação e à limitação do uso da construção não devem ser muito elevados. O principal objetivo é evitar danos estruturais e limitar os danos em elementos não estruturais, com a ação sísmica a considerar de “serviço” ou “frequente”, probabilidade de ocorrência de 10% em 10 anos, equivalente a um período de retorno de 95 anos.

Para satisfazer os requisitos fundamentais anteriormente definidos, é necessário fazer referência aos critérios de conformidade, cláusula 2.2, com a necessidade de verificar os seguintes estados limites:

- **Estados limites últimos** - Tal estado é associado ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural, que possam pôr em perigo a segurança das pessoas. É essencial verificar a resistência e a capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural com uma análise atenta do coeficiente de comportamento e das classes de ductilidade;
- **Estados de limitação de danos** - Tal estado é associado a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos. No geral, relativamente aos limites de deformação, mas para estruturas importantes para a proteção civil, deve verificar-se que o sistema estrutural possui uma resistência e uma rigidez suficientes para manter em funcionamento os serviços vitais nelas instalados, com um período de retorno adequado.

Relativamente aos critérios de conformidade, é particularmente importante seguir as disposições específicas relativas a:

- Projeto da estrutura, que deve ter regularidades em planta e altura, com comportamento global dissipativo e dúctil para evitar roturas frágeis e mecanismos;
- Fundações, que devem ter rigidez adequada à transmissão dos esforços ao terreno, do modo mais uniforme possível, das ações devidas à superestrutura;
- Plano de garantia da qualidade, com especial atenção aos documentos e desenhos do projeto, que devem ser completos e pormenorizados, no que diz respeito às características de construção dos elementos estruturais.

#### 2.4.2 *Princípios básicos de conceção*

Considerando que alguns aspetos muito importantes antes da conceção de edifícios em zonas sísmicas consistem na análise zonamento do território, das características e tipos de terreno onde a estrutura será construída e da classificação da ação sísmica, estes componentes serão analisados no próximo capítulo com referência às regulamentações em vigor em Portugal e Itália.

A seguir, serão apresentados os princípios gerais básicos de concepção de edifícios, a serem considerados nas fases iniciais de projeto e válidos para qualquer tipo de edifício de betão armado a ser construído numa zona sísmica, a fim de manter um melhor comportamento à ação sísmica.

Os principais princípios orientadores, recomendados no EC8 Cl.4.2.1, podem ser resumidos nos seguintes:

- **Simplicidade estrutural** - É muito importante a identificar trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas, para uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico;
- **Uniformidade, simetria e redundância da estrutura** - Deve ter uma distribuição regular dos elementos estruturais em planta e com transmissões curtas e diretas das forças sísmicas, e se necessário, realizar o edifício em unidades dinamicamente independentes através de juntas sísmicas, desde que essas juntas sejam projetadas para evitar o choque entre unidades. É também necessário garantir uniformidade da estrutura em altura, evitando zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam provocar colapso prematuro;
- **Resistência e rigidez nas duas direções** - É necessário dispor os elementos estruturais de forma que a estrutura resista a ações horizontais em qualquer direção; além disso considerando que o movimento sísmico é um fenómeno bidirecional, deve-se escolher a rigidez de forma a minimizar os efeitos da ação e a limitar o desenvolvimento de deslocamentos excessivos;
- **Resistência e rigidez à torção** - Além da resistência e da rigidez em relação a ações laterais, as estruturas dos edifícios deverão ter uma resistência e uma rigidez à torção adequadas para limitar os movimentos devidos à torção que conduzem a esforços não uniformes;
- **Ação de diafragma ao nível dos pisos** - Para assegurar um bom comportamento sísmico global da estrutura, é importante assegurar a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que esses sistemas atuam em conjunto na resistência a essas forças;
- **Fundação adequada** - É fundamental assegurar que o edifício seja excitado de forma uniforme pelo movimento do solo, através de: fundação da estrutura no mesmo tipo de solo, utilização do mesmo tipo de fundação e introdução de juntas para separar corpos com diferentes fundações;
- **Elementos sísmicos primários e secundários** - É permitido escolher um determinado número de elementos estruturais (por exemplo pilares e/ou vigas) como elementos sísmicos secundários, que são elementos que não participam na resistência à ação sísmica e devem garantir apenas capacidade de carga para as ações gravíticas. A rigidez lateral de todos os elementos secundários não pode exceder 15% da rigidez dos elementos

primários e a escolha dos elementos secundários não pode alterar a classificação da estrutura quanto à regularidade estrutural.

### 2.4.3 Regularidade estrutural

Um edifício é considerado “regular” se verificar os critérios de regularidade em planta e em altura estabelecidos na NP EN1998-1 (2010). Não verificando estes critérios, o edifício pode ser classificado como “não regular”. A regularidade estrutural pode ser relativa ao plano (em planta) ou espacial (em altura).

#### 2.4.3.1 Regularidade em planta

O facto de uma estrutura ser classificada como regular em planta permite uma análise com base em modelos planos, na qual se podem desprezar os efeitos de torção por simplificação. A análise da regularidade em planta pressupõe, segundo a Cl.4.2.3.2 do EC8, a verificação de várias condições a seguir enumeradas. Podendo apenas ser classificada como regular, quando todas elas são cumpridas:

- A estrutura do edifício relativamente à rigidez lateral e à distribuição de massa, deve ser aproximadamente simétrica em planta em relação aos dois eixos ortogonais. Este aspeto é importante para a diminuição da propensão a movimentos de rotação dos pisos no plano;
- A configuração em planta deve ser compacta, ou seja, deve ser delimitada por uma linha poligonal convexa em cada piso;
- A rigidez dos pisos no plano deve ser suficientemente grande em relação à rigidez lateral dos elementos estruturais verticais para que a deformação do piso tenha um efeito reduzido na distribuição de forças entre os elementos;
- A esbelteza  $\lambda = L_{max}/L_{min}$  do edifício em planta não deve ser superior a 4, em que  $L_{max}$  e  $L_{min}$  são, respetivamente, a maior e a menor dimensão em planta do edifício;
- Por cada piso e em cada direção de cálculo x e y, a excentricidade estrutural,  $e_0$ , e o raio de torção, r, devem verificar as condições seguintes (2.1) e (2.2):

$$e_{0x} \leq 0,3 \cdot r_x \quad (2.1)$$

$$r_x \geq l_s \quad (2.2)$$

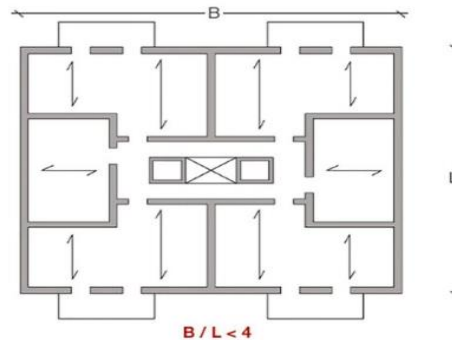
Onde:

$e_{0x}$  Distância entre o centro de rigidez e o centro de gravidade

$r_x$  Raio de torção

$l_s$  Raio de giração da massa do piso em planta

Na Figura 2.18 é presente um exemplo de uma planta de um edifício que respeite os critérios de regularidade anteriormente mencionados.

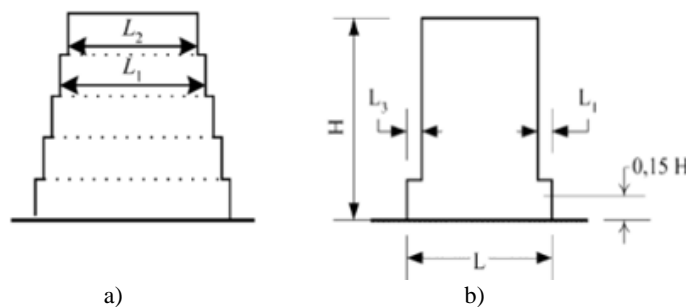


**Figura 2.18** - Exemplo de regularidade em planta, [adaptado de (Wienerberger 2022)].

#### 2.4.3.2 Regularidade em altura

Relativamente à regularidade em altura, segundo Cl.4.2.3.3 do EC8, é verificada quando todos os critérios apresentados de seguida são satisfeitos:

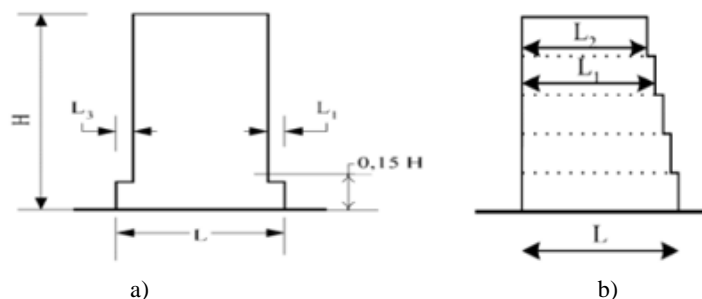
- Todos os sistemas resistentes a ações laterais (núcleos, paredes estruturais ou pórticos) são contínuos desde a fundação até ao topo do edifício, ou se existirem pisos recuados a diferentes alturas, até ao topo da zona considerada no edifício;
- A rigidez lateral e a massa de cada piso permanecem constantes ou apresentam uma redução gradual, sem alterações bruscas, desde a base até ao topo do edifício;
- Nos edifícios com estrutura porticada, a relação entre a resistência real do piso e a resistência requerida pelo cálculo não deverá variar desproporcionadamente;
- Em caso de recuos, deve-se respeitar as seguintes condições:
  - Para preservar a simetria axial, em qualquer piso o recuo não deve ser superior a 20% da dimensão do piso inferior na direção do recuo (ver Figura 2.19);



**Figura 2.19** - Dimensões máximas para recuos com simetria axial, [adaptado de (Semedo 2009)].

- Para um único recuo no nível inferior com 0,15 da altura total da estrutura principal, o recuo não pode ser superior a 50% da dimensão em planta do piso inferior (ver Figura 2.20 a);

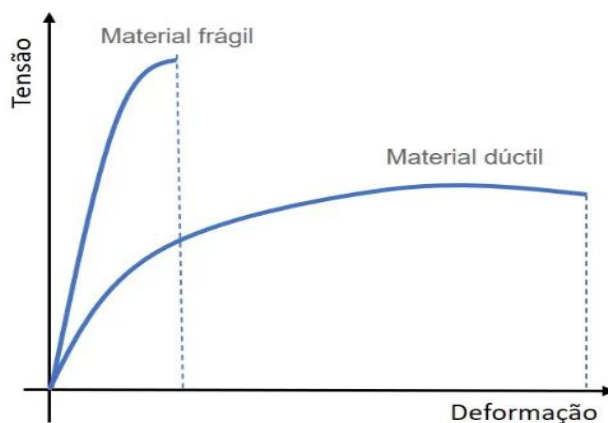
- Para recuos graduais e assimétricos, a soma em cada lado dos recuos de todos os pisos não deve ser superior a 30 % da dimensão em planta ao nível do piso acima da fundação e não devem superar o 10% da dimensão do piso inferior (ver Figura 2.20 b)



**Figura 2.20** - Dimensões máximas para recuos assimétricos, [adaptado de (Semedo 2009)].

#### 2.4.4 Ductilidade em estruturas de betão armado

Um outro aspecto a considerar nas preocupações para uma correta conceção das estruturas é a ductilidade, que é uma das propriedades estruturais mais importantes para estruturas resistentes à ação sísmica. A ductilidade ao contrário da fragilidade, define-se pela capacidade de uma estrutura suportar grandes deformações antes de colapsar, como se pode ver no gráfico da Figura 2.21.



**Figura 2.21** - Gráfico de tensão x Deformação de material dúctil e frágil, [adaptado de (Biopdi 2022)].

Se a força sísmica exceder a resistência de um elemento dúctil, o material deforma-se plasticamente até deformações relativamente grandes, absorvendo assim parte da energia sísmica, que de outra forma teria levado a maiores acelerações na estrutura. Quando ocorre a rotura de um elemento estrutural, a estrutura deve apresentar capacidade de plastificação suficiente para continuar a suportar as cargas a que está sujeita. Para este efeito, as ligações devem manter a resistência para que a estrutura admita grandes deformações sem colapsar (Bernardini 2014).

A fim de assegurar uma boa ductilidade nos novos edifícios de betão armado em zonas sísmicas, é importante seguir critérios na fase de conceção que possam melhorar a ductilidade dessas estruturas, e que podem ser resumidos da seguinte forma:

- Redundância dos elementos estruturais, permite que as tensões sejam distribuídas uniformemente, prevenindo fraturas frágeis e retardando possíveis fenómenos de colapso;
- Regularidade alométrica e planimétrica na distribuição de massas, rigidez e forças, que permite reduzir os efeitos de torção indesejáveis;
- Ligação adequada entre elementos estruturais, que assegura um caminho claro para ações horizontais, geralmente causadas por sismos, até às estruturas de fundação;
- Uma massa baixa e, ao mesmo tempo, rigidez suficiente reduzem os danos a elementos não estruturais e efeitos de segunda ordem (Sciurti 2020).

O objetivo destes critérios é permitir que as deformações sejam suportadas pelos elementos estruturais sem perder a sua integridade e função estática e podem ser identificadas como "regras de ductilidade".

## **2.5 Considerações finais**

Ao longo deste capítulo, procurou-se perceber a importância dos sismos e dos seus efeitos com as respetivas preocupações na conceção das estruturas de edifícios. Esta abordagem prendeu-se com a necessidade de compreender o fenómeno sísmico do ponto de vista físico, analisando a sua localização na superfície da terra e caracterizando os tipos de ondas Volúmicas e Superficiais.

Deste modo, foram identificados os impactos dos sismos em meio urbano, divididos em danos diretos e indiretos, juntamente com efeitos em estruturas de betão armado, divididos em danos globais e locais.

Foram também apresentadas as principais preocupações a ter em consideração, segundo o EC8, na conceção de estruturas em zonas sísmicas, tais como: os requisitos de desempenho e critérios de conformidade, os princípios básicos de conceção, a regularidade estrutural, em planta e em altura, e a necessidade de as estruturas terem um comportamento dúctil.

Tendo em conta os efeitos e consequências dos sismos, a fim de salvaguardar as vidas humanas e a importância do património imobiliário histórico, para os edifícios existentes, é necessário verificar, adaptar ou melhorar a resistência sísmica, de acordo com as novas normas. Uma vez que a maioria das construções foram concebidas de acordo com normas antigas e apresentam frequentemente deficiências na qualidade de construção. Relativamente aos novos edifícios, é importante seguir as normas sísmicas em vigor, a fim de minimizar quaisquer danos após um sismo e evitar qualquer tipo de colapso global ou local nas estruturas.



## **3 REGULAMENTAÇÃO SÍSMICA**

### **3.1 Considerações iniciais**

A necessidade de reduzir ao máximo o risco sísmico dos edifícios, levou à necessidade de criar regulamentações para os países sujeitos à ação sísmica. Ao longo do tempo, cada país desenvolveu diferentes regulamentações sísmicas tendo como base diferentes aspetos, tais como: a localização e a história sísmica do território, o tipo de sismos a que se encontram sujeito, as características do terreno e as diferentes zonas sísmicas.

No presente capítulo, que se encontra dividido em três secções, é fornecida uma visão geral dos aspetos básicos das regulamentações sísmicas utilizadas na conceção dos edifícios de betão armado em Portugal e Itália, identificando as principais diferenças.

A primeira secção irá fornecer uma perspetiva histórica sobre a criação e evolução dos Eurocódigos, posteriormente a segunda irá apresentar os aspetos fundamentais do Eurocódigo 8, que é a regulamentação sísmica de referência para a conceção sísmica em Portugal, finalmente a terceira secção será relacionada com às Normas Técnicas de Construção (NTC), que identificam a normativa sísmica utilizada em Itália.

### **3.2 Perspetiva histórica sobre a criação e evolução dos Eurocódigos**

A importância das regulamentações sísmicas, está ligada com a possibilidade de conceber novas estruturas capazes de satisfazer os estados limite exigidos, efetuar estudos de cenário com a identificação dos edifícios de maior risco na área em análise com o respetivo plano de intervenções úteis para restaurar a segurança e dirigir os primeiros socorros pós-evento sísmico, para as zonas mais vulneráveis. A grande maioria dos edifícios existentes são vulneráveis porque quase todos foram construídos quando o conhecimento das estruturas, materiais e ações eram muito limitados e, ao mesmo tempo apoiados por bases regulamentares insuficientemente adequadas, tanto de um ponto de vista técnico como ponto de vista institucional (Polidoro 2010).

O ponto de partida para uma regulamentação sísmica encontra-se na análise de risco sísmico (RS). O RS é um indicador que permite avaliar um conjunto de possíveis efeitos em termos de danos esperados que um sismo pode produzir num determinado intervalo de tempo, numa determinada área, relacionando a probabilidade de ocorrência e o seu grau de intensidade com a gravidade do sismo. Este é o resultado da interação entre o acontecimento natural, ou seja, o sismo e as principais características dos bens das vidas expostas. O risco sísmico de um território pode ser entendido como a combinação de diferentes fatores tais como: a perigosidade sísmica (PS), a exposição sísmica (ES) e a vulnerabilidade sísmica (VS).

A PS é definida como a probabilidade numa determinada área e num determinado intervalo de tempo, de ocorrer um sismo que exceda um limite de intensidade, magnitude ou aceleração de pico. Tal fator é uma característica física do território e representa a frequência e a força com que ocorrem os sismos (sismicidade do local); quanto maior for a frequência e a intensidade dos eventos numa zona geográfica, maior será a sua perigosidade.

A exposição (ES) indica a possibilidade de uma área sofrer mais ou menos danos em termos de economia, perda de vidas e perda de património arquitetónico e cultural.

A vulnerabilidade sísmica (VS) representa a suscetibilidade de um edifício a danos e colapsos. Quanto mais vulnerável for um edifício (devido ao tipo, conceção inadequada, má qualidade dos materiais, métodos de construção e manutenção deficiente), maiores poderão ser as consequências na estrutura (DAR 2018.)

A avaliação da vulnerabilidade dos edifícios existentes é uma questão de particular relevância para territórios sujeitos a ações sísmicas como Portugal e/ou Itália, para determinar o nível de segurança destas estruturas depois de um evento sísmico.

Com base nas exigências anteriormente definidas, nasceram os Eurocódigos, que são Normas Voluntárias Europeias, elaboradas pelo Comité Técnico 250 do CEN - Comité Europeu de Normalização (CEN/TC250), no âmbito da engenharia estrutural e geotécnica. Estas normas são aplicadas para a conceção de estruturas feitas de vários tipos de materiais (betão armado, aço, alvenaria, madeira, alumínio), para abordar os aspetos geotécnicos da fundação, a resistência das estruturas ao fogo e a ações sísmicas, e finalmente para avaliar as ações sobre estruturas durante a execução e sobre estruturas temporárias. O principal objetivo dos Eurocódigos é fornecer uma abordagem comum à conceção estrutural que unifica o nível de segurança da construção na Europa (Moreau and Calgaro, 2008)

Ao contrário de outras normas europeias, os Eurocódigos com base no Tratado de Roma do 25 de março de 1975, foram concebidos para reconhecer o direito dos Estados Membros de poderem estabelecer os critérios de segurança de construção dentro das próprias fronteiras. Esta necessidade deve-se à diversidade dos países em termos de localização, características do solo, as diferentes ações sísmicas a que estão sujeitos e a sua história sísmica diferente. Em virtude disto, os países da UE fornecem os próprios PDN (Parâmetros de Determinação Nacionais), que passam a formar os Anexos Nacionais, que contêm indicações sobre:

- Os valores ou classes para as quais o texto dos Eurocódigos indica alternativas possíveis;
- Os valores de parâmetros para os quais é indicado um símbolo no texto da norma;
- As indicações específicas válidas para cada país, dependendo, por exemplo, de diferenças geográficas ou climáticas, tais como mapas sísmicos ou de neve ou de ação do vento;
- A indicação de métodos a adotar quando existem várias alternativas.

Os Eurocódigos estão divididos em 10 normas e relativamente ao aspeto sísmico é considerado o Eurocódigo 8 (EN 1998) - "Conceção de estruturas para resistência sísmica". O Eurocódigo 8 (EC8) define as normas regulamentares para a construção de edifícios residenciais resistentes aos sismos e a adaptação sísmica de edifícios e estruturas para limitar o impacto causado pelos sismos.

Com referência aos acordos do Tratado de Roma, existem países como Portugal, que em matéria sísmica segue exatamente as disposições europeias do Eurocódigo 8, e países como a Itália, que com base o EC8 se refere a uma Regulamentação interna do país, ou seja as Normas Técnicas das Construções (NTC), que tem por base os preceitos do EC8.

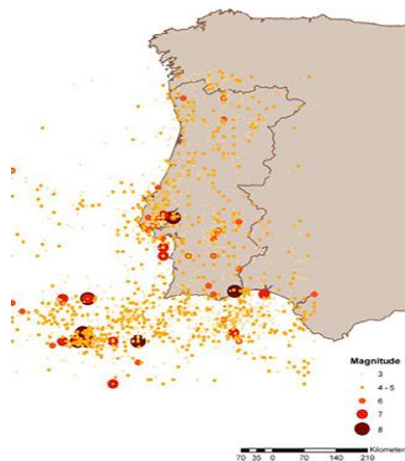
### **3.3 Regulamentação sísmica em Portugal**

Nesta secção serão apresentados os principais aspetos da regulamentação sísmica em Portugal. Será feita uma panorâmica da história sísmica portuguesa e a evolução da regulamentação até à utilização dos Eurocódigos; a isto se seguirá uma análise dos aspetos relacionados com o tempo de vida útil de projeto, das características e condições do terreno, da ação sísmica e do zonamento sísmico do território. A secção termina com uma caracterização das classes de importância dos edifícios, dos coeficientes de importância e finalmente com os aspetos ligados com a ductilidade.

#### *3.3.1 História Sísmica Portuguesa*

Ao longo do tempo, Portugal sofreu as consequências de terremotos de magnitude moderada a forte que, em numerosos casos, causaram graves danos a várias cidades do país. Estes danos podem ser demonstrados através de vários relatórios históricos que têm sido compilados ao longo do tempo. Embora existam relatórios anteriores, datados de mais de 2000 anos, só as referências a terremotos a partir de meados do século XIV são consideradas fiáveis.

Analisando a localização dos epicentros (ver Figura 3.1), verifica-se que existem manchas bem definidas de maior concentração de epicentros, indiciando presença de zonas ativas não só na fronteira de placas, mas também por todo o território de Portugal Continental. Através da análise dos estudos realizados sobre sismicidade histórica, observa-se que a origem dos sismos mais significativos que afetaram o território continental pode ser referida à área do Banco de Gorringe, perto da fronteira entre as placas Eurasiática e Africana a cerca de 200 km a sudoeste do Cabo de S. Vicente, no Algarve. No entanto, importa referir que nas falhas no interior do continente (sismos intraplacas), não é possível acumularem-se as quantidades de energia necessárias para provocar sismos de magnitude daqueles que é possível gerar na zona de fronteira de placas (SPES 2019).



**Figura 3.1** - Sismicidade registada no continente e regiões adjacentes, [adaptado de (de Martins e Mendes, 1990)].

O sul do país está mais exposto não só aos terremotos entre as grandes placas tectónicas, mas também devido à presença de falhas ativas que atravessam a região do Algarve, em particular as falhas de Portimão, Quarteira e Faro-Loulé, onde ocorreu o terremoto de 1722, que provocou um enorme volume de estragos materiais e humanos em toda a costa algarvia. Relativamente às zonas próximas das falhas do Vale Inferior do Tejo, são de elevada perigosidade e nelas se reconhecem os eventos de 1531 de intensidade 6,5 e o sismo de Benavente em 1909 de intensidade 6,3 (SPES 2019).

A região dos Açores, dado o seu enquadramento geotectónico, apresenta uma importante atividade vulcânica e uma notável sismicidade. A atividade sísmica de natureza tectónica é associada às principais falhas ativas existentes na região dos Açores e manifesta-se usualmente sob a forma de um elevado número de microssismos com magnitude inferior a 3.

Relativamente à ilha da Madeira, que se encontra localizada na placa Africana, apresenta sismicidade reduzida, registando-se nos últimos 500 anos apenas um evento relevante e com potencial destrutivo moderado, no ano de 1748.

A ilha da Madeira, situada na placa africana, caracteriza-se por uma baixa sismicidade, com apenas um grande acontecimento registado nos últimos 500 anos, exatamente no ano de 1748, e com um potencial destrutivo moderado.

Devido à sua localização geográfica, Portugal tem sofrido as consequências de terremotos de magnitude moderada a forte. O terremoto mais antigo conhecido ocorreu em 63 a.C. e foi seguido por um tsunami que atingiu as costas portuguesa e galega (SPES 2019).

Um dos acontecimentos sísmicos mais importantes da história portuguesa é o terremoto de 1 de novembro de 1755, com uma magnitude estimada entre 8,5 e 9,0 na escala de Richter, com efeitos destruidores em várias regiões costeiras de Portugal, particularmente na cidade de Lisboa. Considerando que o epicentro do sismo se localizou no oceano, foi sentido também em zonas do norte da Europa. Após o tremor da terra, um grande tsunami atingiu as costas ocidental e meridional da Península Ibérica, bem como a costa de Marrocos no Norte de África.

Devido à combinação de eventos catastróficos, tais como o terramoto, tsunami e incêndios que eclodiram na cidade de Lisboa após o terramoto, a perda de vidas em Portugal está identificada entre 40.000 e 80.000 mortos, com uma estimativa para a cidade de Lisboa de 20.000 mortos de uma população de 250.000 na altura. Em termos de estruturas completamente destruídas ou gravemente danificadas, foram registadas: 32 igrejas, 60 capelas, 31 mosteiros, 15 conventos e 53 palácios, incluindo o Palácio Real, que se localizava na zona do Terreiro do Paço (Mendonça 2015).

### *3.3.2 Evolução da regulamentação sísmica em Portugal*

Considerando a história sísmica de Portugal, que se caracteriza pela presença de poucos eventos sísmicos catastróficos ao longo dos séculos, o primeiro regulamento anti-sísmico utilizado para definir a ação sísmica a considerar no dimensionamento estrutural surgiu com o Decreto-Lei nº 41658 de 31 de maio de 1958, também conhecido como o Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos (RSCCS).

No início da década de 1980, foi elaborada uma nova regulamentação antissísmica para a realização de um projeto de uma estrutura em betão armado que consiste em dois Regulamentos: o Regulamento de Segurança e Ações (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP). O primeiro regulamento aborda a segurança estrutural e as ações com as respetivas combinações, o segundo trata os aspetos de dimensionamento e pormenorização dos elementos estruturais de betão armado e pré-esforçado.

Em 1975 a Comissão da Comunidade Europeia, optou por um programa de ação na área da construção, onde com o objetivo de eliminar entraves técnicos ao comércio e harmonizar especificações técnicas entre os estados-membros foram elaborados os primeiros regulamentos europeus: os Eurocódigos. A aplicação das normas dos Eurocódigos, com referência ao Eurocódigo 8 representa uma melhoria significativa para a caracterização da ação sísmica e a pormenorização de armaduras dos elementos estruturais em estruturas resistentes ao sismo. O Eurocódigo 8 comparado com os regulamentos portugueses anteriores, traz grandes diferenças na análise das estruturas, em particular as principais diferenças entre o RSA e o EC8 são relativos a:

- **Direção:** no RSA, os sismos são identificados como ações que atuam separadamente em cada direção (X, Y, Z), no EC8, as três componentes são consideradas atuando simultaneamente;
- **Coefficiente de segurança:** no RSA é 1,5 (idêntico ao coeficiente das ações variáveis), no EC8 a ação sísmica não se considera majorada;
- **Período de retorno:** no RSA é de 975 anos por qualquer estrutura considerada, no EC8 para a maior parte das estruturas é de 475 anos, mas pode ser superior no caso de estruturas com uma determinada importância;

- **Estados Limites:** no RSA, é apenas considerada ação sísmica na verificação da segurança aos estados limites últimos, no EC8 considera-se um sismo de serviço, ou um sismo frequente para verificar o estado limite de utilização ou limitação de danos.

### 3.3.3 Tempo de vida útil de projeto

Um aspeto muito importante na conceção de uma estrutura está relacionado com o tempo de vida útil do projeto, que representa o período estimado durante o qual a instalação está em serviço para satisfazer requisitos de desempenho acima do nível mínimo aceitável, satisfazendo condições de segurança e funcionais sem custos de manutenção imprevistos. Com base no que é definido no Eurocódigo 0 (EC0), o tempo de vida útil de projeto é identificado em relação à categoria e ao tipo de estrutura em questão (Barradas 2019).

Na Tabela 3.1 podem ser resumidos os valores do tempo de vida útil de projetos (em anos) por cada categoria de estrutura.

**Tabela 3.1** - Categorias e valor indicado do tempo de vida útil para estruturas [adaptado de (NP EN 1990, 2009)].

<b>Categoria do tempo de vida útil de projeto</b>	<b>Valor indicado do tempo de vida útil de projeto (anos)</b>	<b>Exemplos</b>
<b>1</b>	10	Estruturas provisórias
<b>2</b>	10 a 25	Componentes estruturais substituíveis, por exemplo vigas-carril, apoios
<b>3</b>	15 a 30	Estruturas agrícolas e semelhantes
<b>4</b>	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas correntes
<b>5</b>	100	Estruturas de edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil

Se, por exemplo é considerado um edifício de habitação de categoria 4, o respetivo valor do tempo de vida útil de projeto será 50 anos.

### 3.3.4 Condições do terreno

Um aspeto muito importante definido no EC 8 está relacionado, através de um conjunto de estudos geotécnicos, com a classificação dos terrenos que são identificados por diferentes tipos de solos.

No caso de ocorrência de um sismo, é fundamental que o local da obra e a natureza do terreno de fundação não deverão normalmente apresentar riscos de rotura do terreno, de instabilização de taludes e de assentamentos permanentes provocados por liquefação ou aumento da compacidade do solo.

Em comparação com a RSA, que define 3 tipos diferentes de solos, o EC8 na Cl.3.1.2, como pode ser visto na Tabela 3.2, identifica sete tipos de solos diferentes, permitindo considerar um número de solos de fundação maior e definir de uma forma mais precisa os parâmetros de cada terreno que irão influenciar a caracterização da ação sísmica.

**Tabela 3.2** - Características do tipo de terreno [adaptado de (NP EN 1998-1, 2010)].

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

Onde:

- $v_{s,30}$ : Valor médio da propagação das ondas S nos 30 metros superiores do perfil do solo (velocidade média das ondas de corte);
- $N_{SPT}$ : Número de pancadas necessárias para atingir a profundidade de 30 metros (Ensaio de penetração dinâmica SPT);
- $C_u$ : Resistência ao corte não drenada do solo.

Os vários tipos de solos são definidos em ordem decrescente relativamente à rigidez e à resistência; por exemplo, como se pode ver o solo A (rocha) mostra a maior rigidez em comparação com o solo S2 (depósitos de argila sensível).

A classificação do terreno é feita segundo o valor da velocidade média das ondas de corte  $v_{s,30}$ , se este valor estiver disponível. Caso contrário, a classificação é feita segundo o valor de  $N_{SPT}$ .

A velocidade média das ondas de corte  $v_{s,30}$  é determinada segundo a expressão:

$$v(s,30) = 30^s / \sum_{i=1}^n \left( \frac{h_i}{v_i} \right) \quad (3.1)$$

Onde:

- $h_i$  : Espessura em metros da camada i;
- $v_i$  : Velocidade das ondas de corte da camada i.

Caso não seja possível determinar a velocidade média das ondas de corte, deve ser utilizado o valor de  $N_{SPT}$ , determinado com recurso a ensaios realizados “in situ” (Standard Penetration Test), mas esta opção pode ser utilizada para todos os tipos de terreno exceto os terrenos de tipo S1 e S2 onde são necessários estudos mais aprofundados de caracterização da ação sísmica.

### 3.3.5 Ação sísmica e zonamento sísmico

A fim de efetuar uma classificação das diferentes zonas sísmicas em Portugal, foram identificadas áreas do território nacional, cada uma com uma sismicidade constante. Devido à sua localização geográfica, o EC8 caracteriza o território de Portugal por uma ação sísmica com diferentes origens, que podem ser identificadas em duas ações diversas: Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2. Cada tipo de ação, como se pode ver na Tabela 3.3, é caracterizada por diferentes aspetos, tais como: o epicentro, a magnitude, a frequência, a distância focal e a duração.

**Tabela 3.3** - Características da ação sísmica

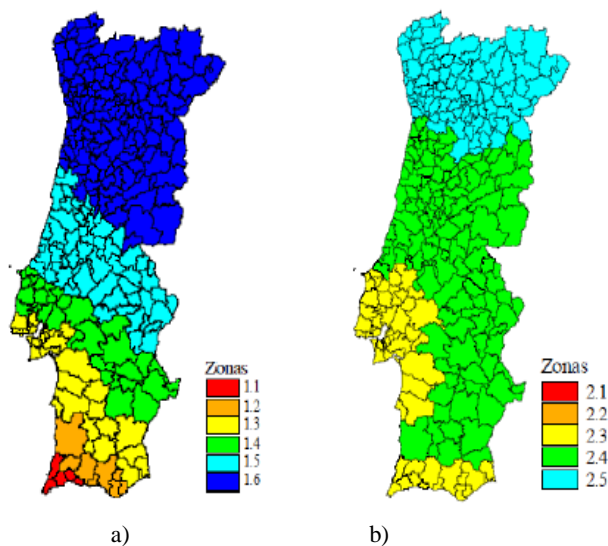
Características	Ação Sísmica	
	Tipo 1	Tipo 2
<b>Epicentro</b>	Falha entre as placas tectónicas Africana e Euro-Asiática	Território nacional
<b>Magnitude</b>	Elevada	Moderada
<b>Frequências</b>	Baixas	Elevadas
<b>Distancia Focal</b>	Considerável	Reduzida
<b>Duração</b>	Maior	Menor

A ação sísmica Tipo 1, que caracteriza um sismo “afastado”, é do tipo interplacas e apresenta elevada magnitude, menor duração, grande distância focal e baixas frequências. Ao contrário uma ação sísmica Tipo 2, que caracteriza um sismo “próximo” é do tipo intraplacas, tem magnitude moderada, menor duração, pequena distância focal e grandes frequências.

Um sismo próximo causa mais danos para estruturas com frequências naturais elevadas porque o tempo de chegada das ondas sísmicas é mais curto e, portanto, quando chegam aos terrenos ainda têm frequências bastante elevadas. Relativamente ao sismo afastado, ao contrário, as ondas sísmicas, quando chegam ao território continental já têm frequências mais baixas e, por isso, provocam mais danos em estruturas com frequências naturais mais baixas.

O EC8 define uma escala numérica para ações sísmicas de Tipo 1 e Tipo 2; em particular para ações sísmicas de Tipo 1 é considerada uma escala com um intervalo entre 1 e 6, enquanto para ações sísmicas de Tipo 2 o intervalo considerado varia entre 1 e 5, sendo 1 o valor correspondente a uma zona de perigosidade sísmica maior.

Com base na identificação das ações sísmicas de Tipo 1 e Tipo 2 e de acordo com o Anexo NA.I (NP EN 1998-1, 2010), é estabelecido o zonamento sísmico de Portugal Continental. Como pode se ver Figura 3.2, por cada tipo de ação sísmica são definidas cinco zonas diferentes e por cada zona é atribuído um valor de aceleração máxima de referência  $a_{gR}$  (Barradas 2019).

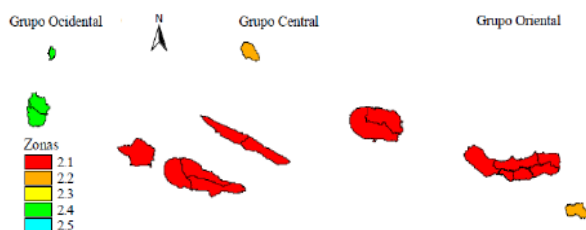


**Figura 3.2** - Zonamento sísmico em Portugal Continental: a) Ação Sísmica Tipo 1; b) Ação Sísmica Tipo 2, [adaptado de (Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010)].

Relativamente às regiões autónomas, para o arquipélago da Madeira, apenas é considerada a ação sísmica de Tipo 1 (ver Figura 3.3) enquanto para o arquipélago dos Açores, só é considerada a ação sísmica de Tipo 2 (ver Figura 3.4).



**Figura 3.3** - Zonamento sísmico no Arquipélago da Madeira com ação sísmica Tipo 1, [adaptado de (Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010)].



**Figura 3.4** - Zonamento sísmico no Arquipélago dos Açores com ação sísmica Tipo 2) [adaptado de (Anexo Nacional da NP EN 1998-1, 2010)].

### 3.3.6 Classe de importância dos edifícios e coeficientes de importância

O EC8 define a existência de quatro classes de importância, útil para distinguir entre diferentes categorias de edifícios as consequências de um possível colapso em termos de vidas humanas e em termos socioeconómicos. Para assegurar que um edifício permanece funcional durante um sismo a sua função deve ser tida em conta na fase de conceção. A Tabela 3.4 mostra a atribuição da classe de importância com a função que os edifícios assumem.

**Tabela 3.4** - Classes de importância para os edifícios [adaptado de (Quadro 4.3 da NP EN 1998-1, 2010)].

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

Para cada classe de importância, como se pode ver na Tabela 3.5, são indicados os valores dos coeficientes de importância  $\gamma_I$  que são adotados em Portugal.

**Tabela 3.5** - Coeficientes de importância  $\gamma_I$  [adaptado de (Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010)].

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,5	1,35

### 3.3.7 Ductilidade

Tal como definido anteriormente (ponto 2.4.4), em relação às preocupações na conceção das estruturas dos edifícios, a ductilidade dos materiais é uma propriedade fundamental para permitir a ocorrência de deformações sem roturas. O objetivo é garantir que qualquer tipo de edifício, seja capaz de dissipar a energia que a ação dinâmica lhe transmite sem afetar a resistência global da estrutura, garantindo a segurança e um bom comportamento dúctil. O EC8 define três classes de ductilidade e por cada classe estabelece alguns requisitos relativamente às características geométricas, construtivas e aos tipos de materiais. A seguir as três classes de ductilidade diferentes:

- **DCL:** “Ductility Class Low” (Classe de Ductilidade Baixa). Tal classe de ductilidade é indicada para estruturas com baixa capacidade de dissipação de energia, dimensionadas de acordo com o EC2, com resposta estrutural em regime elástico e presentes em zonas com baixa sismicidade;
- **DCM:** “Ductility Class Medium” (Classe de Ductilidade Media). Tal classe de ductilidade é indicada para estruturas ligadas a disposições anti- sísmicas específicas, com resposta estrutural em regime não elástico e sem roturas frágeis;
- **DCH:** “Ductility Class High” (Classe de Ductilidade Alta). Tal classe de ductilidade é indicada para estruturas que precisam garantir elevados níveis de plasticidade com requisitos de dimensionamento e pormenorização complexos.

As classes DCM e DCH são caracterizadas para uma capacidade de dissipação de energia elevada, um correto dimensionamento das zonas dissipativas, que são zonas onde ocorrem rótulas plásticas, e mecanismos de resistência para evitar comportamento frágil, por forma a permitir a ductilidade desejada (Barradas 2019).

### 3.4 Regulamentação sísmica em Itália

Nesta secção serão apresentados os principais aspetos da regulamentação sísmica em Itália. Será feita uma panorâmica da história sísmica italiana e a evolução da regulamentação até à utilização das NTC; a isto se seguirá uma análise dos aspetos relacionados com a vida nominal de projeto, as classes de utilização, o período de referência da ação sísmica, as características topográficas da superfície e as zonas sísmicas do país. A secção concluirá com uma análise do comportamento estrutural das construções e das classes de ductilidade utilizadas.

#### 3.4.1 História Sísmica Italiana e surgimento das NTC

A Itália é um território com uma forte propensão à ocorrência de sismos e os dados reais sobre os acontecimentos sísmicos anteriores ao ano 1000 são difíceis de conhecer e interpretar. Portanto, uma vez que os sismos antigos só podem ser classificados pela evidência de danos existe um Catálogo Paramétrico de Terramotos Italianos (C.P.T.I.) produzido pelo Instituto Nacional de Geofísica e Vulcanologia (I.N.G.V.).

Considerando que a península italiana está posicionada na margem de convergência entre duas grandes placas, a africana e a euro-asiática, a maioria dos eventos sísmicos no território italiano concentra-se nos Alpes Orientais e nos Apeninos Centro-Sul; o movimento relativo entre as duas placas provoca a acumulação de energia e deformação que ocasionalmente são libertadas sob a forma de terramotos de magnitude variável.

O surgimento e evolução das disposições sísmicas estão associados à ocorrência ao longo do tempo de sismos significativos em termos de intensidade e danos provocados. Como o terramoto de 30 de julho de 1627, que ocorreu na região da Apúlia, epicentro na cidade de San Severo, intensidade 6,7 da escala de Richter e uma estimativa de 4500 vítimas, foi identificado o primeiro método anti-sísmico em Itália, conhecido como “costruzione baraccata alla beneventana”.

Em 5 de fevereiro de 1783, outro evento sísmico atingiu o sul de Itália e especificamente a Calábria, com intensidade 7,1 da escala de Richter; os tremores nos meses seguintes levaram a um número final de mortos de cerca de 35.000. Em março de 1784 foi emitida a lei "Instruções para a reconstrução de Reggio", confirmando a utilização do sistema anterior e a instituição do código antissísmico Bourbon.

Em 1859 com o terramoto de Norcia, de intensidade 6,5 e na sequência do que atingiu a área de Nápoles em 1857, que fez 12.000 vítimas, o Governo Papal de Pio IX emitiu o Regulamento de Construção em que foram estabelecidos quatro limites fundamentais:

- Altura máxima da estrutura de 8,5 m;
- Espessura mínima de alvenaria, que, mesmo para a alvenaria interior, tinha de ser 0,6 m;

- As paredes externas tinham de ter uma inclinação de pelo menos um vigésimo da sua altura;
- Definição da ligação entre paredes internas e externas.

Durante o século XIX, ocorreram vários terremotos de considerável intensidade e com graves danos associados, incluindo o terremoto do 28 de dezembro de 1908, com magnitude 7.2 que arrasou as cidades de Reggio Calabria, Messina e todas as aldeias das áreas circundantes, causando quase 100.000 mortes. Infelizmente, foi a catástrofe natural mais grave em Itália em termos de número de vítimas e intensidade sísmica (Soft.Lab 2019).

No total, desde 1900 registaram-se 30 sismos muito fortes com intensidades superiores a 6, alguns dos quais foram catastróficos.

Relativamente aos grandes terremotos mais recentes, que nos últimos 13 anos atingiram o território italiano, registam-se os seguintes:

- O sismo de L'Aquila, 6 abril 2009 com magnitude de 6,3, 309 mortes e 23.000 edifícios destruídos;
- O sismo de Emilia Romagna, 20 maio 2012 de magnitude 6, 27 mortes e danos inestimáveis na produção alimentar;
- Os sismos do Apenino central, quando entre agosto 2016 e janeiro 2017 ocorreram fortes tremores na área entre as regiões Lazio, Umbria e Marche; o tremor mais forte registou-se a 30 outubro, resultando o mais intenso desde o sismo de Irpinia de 1980.

A atual regulamentação em vigor na Itália, que define os princípios a seguir para a conceção e execução das construções, especifica o desempenho que os edifícios devem atingir em termos de resistência mecânica e estabilidade, o que é identificada nas NTC-2018. As NTC-2018 que são uma atualização das anteriores NTC-2008, fornecem os critérios gerais de segurança, especificam as ações a utilizar na conceção, definem as características dos materiais e produtos e, de um modo mais geral, tratam os aspetos relacionados com a segurança estrutural das obras. As NTC baseiam-se nas disposições dos Eurocódigos, que representam as indicações de validade comprovada para a realização do desempenho pretendido e consistem em 12 capítulos com a parte relativa à conceção para as ações sísmicas desenvolvida no capítulo 7.

### 3.4.2 *Princípios fundamentais das NTC*

Como indicado na Cl.2.1 das NTC-2018, pode ser definido um conjunto de princípios fundamentais para que as obras e os componentes estruturais sejam concebidos, executados, testados e mantidos de tal forma que permitam a sua utilização prevista de maneira economicamente sustentável e com o nível de segurança exigido por estas normas. A segurança e o desempenho de uma estrutura ou parte de uma estrutura devem ser avaliados em relação aos estados limite que podem ocorrer durante a vida nominal de projeto.

Um estado limite é definido como uma condição para além da qual o trabalho já não cumpre os requisitos listados nestas normas.

Em particular, de acordo com os capítulos específicos, as obras e os vários tipos de estruturas devem satisfazer os seguintes requisitos:

- Segurança aos Estados Limite Últimos (ELU): capacidade de evitar colapso, perda de equilíbrio e colapso total ou parcial grave, que possam pôr em perigo a segurança das pessoas, levar à perda de bens, causar graves danos ambientais e sociais, desativar o serviço, danos ambientais e sociais, ou colocar a obra fora de serviço;
- Segurança aos Estados Limite de Exercício (ELE): capacidade de garantir o desempenho esperado em condições de funcionamento;
- Segurança contra incêndios: a capacidade de garantir o desempenho estrutural esperado em caso de incêndio, durante um período necessário;
- Durabilidade: a capacidade da construção de manter, ao longo da vida nominal de projeto, os níveis de desempenho para os quais foi concebida, tendo em conta as características ambientais e o nível de manutenção esperado;
- Robustez: capacidade de evitar danos desproporcionados em relação à magnitude de possíveis estímulos excepcionais, tais como explosões e choques.

A ultrapassagem do ELU tem um carácter irreversível, mas a ultrapassagem do ELE pode ter um carácter reversível ou irreversível. Relativamente às obras existentes é possível fazer referência a níveis de segurança diferentes em relação às obras novas e é também possível considerar apenas o ELE.

Os materiais e produtos, até podem ser utilizados nas obras previstas por estas normas, devem ser submetidos a procedimentos e testes de aceitação experimental. Os testes e procedimentos de aceitação são definidos nas partes específicas das NTC relativas aos materiais.

As ações a ter em conta, como no caso da ação sísmica, devem seguir as disposições das NTC e na falta de indicações específicas, será necessário recorrer a investigações adequadas, incluindo eventualmente experimentais, ou a documentos normativos de validade comprovada.

### *3.4.3 Vida nominal de projeto, classes de utilização e período de referência*

Com referência à Cl.2.4 das NTC-2018, em relação à conceção de estruturas, é muito importante definir um conjunto de aspetos relacionados com a vida nominal de projeto  $V_N$ , as classes de utilização e o período de referência da ação sísmica  $V_R$ . Estes aspetos são muito importantes para avaliar e garantir a segurança e o desempenho esperado.

### **Vida nominal de projeto $V_N$**

Como indicado na Cl.2.4.1, a  $V_N$  de uma obra é convencionalmente definida como o número de anos em que se espera que a estrutura, sujeita à manutenção necessária, deverá manter níveis de desempenho específicos. Os valores mínimos de  $V_N$  a adotar para os diferentes tipos de construção são indicados na Tabela 3.6 e podem também ser utilizados para definir ações dependentes do tempo.

**Tabela 3.6** - Valores mínimos de  $V_N$  para diferentes tipos de construções [adaptado de (NTC 2018)]

TIPOS DE CONSTRUÇÕES		VALORES MÍNIMOS $V_N$ (anos)
1	Construções temporárias e provisórias	10
2	Construção com níveis de desempenho normais	50
3	Construção com altos níveis de desempenho	100

As construções ou partes das mesmas que possam ser desmontadas com a intenção de serem reutilizadas não devem ser consideradas temporárias. Para uma estrutura recentemente construída cuja fase de construção foi concebida para ter uma duração igual ao Período Nominal  $P_N$ , a vida nominal relativa a esta fase de construção, para efeitos de avaliação das ações sísmicas, assume-se que não seja inferior a  $P_N$  e em qualquer caso, não menos de 5 anos. As verificações sísmicas de obras de tipo 1 ou obras em construção podem ser omitidas quando o projeto prevê que estas condições permanecem por menos de 2 anos.

### **Classe de utilização**

Como indicado na Cl.2.4.2, a classe de utilização representa o tipo de função que a estrutura assume durante a sua vida útil. Com referência às consequências de uma interrupção operacional ou colapso, as construções são divididas em 4 classes de utilização definidas da seguinte forma:

- CLASSE I: Edifícios com uma presença ocasional de pessoas, edifícios agrícolas;
- CLASSE II: Edifícios cuja utilização envolve uma aglomeração normal, sem conteúdos perigosos para o ambiente e sem funções sociais essenciais. Indústrias com atividades não perigosas para o ambiente. Pontes, obras de infraestruturas, redes rodoviárias que não se enquadram na classe de utilização III ou Classe de Utilização IV, redes ferroviárias cuja perturbação não causa situações de emergência. Barragens cujo colapso não causa grandes consequências;
- CLASSE III: Edifícios cuja utilização envolve uma grande afluência de público. Indústrias com atividades perigosas para o ambiente. Redes rodoviárias suburbanas não abrangidos pela classe de utilização IV. Pontes e redes ferroviárias cuja perturbação provoca emergências. Barragens relevantes para as consequências do seu possível colapso;

- CLASSE IV: Edifícios com funções públicas ou estratégicas importantes, também com referência à gestão da proteção civil em caso de catástrofes. Indústrias com atividades que são particularmente perigosas para o ambiente. Pontes e redes ferroviárias críticas para a manutenção das vias de comunicação, particularmente após um evento sísmico. Barragens essenciais para o funcionamento de aquedutos e centrais de produção de energia.

### **Período de referência da ação sísmica $V_R$**

Como indicado na Cl.2.4.3 o  $V_R$  para cada tipo de construção é obtido multiplicando a vida nominal de projeto  $V_N$  pelo coeficiente de utilização  $C_U$ .

$$V_R = V_N \times C_U \quad (3.2)$$

O valor do coeficiente de utilização  $C_U$  é definido, à medida que a classe de utilização muda, como mostra a Tabela 3.7.

**Tabela 3.7** - Coeficiente de utilização

Classe de utilização	I	II	III	IV
Coeficiente de utilização $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Para construções que sirvam atividades com risco de acidente grave, devem ser adotados valores  $C_U$  ainda superiores a 2, em relação às consequências para o ambiente e a segurança pública causadas por se atingir os estados limite.

#### *3.4.4 Características topográficas da superfície*

Com o objetivo de definir a ação sísmica de projeto, as NTC na Cl.3.2.2 definem que as condições topográficas e as propriedades dos terrenos sejam identificadas através da classificação do subsolo em acordo com os valores da velocidade de propagação das ondas de corte,  $V_S$ . Os valores  $V_S$  são obtidos através de testes específicos ou são avaliados por meio de relações empíricas de fiabilidade comprovada com os resultados de outros testes *in situ*, tais como por exemplo, testes penetrométricos dinâmicos para solos de granulometria grossa e testes penetrométricos estáticos. As categorias do subsolo podem ser identificadas de acordo com o especificado na Tabela 3.8.

**Tabela 3.8** - Características topográficas da superfície para condições normais [adaptado de (tabela 3.2.II das NTC)]

CATEGORIA	CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DA SUPERFÍCIE
<b>A</b>	Massas rochosas ou solos muito rígidos, caracterizados por valores de $V_S \geq 800$ m/s, eventualmente incluídos solos de superfície com menos nas propriedades mecânicas e com uma espessura máxima de 3 m.
<b>B</b>	Depósitos de areias ou cascalhos muito espessos ou argilas muito consistentes, caracterizados por uma melhoria das propriedades mecânicas com profundidade e por $V_S$ entre 360 m/s e 800 m/s.
<b>C</b>	Depósitos de terrenos de granulometria grosseira moderadamente espessos ou solos de granulação fina moderadamente espessos, com profundidade do substrato superior a 30 m, caracterizados por uma melhoria das propriedades mecânicas com o aumentar da profundidade e por $V_S$ entre 180 m/s e 360 m/s.
<b>D</b>	Depósitos de terrenos de granulometria grosseira pouco espessados ou solos de granulometria fina pouco consistentes, com profundidades do substrato superiores a 30 m, caracterizados por uma melhoria das propriedades mecânicas com o aumentar da profundidade e por $V_S$ entre 100 e 180 m/s.
<b>E</b>	Terrenos com características e valores de velocidade equivalentes comparáveis aos definidos para as categorias C ou D, com profundidade do substrato não superior a 30 m.

Para condições topográficas complexas, devem ser preparadas análises específicas de resposta sísmica local. Para simples configurações de superfície simples, pode ser adotada a classificação indicada na Tabela 3.9.

**Tabela 3.9** - Características topográficas da superfície para condições topográficas complexas [adaptado de (tabela 3.2.III das NTC)]

CATEGORIA	CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS DA SUPERFÍCIE
<b>T1</b>	Superfície plana, declives isolados e colinas com uma inclinação média de $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Declives com inclinação média $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Relevos com uma largura muito mais estreita na crista do que na base e uma inclinação média de $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
<b>T4</b>	Relevos com uma largura muito mais estreita na crista do que na base e uma inclinação média $i \geq 30^\circ$

As categorias topográficas acima referidas referem-se a configurações geométricas predominantemente bidimensionais, cristas alongadas, e devem ser consideradas na definição da ação sísmica se tiverem mais de 30 m de altura.

### 3.4.5 Zonas sísmicas

Com base nas indicações do Departamento de Proteção Civil do Governo Italiano (D.P.C.G.I), a fim de reduzir os efeitos dos sismos, existe uma classificação da península italiana, baseada na intensidade e frequência dos sismos passados, e na aplicação de normas especiais para edifícios

em zonas classificadas como sísmicas. A classificação sísmica do território italiano está atualmente estabelecida, distinguindo as seguintes 4 zonas sísmicas com risco decrescente:

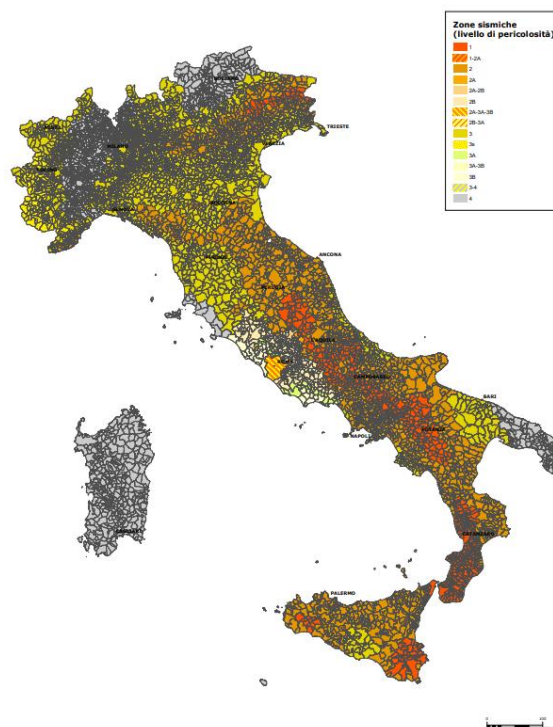
- **Zona 1:** Intensidade sísmica alta, representa as zonas mais perigosas, onde podem ocorrer fortes terremotos nos municípios incluídos;
- **Zona 2:** Intensidade sísmica média, representa as zonas onde podem ocorrer terremotos bastante fortes nos municípios incluídos;
- **Zona 3:** Intensidade sísmica baixa, representa as zonas onde podem ocorrer terremotos moderados nos municípios incluídos;
- **Zona 4:** Intensidade sísmica muito baixa, representa as zonas menos perigosas, onde as hipóteses de danos sísmicos nos municípios são baixas.

Para cada município do território nacional, é atribuída uma das quatro 4 zonas sísmicas anteriormente definidas e por cada zona é atribuído um intervalo de valores relativo à aceleração horizontal máxima  $a_g$ , com 10% de probabilidade de ultrapassagem em 50 anos (D.P.C.G.I, 2022)

**Tabela 3.10** - Classificação zonas sísmicas

ZONA	$a_g$
1	$0,25 \text{ g} \leq a_g \leq 0,35 \text{ g}$
2	$0,15 \text{ g} \leq a_g \leq 0,25 \text{ g}$
3	$0,05 \text{ g} \leq a_g \leq 0,15 \text{ g}$
4	$a_g \leq 0,05 \text{ g}$

A Figura 3.5 mostra a representação da península italiana dividida em zonas sísmicas em relação ao respetivo intervalo de  $a_g$  de acordo com a classificação de 31 janeiro de 2019.



**Figura 3.5** - Zonamento sísmico território italiano, [adaptado de (Governo italiano, 2022)].

### 3.4.6 Comportamento estrutural e ductilidade

As construções devem ser equipadas com sistemas estruturais que garantam rigidez e resistência contra as duas componentes horizontais da ação sísmica. A componente vertical, por outro lado, deve ser considerada apenas na presença de elementos quase horizontais com vãos superiores a 20 m, elementos pré-esforçados (excluindo lajes com um vão inferior a 8 m), elementos em consola com um vão superior a 4 m, pilares falsos, edifícios com pisos suspensos e pontes.

Independentemente da classe de utilização, as construções sujeitas às ações sísmicas devem ser concebidas de forma consistente com comportamentos estruturais dissipativos e não-dissipativos.

O comportamento estrutural não-dissipativo, é considerado quando na avaliação da procura, todos os membros e ligações permanecem no intervalo elástico ou substancialmente elástico; a procura resultante de ações sísmicas e outras ações, é calculada dependendo do estado limite a que se refere, mas independentemente do tipo estrutural e sem ter em conta as não linearidades dos materiais, através de um modelo elástico.

O comportamento estrutural é considerado dissipativo, quando na avaliação da procura um grande número de elementos e/ou ligações evoluem no campo plástico, enquanto o resto da estrutura permanece no campo elástico ou substancialmente elástico; a procura resultante de ações sísmicas e outras, é calculada dependendo do estado limite a que se refere e do tipo estrutural, tendo em conta a capacidade dissipativa relacionada com as não linearidades dos materiais. Se a capacidade dissipativa for implicitamente tomada em consideração através do fator de comportamento  $q$ , é adotado um modelo elástico; se a capacidade dissipativa for considerada explicitamente, é adotada uma lei constitutiva apropriada (Bernardini 2014).

Uma construção com comportamento estrutural dissipativo deve ser concebida para atingir uma de duas Classes de Ductilidade (CD):

- Classe de Ductilidade Alta (CDA), com elevada capacidade dissipativa;
- Classe de Ductilidade Média (CDB<sup>1</sup>), com capacidade dissipativa média.

A diferença entre as duas classes reside na quantidade de plasticidade fornecida, durante a fase de conceção, tanto localmente como globalmente. A escolha entre a classe de ductilidade alta (CDA) ou a classe de ductilidade média (CDB) terá um impacto principal na intensidade da ação sísmica. As estruturas com uma classe de ductilidade alta, terão uma ação sísmica de projeto inferior às estruturas com uma classe de ductilidade média. Esta diferença manifesta-se através do fator de comportamento, que assumirá valores diferentes consoante a escolha entre o CDA e o CDB. O fator de comportamento irá reduzir às ordenadas do espectro de resposta elástica, ou seja, as acelerações sísmicas, permitindo-nos obter o espectro de projeto.

---

<sup>1</sup> As NTC-2008 definiam a classe CDB como uma classe de ductilidade baixa. A entrada em vigor das NTC2018 alterou a redação da classe de ductilidade baixa para classe de ductilidade média, mantendo o acrónimo CDB.

A redução das ordenadas do espectro elástico será maior para a classe ductilidade alta e menor para a classe de ductilidade média (Bernardini 2014).

Tanto para a CDA como para a CDB, são utilizados procedimentos típicos de projeto por capacidade; enquanto nas construções de alvenaria são utilizados apenas onde é explicitamente especificado. Este método de projeto visa assegurar que a estrutura dissipativa tenha um comportamento dúctil e funcione da seguinte forma:

- Distingue elementos e mecanismos, tanto locais como globais, em dúcteis e frágeis;
- Visa evitar roturas locais frágeis e a ativação de mecanismos globais frágeis ou instáveis;
- Visa localizar a dissipação de energia por histerese em zonas de elementos dúcteis, identificadas e concebidas para este fim, conhecidas como "dissipativas" ou "dúcteis", coerente com o sistema estrutural adotado.

### **3.5 Considerações finais**

Ao longo deste capítulo, procurou-se perceber a necessidade das regulamentações sísmicas com a identificação dos aspetos fundamentais, em particular foi analisada a importância do risco sísmico, sendo um indicador que permite avaliar o conjunto de possíveis efeitos em relação aos danos esperados que um sismo pode produzir num determinado intervalo de tempo, numa determinada área.

Com base no anteriormente referido, tendo em consideração os aspetos relacionados com a história sísmica do território Português e Italiano e a localização dentro das placas tectónicas, foi feito um enquadramento histórico das respetivas regulamentações sísmicas dos dois países. Foi analisada a importância dos Eurocódigos, a que Portugal se refere, como orientação comum para a conceção sísmica na Europa e a possibilidade, tal como permitido pelo Tratado de Roma de 25 de março de 1975, de os países europeus identificarem os próprios critérios de segurança com próprias regulamentações dentro das próprias fronteiras, como no caso da Itália através das NTC.

As principais diferenças que podem ser evidenciadas entre os dois regulamentos referem-se aos aspetos relacionados com as condições do terreno, as características topográficas da superfície, aos diferentes tipos de ações sísmicas sujeitas, que implicam um zoneamento sísmico diferente do território para os dois países. Tais diferenças implicam diversas considerações relativamente à conceção estrutural dos edifícios e às classes de ductilidade a ter em conta no dimensionamento dos elementos estruturais.

## 4 CARATERIZAÇÃO DO EDIFÍCIO E AÇÕES ATUANTES

### 4.1 Considerações iniciais

Tendo por base os aspetos teóricos mais importantes, relativos às duas regulamentações sísmicas portuguesa e italiana, apresentados nos capítulos anteriores, é agora importante demonstrá-los através da análise de uma estrutura de um edifício de betão armado.

No presente capítulo, que se encontra dividido em quatro secções, é considerado um edifício de betão armado destinado a habitação, do qual é efetuada a sua caracterização, analisadas as ações atuantes na estrutura e introduzida a ação sísmica, com as respetivas características relativas a Portugal e a Itália.

A primeira secção irá fornecer um enquadramento da caracterização geométrica e estrutural do edifício em estudo, posteriormente a segunda secção irá analisar as principais ações atuantes na estrutura, finalmente a terceira e quarta secção irão a introduzir a ação sísmica respetivamente com as características dos territórios português e italiano.

### 4.2 Caracterização do edifício

Nesta secção será efetuada a caracterização do edifício em estudo. Será indicada a localização geográfica do edifício em estudo respetivamente em Portugal e em Itália; a que se seguirá uma descrição geral do edifício do ponto de vista geométrico e a indicação do tempo de vida útil de projeto, relativamente ao EC0 e às NTC-2018. A secção concluirá com a indicação das características dos materiais estruturais, relativamente ao betão e ao aço.

#### 4.2.1 Localização geográfica

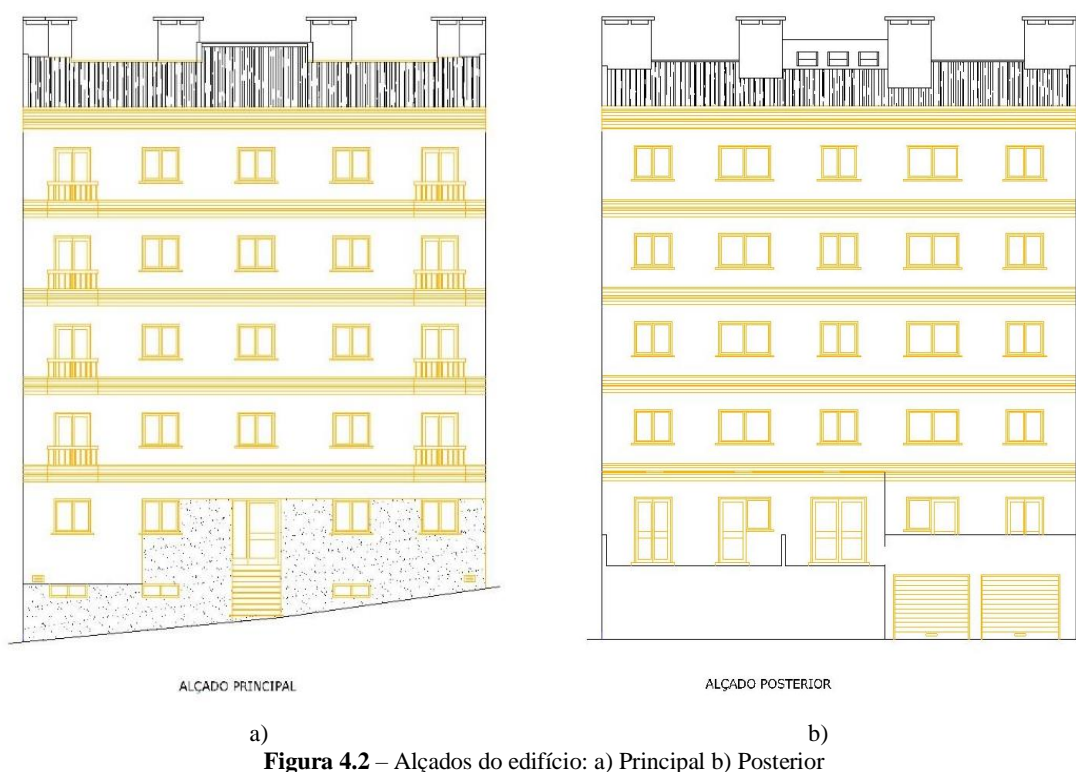
O edifício que se pretende estudar considera-se localizado geograficamente na capital portuguesa Lisboa e na capital italiana Roma, como indicado na Figura 4.1



**Figura 4.1** - Localização geográfica do edifício: a) Portugal-Lisboa; b) Itália-Roma, [adaptado de (Dreamstime,2022 e Alamy,2022)].

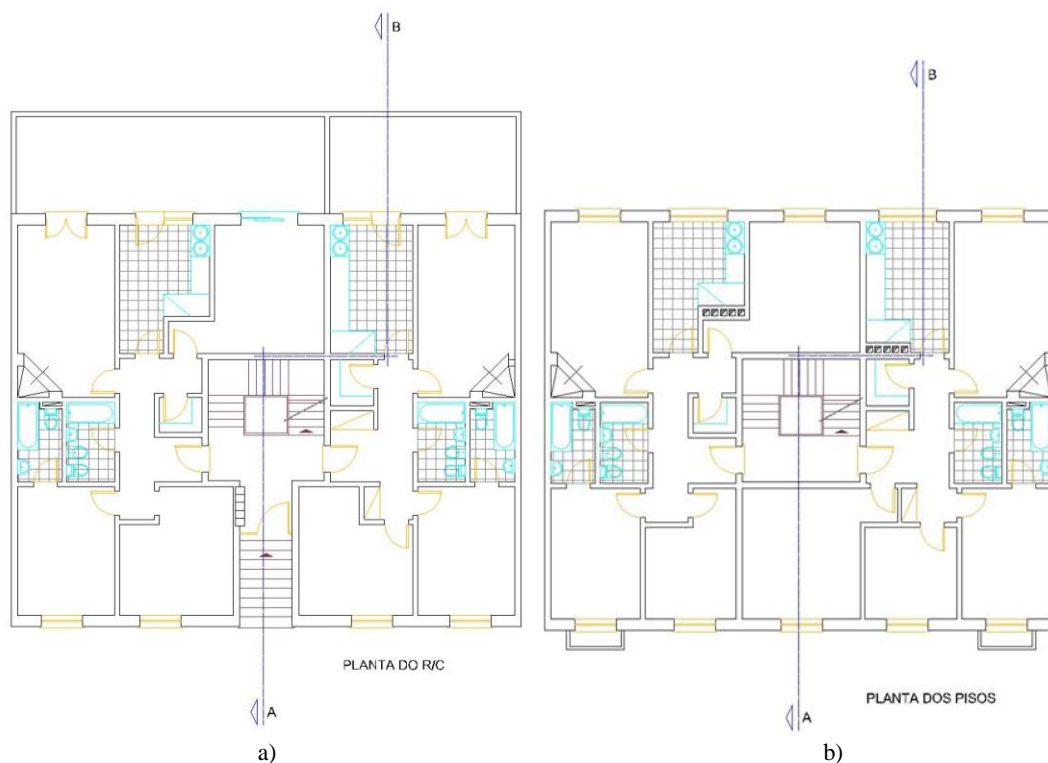
#### 4.2.2 Descrição geral do edifício

O edifício considerado como exemplo neste estudo é destinado à habitação apresentando-se na Figura 4.2, onde se representa o alçado principal e posterior da estrutura. É constituído por uma cave enterrada destinada a estacionamento com um pé direito de 2,5 m e cinco pisos acima do nível térreo com um pé direito de 2,85 m.



**Figura 4.2** – Alçados do edifício: a) Principal b) Posterior

Cada piso é caracterizado para uma área de 192 m<sup>2</sup> e o rés-do-chão compreende ainda um pequeno pátio de 48 m<sup>2</sup>. Como se pode ver na Figura 4.3, que representa a planta arquitetónica dos pisos correntes e do rés-do-chão, todos os pisos são caracterizados por dois apartamentos simétricos entre si, cada um é composto por uma cozinha e duas casas de banho, uma sala de 16 m<sup>2</sup>, dois quartos respetivamente de 11 m<sup>2</sup> e 15 m<sup>2</sup>.



**Figura 4.3** - Plantas arquitetónica do edifício: a) Rés-do-chão b) Pisos correntes

#### 4.2.3 *Tempo de vida útil de projeto*

O tempo de vida útil de projeto do edifício em estudo, difere de acordo com o tipo de categoria de estrutura analisada e com a regulamentação sísmica do país de referência. Tendo por base o indicado no ponto 3.3.3, relativamente ao território português e como recomendado pelo EC0, a estrutura em estudo com se trata de habitação pertence à Categoria 4 (estruturas de edifícios e outras estruturas correntes), o que significa que deve ser dimensionada para um período de vida útil de 50 anos. Como indicado no ponto 3.4.3, relativamente ao território italiano e considerando que o edifício é o mesmo, segundo as NTC-2018 pertence à Categoria 2 (construções com níveis de desempenho normais) com a respetiva vida nominal de projeto também de 50 anos.

#### 4.2.4 *Materiais estruturais*

Por forma a garantir a resistência do edifício, a estrutura será composta por betão armado. Com base nos critérios da Norma NP EN 206-01 e válidos também para a NTC-2018, optou-se por um betão de classe de resistência C25/30 e um aço A400 NR SD, adequado para regimes plásticos em edifícios sujeitos à ação sísmica. A seguir na Tabela 4.1 são indicadas as características fundamentais dos materiais escolhidos para os diferentes elementos estruturais.

**Tabela 4.1** - Principais características do betão e do aço adotados

<b>Betão C25/30</b>	<b>Aço A400 NR SD</b>
$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 400 \text{ MPa}$
$f_{cd} = 16,7 \text{ MPa}$	$f_{vd} = 348 \text{ MPa}$
$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$	$E_s = 200 \text{ GPa}$
$E_{cm} = 31,0 \text{ GPa}$	$\gamma_s = 77 \text{ kN/m}^3$
$\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$	

### 4.3 Ações Atuantes

Para avaliar a segurança de uma estrutura é necessário efetuar uma análise da mesma e quantificar as ações que influenciam o seu comportamento. Uma ação representa todo e qualquer agente capaz de produzir estados significativos de tensão ou deformação num qualquer elemento estrutural. Tendo em conta a ocorrência e a variabilidade das ações, dividem-se em três grandes grupos:

- Ações Permanentes;
- Ações Variáveis;
- Ações Acidentais.

Nesta secção serão analisadas as ações anteriormente definidas e relacionadas com o edifício em estudo.

#### 4.3.1 Ações Permanentes

Estas ações são aquelas cujo valor é constante (do tipo gravítico) e permanecem ao longo do tempo de vida útil da estrutura. As ações permanentes estão divididas em dois grupos: Peso Próprio (PP) e Restantes Cargas Permanentes (RCP).

##### **Peso Próprio (PP)**

O Peso Próprio está associado aos pesos dos elementos estruturais e a sua obtenção é efetuada com base nas dimensões dos elementos e ao respetivo peso volúmico, que no caso do betão armado corresponde a  $25 \text{ kN/m}^3$ .

##### **Restantes Cargas Permanentes (RCP)**

As Restantes Cargas Permanentes estão associadas ao peso de todos os elementos não estruturais, tais como revestimentos das lajes dos pisos correntes e da cobertura, paredes interiores e exteriores do edifício

**RCP Lajes:** Relativamente ao revestimento das lajes considerou-se o valor de  $1,5 \text{ kN/m}^2$  em todos os pisos da estrutura;

**RCP Paredes Exteriores:** Relativamente às paredes exteriores existem dois tipos de paredes. A primeira tipologia de paredes é relativa ao alçado principal e posterior do edifício com espessura de 0,35 m e valor de 2,6 kN/m<sup>2</sup>, enquanto a segunda tipologia de paredes é relativa às paredes laterais e apresentam uma espessura de 0,30 m e valor de 2,4 kN/m<sup>2</sup>. Devido à existência de aberturas no alçado principal e posterior correspondentes a portas e janelas, o valor da carga das paredes com espessura de 0,35 m foi contabilizado apenas pelo 80% ou seja 2,08 kN/m<sup>2</sup>.

**RCP Paredes Interiores:** Relativamente às paredes interiores não é considerada a localização específica das paredes, porque podem ser sujeitas a modificações. O peso foi distribuído uniformemente em cima das lajes do edifício, considerando um valor correspondente ao 40% do valor das paredes exteriores presentes no alçado principal e posterior, ou seja 1,0 kN/m<sup>2</sup>.

**RCP Cobertura:** Relativamente a cobertura considerou-se constituída de telha apoiada em ripado de betão com valor de 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

Na Tabela 4.2 apresenta-se um quadro resumido com os valores de cada ação.

**Tabela 4.2** - Quantificação das ações permanentes

<b>Ações Permanentes</b>	<b>Carga</b>
PP elementos estruturais	25,0 kN/m <sup>3</sup>
RCP lajes	1,5 kN/m <sup>2</sup>
RCP Paredes interiores	1,0 kN/m <sup>2</sup>
RCP Parede de alvenaria periférica de 35 cm	2,08 kN/m <sup>2</sup>
RCP Parede de alvenaria periférica de 30 cm	2,4 kN/m <sup>2</sup>
RCP Cobertura	1,5 kN/m <sup>2</sup>

#### 4.3.2 Ações Variáveis

Estas ações são associadas à exploração da estrutura e variam significativamente ao longo do tempo de vida útil da construção. Nesta categoria incluem-se ações devidas a:

- Vento;
- Temperatura;
- Sobrecarga.

Devido às dimensões em planta do edifício foram desprezadas as variações de temperatura e as ações do vento, e contabilizadas as ações devidas às sobrecargas.

#### 4.3.2.1 Sobrecargas

As sobrecargas estão associadas ao tipo de ocupação do edifício e são referidas a todos os carregamentos de caráter não permanente que atuam na estrutura e podem sere definidas de uma forma distribuída nas lajes do edifício. As sobrecargas de edifícios referem-se à normal ocupação e utilização das pessoas, mobiliário de objetos, veículos e eventos raros.

Para determinar o valor característico correspondente às sobrecargas de projeto, é necessário fazer a distinção das diferentes zonas do edifício, de acordo com as suas utilizações específicas, que são atribuídas segundo as categorias presentes no Quadro 6.1 do EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) e visíveis na Tabela 4.3. Tal classificação com os respetivos valores característicos, é equivalente para o território português e italiano.

**Tabela 4.3** - Categorias de utilização (adaptado da adaptado da NP EN 1991-1-1, 2009).

<b>Categoria</b>	<b>Utilização Específica</b>	<b>Exemplos</b>
A	Atividades domésticas e residenciais	Salas em edifícios de habitação, quartos e enfermarias de hospital, quartos de hotéis, cozinhas e lavabos.
F	Locais de circulação e de estacionamento para veículos ligeiros ( $\leq 30$ kN de peso bruto e $\leq 8$ lugares, não incluindo o do condutor)	Garagens; zonas de estacionamento; zonas de estacionamento em altura.
H	Coberturas não acessíveis, exceto para operações de manutenção e reparação correntes	-

O edifício pertence à categoria A, relativa a atividades domésticas e residenciais, com presença de uma cobertura não acessível de categoria H.

Através do Quadro NA – 6.2 do Anexo Nacional do EC1 (NP EN 1991-1-1, 2009) e do Quadro A1.1 do anexo A1 do EC0 (NP EN 1990, 2009), são considerados os valores das sobrecargas e dos coeficientes de combinação para a categoria das zonas carregadas. Na Tabela 4.4 um resumo dos valores utilizados para as zonas carregadas do edifício em estudo.

**Tabela 4.4** - Valores das sobrecargas e dos coeficientes de combinação (adaptado da NP EN 1991-1-1, 2009 e da NP EN 1990, 2009).

<b>Categoria das zonas carregadas</b>	<b>Categoria</b>	<b><math>q_k</math></b>	<b>Coeficientes</b>		
			<b><math>\Psi_0</math></b>	<b><math>\Psi_1</math></b>	<b><math>\Psi_2</math></b>
Pisos	A	2,0 kN/m <sup>2</sup>	0,7	0,5	0,3
Cobertura não acessível	H	0,4 kN/m <sup>2</sup>	0	0	0

Onde:

- $q_k$ : Valor da sobrecarga uniformemente distribuída;
- $\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$ : Coeficientes de combinação.

#### 4.4 Ação Sísmica em Portugal

Para a caracterização da ação sísmica na análise do edifício em estudo, relativamente à localização no território português, foram considerados os princípios fundamentais do EC8. Como indicado no ponto 2.4.1, as estruturas para que tenham um comportamento eficiente perante a ação sísmica, no projeto devem satisfazer os seguintes requisitos:

- Requisito de não ocorrência de colapso (Estado Limite Último);
- Requisito de limitação de danos (Estado Limite de Utilização).

Em acordo com a Cl.3.2.2.1 do EC8, a definição de ação sísmica baseia-se em espectros de resposta de aceleração, que representam o movimento sísmico na superfície do solo. Tal movimento é dividido em duas grandezas: componente horizontal e componente vertical. Relativamente ao edifício em estudo apenas será analisado o espectro de resposta elástica horizontal e não o espectro de resposta elástica vertical; para o espectro de resposta elástica vertical não são esperados resultados significativos uma vez que a estrutura não contém: elementos horizontais com um vão superior a 20 m, elementos pré-esforçados, elementos em consola com um vão superior a 4 m, pilares falsos, edifícios com pisos suspensos, pontes e edifícios com isolamento.

Na conceção da ação sísmica, devem ser tidos em conta vários fatores, tais como: a caracterização da zona sísmica em estudo, a tipologia do terreno de implantação da estrutura, a classe de importância da estrutura, a aceleração na superfície e um conjunto de parâmetros retirados no Anexo Nacional.

##### Caracterização da zona sísmica

O edifício, sendo localizado em Lisboa, será estudado para ação sísmica do Tipo 1 e ação sísmica do Tipo 2. Na Tabela 4.5, de acordo com o Anexo Nacional NA I do EC8, são presentes os valores da aceleração máxima relativos a zona sísmica e ao tipo de ação sísmica.

**Tabela 4.5** - Caracterização da zona sísmica em estudo, Lisboa (adaptado do Anexo Nacional da NP EN).

Região	Ação Sísmica	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )
Lisboa	Tipo 1	1,3	1,5
	Tipo 2	2,3	1,7

### Tipo de terreno

É muito importante identificar o tipo de terreno onde se encontra implantado o edifício. Como indicado no ponto 3.3.4, de acordo com a Cl.3.1.2 do EC8 são identificados sete tipos de terreno (do tipo A, B, C, D, E, S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>) e o edifício em estudo considera-se implantado num terreno do Tipo A, descrito como rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.

### Classe de importância

De acordo com a Cl.4.2.5(1)P do EC8 e como indicado no ponto 3.3.6, existem quatro classes de importância que distinguem as diferentes categorias de edifícios, consoante a gravidade das consequências em caso de colapso. A estrutura a projetar é um edifício de habitação com classe de importância II, à qual se atribui de acordo com o Quadro NA do Anexo Nacional do EC8 os respetivos valores dos coeficientes de importância presentes na Tabela 4.6.

**Tabela 4.6** - Coeficientes de importância  $\gamma_I$  (adaptado com o Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010).

Classe de importância	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
II	1,00	1,00	1,00

### Aceleração à superfície

Definido o coeficiente de importância e o valor de referência da aceleração máxima  $a_{gR}$  da aceleração máxima, é possível determinar o valor da aceleração à superfície através da expressão que se segue:

$$a_g = \gamma_I \times a_{gR} \quad (4.1)$$

Onde:

- $a_g$ : Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- $\gamma_I$ : Coeficiente de importância;
- $a_{gR}$ : Valor de referência da aceleração máxima.

**Tabela 4.7** - Valores de aceleração à superfície

Região	Ação Sísmica	Zona Sísmica	$a_{gR}$ (m/s <sup>2</sup> )	$\gamma_I$	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )
Lisboa	Tipo 1	1,3	1,5	1,0	1,5
	Tipo 2	2,3	1,7	1,0	1,7

### Coefficiente do solo

Obtidos os valores da aceleração a superfície pelos dois tipos de ação sísmica, de acordo com o NA – 3.2.2.2(2) do Anexo Nacional do EC8, é determinado o coeficiente do solo tendo por base as expressões seguintes:

**Tabela 4.8** - Valores do coeficiente do solo.

Para $a_g \leq 1 \text{ m/s}^2$	$S = S_{\max}$	(4.2)
Para $1 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2$	$S = S_{\max} - \left( \frac{S_{\max} - 1}{3} \right) \times (a_g - 1)$	(4.3)
Para $a_g \geq 4 \text{ m/s}^2$	$S = 1,0$	(4.4)

Tendo em conta que o valor da aceleração à superfície se situa entre 1 e 4 m/s<sup>2</sup>, apenas será utilizada a expressão (4.3) para o cálculo do coeficiente do solo.

### Restantes parâmetros para a caracterização da ação sísmica

Relativamente aos restantes valores dos parâmetros úteis para definir o espectro de resposta elástica, na Tabela 4.9 e na Tabela 4.10 encontram-se os valores indicados respetivamente no quadro NA-3.2 e no quadro NA-3.3 do Anexo Nacional do EC8, relativos a ação sísmica do Tipo 1 e a ação sísmica do Tipo 2.

**Tabela 4.9** - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 1 [adaptado de (Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010)]

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

Tendo em consideração que se trata de um terreno do tipo A, os valores utilizados pela ação sísmica do Tipo 1 serão:  $S_{\max} = 1,0$ ,  $T_B = 0,1$ ,  $T_C = 0,6$ ,  $T_D = 2,0$ .

**Tabela 4.10** - Valores dos parâmetros do espectro de resposta elástica para a ação sísmica do Tipo 2 [adaptado de (Quadro NA da NP EN 1998-1, 2010)]

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

Tendo em consideração que se trata de um terreno do tipo A, os valores utilizados pela ação sísmica do Tipo 2 serão:  $S_{\max} = 1,0$ ,  $T_B = 0,1$ ,  $T_C = 0,25$ ,  $T_D = 2,0$ .

#### 4.4.1 Espectro de resposta elástica horizontal de aceleração

Apos a obtenção dos fatores anteriormente discutidos, é possível definir o espectro de resposta elástica horizontal de aceleração  $S_e(T)$ , que representam a componente horizontal do movimento do solo. Tal espectro é definido pelo EC8 segundo as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \times (\eta \times 2,5 - 1) \right] \quad (4.5)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \quad (4.6)$$

$$T_B \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.7)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times 2,5 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.8)$$

Onde:

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

Utilizando uma rotina de cálculo MATLAB, foi possível adaptar as expressões anteriormente definidas com as características da ação sísmica do caso em estudo e obter uma representação gráfica do espectro de resposta elástica em aceleração da componente horizontal.

A seguir, as representações dos espectros de resposta elástica para a ação sísmica Tipo 1 (Figura 4.4) e para o Tipo 2 (Figura 4.5).

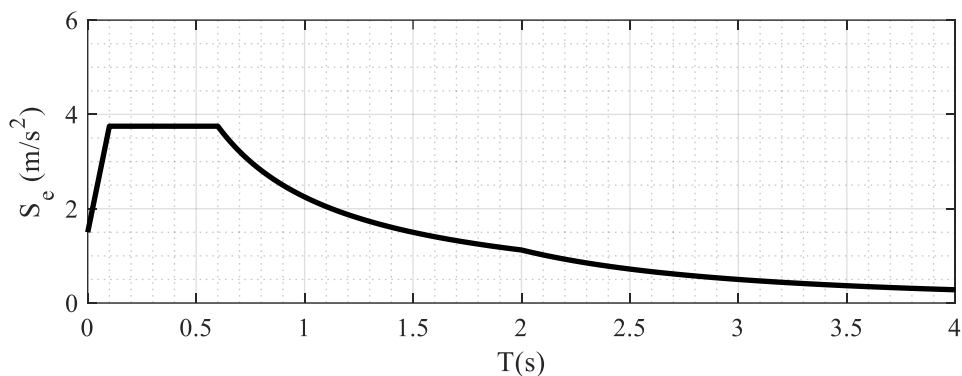


Figura 4.4 - Espectro de resposta elástica do Tipo 1

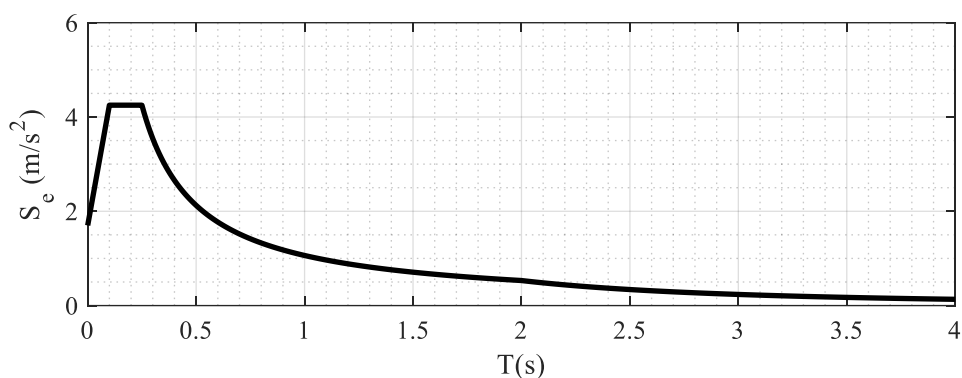


Figura 4.5 - Espectro de resposta elástica do Tipo 2

## 4.5 Ação sísmica em Itália

Para a caracterização da ação sísmica na análise do edifício em estudo, relativamente a localização no território italiano, foram considerados os princípios fundamentais das NTC-2018. De acordo com a Cl.3.2 das NTC, as avaliações das ações sísmicas requerem o respeito dos vários estados limites a considerar, que são relacionados com a “Perigosidade Sísmica” do sítio em construção e são uma função das características morfológicas e estratigráficas que determinam a resposta sísmica local.

### Estados Limites

Relativamente aos estados limites, em acordo com a Cl.3.2.1 das NTC-2018, são identificados: os **Estados Limites de Exercício (ELE)** e os **Estados Limites Últimos (ELU)**.

Os **Estados Limites de Exercício (ELE)**, incluem:

- Estado Limite de Operabilidade (ELO)  
Tal estado refere-se à construção após um sismo, incluindo elementos estruturais, elementos não estruturais e equipamentos relevantes para a sua função, até não sofrer danos significativos e interrupção da sua utilização.
- Estado Limite de Dano (ELD)  
Tal estado refere-se à construção após um sismo, incluindo elementos estruturais, elementos não estruturais e equipamentos relevantes para a sua função, que pode ser danificada de tal forma que não ponha os utilizadores em risco e não prejudique significativamente a sua capacidade de resistência e rigidez contra ações verticais e horizontais, permanecendo imediatamente utilizável apesar da interrupção da utilização de parte dos equipamentos.

Os **Estados Limites Últimos (ELU)**, incluem:

- Estado Limite de Salvaguarda de Vida (ELV)  
Tal estado refere-se à construção após um sismo que sofre ruturas e colapsos dos componentes não estruturais e das instalações, danos significativos dos componentes estruturais com perda significativa de rigidez em relação com as ações horizontais. A construção mantém, por outro lado, alguma resistência e rigidez para ações verticais e uma margem de segurança contra colapsos para ações sísmicas horizontais.
- Estado Limite de Prevenção de Colapso (ELC)  
Tal estado refere-se à construção após um sismo que sofre ruturas e colapsos dos componentes não estruturais e das instalações, danos significativos dos componentes estruturais com perda significativa de rigidez em relação com as ações horizontais. A construção ainda mantém uma margem de segurança para ações verticais e uma pequena margem de segurança contra o colapso devido a ações horizontais.

### **Perigosidade Sísmica**

A perigosidade sísmica é definida em termos de aceleração horizontal máxima esperada  $a_g$ , identificada através as correspondentes ordenadas do espectro de resposta elástica em aceleração  $S_e(T)$ . Estas formas espectrais são definidas por cada uma Probabilidade de Superação  $P_{VR}$ , que representa a probabilidade que ocorre pelo menos um sismo de intensidade maior ou igual a um valor atribuído no Período de Referimento  $V_R$ , num sítio de referência horizontal rígido, a partir dos valores dos parâmetros seguintes:

- $a_g$ : Aceleração horizontal máxima esperada ao nível do solo;
- $F_0$ : Valor máximo do fator de amplificação do espectro em aceleração horizontal;
- $T_C$ : Período de início da secção de velocidade constante do espectro em aceleração horizontal.

Tais parâmetros são obtidos consultando as Tabelas 1 e 2 do Anexo B das NTC- 2018 (Ministero delle Infrastrutture e Trasporti 2008). Na Tabela 1 são fornecidos, para 10751 pontos da grelha de referência e para 9 valores do  $T_R$  (30 anos, 50 anos, 72 anos, 101 anos, 140 anos, 201 anos, 475 anos, 975 anos, 2475 anos) os valores dos parâmetros anteriormente mencionados úteis pela definição da ação sísmica segundo as NTC-2018. Os pontos da grelha de referência são definidos em termos de Latitude e Longitude, ordenados com Latitude e Longitude crescentes, com variação antes da Longitude e depois da Latitude. Na Tabela 2 são fornecidos os valores dos mesmos parâmetros, mas relativos às ilhas italianas, excluindo Sicília, Ischia, Procida e Capri.

Para um ponto de quaisquer coordenadas, é possível obter os valores dos parâmetros característicos através a interpolação espacial dos parâmetros dos quatro pontos mais próximos para cada um dos tempos de retorno  $T_R$  mais frequentes, ou seja, a duração média entre dois eventos sucessivos com a mesma intensidade. Estes parâmetros são válidos se cumprirem três condições: que o solo seja rígido, horizontal e numa condição de campo livre.

A determinação do Tempo de Retorno  $T_R$  da ação sísmica é realizada em função do Período de referência  $V_R$  e da Probabilidade de Superação  $P_{VR}$ . Tendo por base o indicado no ponto 3.4.3, para edifício em estudo foram considerados os respetivos parâmetros: Vida Nominal  $V_N = 50$  anos (ver Tabela 3.6) para construções com níveis de desempenho normais, Classe de Utilização II ( para edifícios cuja utilização envolve uma aglomeração normal, sem conteúdos perigosos para o ambiente e sem funções sociais essenciais), Coeficiente de Utilização  $C_U = 1$  e Período de Referência  $V_R = 50$  anos obtido através a expressão (3.2). Na Tabela 4.11 são resumidos os valores anteriormente definidos para edifícios com Classe de Utilização II:

**Tabela 4.11** - Parâmetros de referimento para classe de utilização II

$V_N$	$C_U$	$V_R$
50	1	50

Com base a  $P_{VR}$  e o  $V_R$ , utilizando a expressão (4.9) por cada estado limite é obtido o correspondente Período de Retorno  $T_R$  do sismo:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (4.9)$$

Na Tabela 4.12 são resumidos os valores da  $P_{VR}$  e do  $T_R$  relativos a todos os estados limites.

**Tabela 4.12** - Probabilidade de superação  $P_{VR}$  em função do estado limite e Tempo de Retorno  $T_R$  [adaptado de (Tabela 3.2.1 das NTC)]

Estados Limites	$P_{VR}$ em relação ao VR		$T_R$
	Estado Limite	Probabilidade (%)	
ELF	ELO	81%	30
	ELD	63%	50
ELU	ELV	10%	475
	ELC	5%	975

Na análise sísmica em estudo foram considerados para os Estados Limites de Funcionamento (ELF) o Estado Limite de Dano (ELD) com  $P_{VR}=63\%$  e  $T_R=50$  anos, para os Estados Limites Últimos (SLU) o Estado Limite de Salvaguarda de Vida (ELV) com  $P_{VR}=10\%$  e  $T_R=475$  anos.

### **Características morfológicas e estratigráficas**

Relativamente à localização em Roma do edifício em estudo, para a consideração da ação sísmica é necessário identificar as condições morfológicas e estratigráficas do terreno. Tendo por base o indicado no ponto 3.4.4 e por referência o especificado na Tabela 3.8 e na Tabela 3.9, foi identificado um terreno de implantação do edifício referente à categoria A (massas rochosas ou solos muito rígidos) com características da superfície topográfica referente a categoria T1 (superfície plana, declives isolados e colinas com uma inclinação média de  $i \leq 15^\circ$ )

#### *4.5.1 Espectro de resposta elástica horizontal de aceleração*

Como no caso do EC8, também para as NTC a definição de ação sísmica baseia-se em espectros de resposta de aceleração e pelas mesmas motivações será analisado só o espectro de resposta elástica horizontal de aceleração e não o espectro de resposta elástica vertical de aceleração.

Apos a obtenção dos parâmetros anteriormente discutidos, é possível definir o espectro de resposta elástica horizontal de aceleração  $S_e(T)$ , que representam a componente horizontal do movimento do solo. Tal espectro é definido pelo EC8 segundo as seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_0} \times \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (4.10)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \quad (4.11)$$

$$T_B \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.12)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_0 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (4.13)$$

Onde:

- $S_e(T)$ : Espectro de resposta elástico;
- $T$ : Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade;
- $a_g$ : Valor de cálculo da aceleração à superfície;
- $T_B$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_C$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante;
- $T_D$ : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante;
- $F_0$ : Valor máximo do fator de amplificação no espetro;
- $S$ : Coeficiente do solo;

- $\eta$ : Coeficiente de correção do amortecimento, com o valor de referência  $\eta=1$  para 5% de amortecimento viscoso.

Relativamente ao  $S$ , é obtido pela seguinte expressão:

$$S = S_S \times S_T \quad (4.14)$$

Onde:

- $S_S$ : Coeficiente de amplificação estratigráfica;
- $S_T$ : Coeficiente de amplificação topográfica.

Como se pode ver na Tabela 4.13 e na Tabela 4.14, dependendo da categoria de terreno e da categoria topográfica é possível obter o valor associado de  $S_S$  e de  $S_T$ .

**Tabela 4.13** - Valor de  $S_S$  em relação com a categoria de terreno [adaptado de (Tabela 3.2.IV das NTC)]

Categoria terreno	$S_S$
<b>A</b>	1,00
<b>B</b>	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
<b>C</b>	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
<b>D</b>	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
<b>E</b>	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

**Tabela 4.14** - Valor de  $S_T$  em relação com a categoria de terreno [adaptado de (Tabela 3.2.V das NTC)]

Categoria topográfica	$S_T$
<b>T1</b>	1,0
<b>T2</b>	1,2
<b>T3</b>	1,2
<b>T4</b>	1,4

Considerando que o terreno em análise pertence à categoria A e com categoria topográfica T1, os respetivos valores de  $S_S$  e de  $S_T$  são:  $S_S=1,0$  e  $S_T=1,0$ .

Através de um ficheiro denominado “Spettri-NTCver1.0.3”, presente no website institucional do Governo italiano e disponibilizado pelo Ministério das Infraestruturas e da Mobilidade Sustentável, é possível obter os parâmetros:  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c$ . Tal ficheiro, com base nas Tabelas 1 e 2 do Anexo B das NTC-2018, permite de efetuar uma interpolação espacial dos parâmetros característicos dos quatro pontos mais próximos, tendo em consideração o respetivo  $T_R$  dos estados limites a considerados.

Em tal ficheiro, para a individuação da perigosidade do sítio, na primeira fase é suficiente colocar as coordenadas exatas de Roma, respetivamente

- Longitude: 14.484;
- Latitude: 41.893.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate    LONGITUDINE: 14,48400    LATITUDINE: 41,89300

Ricerca per comune    REGIONE: Lazio    PROVINCIA: Roma    COMUNE: Roma

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:  Sito esterno al reticolo,  Interpolazione su 3 nodi,  Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO    **FASE 1**    FASE 2    FASE 3

Figura 4.6 - Colocação das coordenadas de Roma.

Uma vez colocadas as coordenadas, na segunda fase (ver Figura 4.7) é necessário introduzir os valores relativos a  $V_N$ ,  $C_U$  e  $V_R$  (ver Tabela 4.11 ) juntos a  $P_{VR}$  e  $T_R$  (ver Tabela 4.12 ).

**FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE**

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$ : 1 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 50 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : 50 info

Stati limite di esercizio - SLE: SLO -  $P_{VR} = 81\%$  (30), SLD -  $P_{VR} = 63\%$  (50)

Stati limite ultimi - SLU: SLV -  $P_{VR} = 10\%$  (475), SLC -  $P_{VR} = 5\%$  (975)

Elaborazioni: Grafici parametri azione, Grafici spettri di risposta, Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO: ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie, - - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO    FASE 1    **FASE 2**    FASE 3

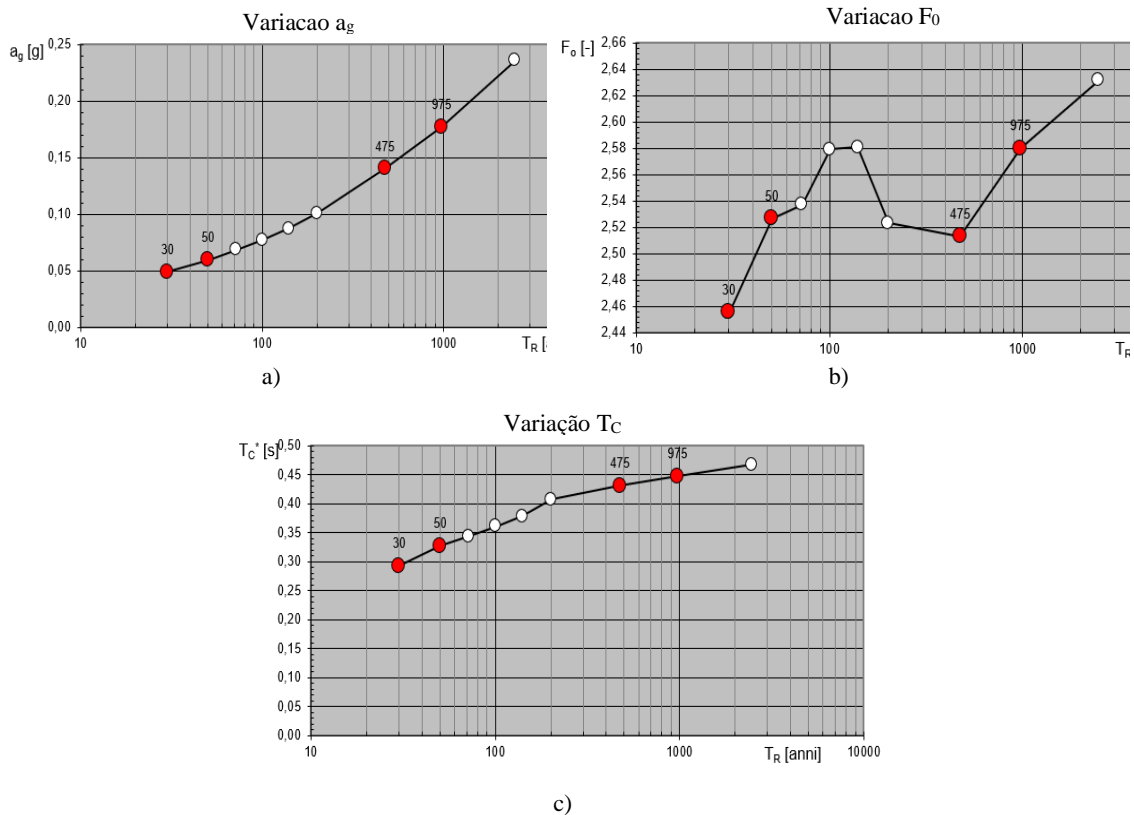
Figura 4.7 - Colocação dos valores relativos a Classe de Utilização II

Com todos os dados disponíveis e introduzidos no ficheiro disponibilizado, foram extraídos os valores exatos dos parâmetros  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C$ , ver (Tabela 4.15) relativos aos vários estados limites com as respetivas variações ao aumentar do  $T_R$ .

**Tabela 4.15** - Valores dos parâmetros  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C$ , relativos aos estados limites

Estado Limite	$T_R$ (anos)	$a_g$ (g)	$a_g$ ( $m/s^2$ )	$F_0$	$T_C$ (s)
SLO	30	0,049	0,481	2,455	0,293
SLD	50	0,059	0,579	2,526	0,327
SLV	475	0,143	1,402	2,508	0,428
SLC	975	0,177	1,736	2,580	0,447

Na Figura 4.8 é possível ver graficamente a variação dos parâmetros com o aumentar do  $T_R$ . Em particular é identificável um crescimento da  $a_g$  (ver Figura 4.8 a) e do  $T_C$  (ver Figura 4.8 c) identificados respetivamente por uma curva convexa e uma curva côncava com os valores máximos e mínimos respetivamente para um  $T_R=30$  anos (relativo ao ELO) e para um  $T_R=975$  anos (relativo ao ELC). Relativamente ao  $F_0$  (ver Figura 4.8 b) é identificável um crescimento inconstante com curvas convexas e côncavas, mas sempre com valores mínimos e máximos respetivamente para o  $T_R=30$  anos (relativo ao ELO) e para o  $T_R=975$  anos (relativo ao ELC).



**Figura 4.8** - Variação dos parâmetros em relação ao  $T_R$ : a) Variação  $a_g$ ; b) Variação  $F_0$ ; c) Variação  $T_C$ .

Através da fase anterior é possível obter, mediante o ficheiro Excel “Spettri-NTCver1.0.3” anteriormente referido e disponibilizado pelo Governo italiano, o espectro de resposta elástica em aceleração da componente horizontal segundo as NTC-2018. Para uma melhor qualidade gráfica do espectro, se aproveitou da mesma rotina de cálculo MATLAB, utilizada previamente para a representação gráfica do espectro de resposta elástica em aceleração da componente horizontal segundo o EC8; desta forma obteve-se o espectro segundo as NTC-2018. Tal rotina, foi adaptada com as características estratigráficas e morfológicas do terreno, colocando os parâmetros obtidos anteriormente e considerando como estado limite último o ELV relativo a um  $T_R=475$  anos.

A seguir a representação gráfica do espectro de resposta elástico obtido:

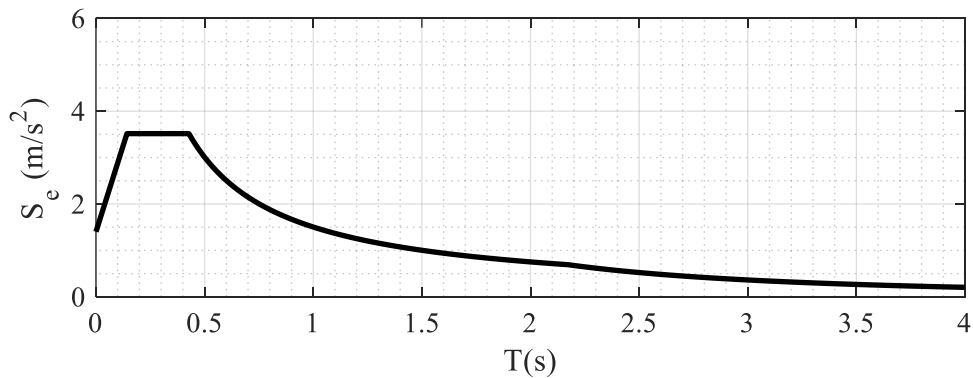


Figura 4.9 - Espectro de resposta elástica segundo as NTC

## 4.6 Combinações de ações

O estudo das combinações de ações é feito conforme as disposições do EC0, com o objetivo de estudar os efeitos mais desfavoráveis a que a estrutura pode estar sujeita. Tais combinações são válidas pela ação sísmica portuguesa e pela ação sísmica italiana e são analisadas para os Estados Limites Últimos (ELU) e os Estados Limites de Utilização (ELS).

### Estado Limite Último (ELU)

As combinações de ações consideradas para os ELU, são:

- **Combinação fundamental (Cl.6.4.3.2 do EC0)**

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (4.15)$$

- **Combinação para a situação de projeto sísmica (Cl.6.4.3.4 do EC0)**

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.16)$$

### Estados Limites de Utilização (ELS)

As combinações de ações consideradas para os ELS, são:

- **Combinação característica (Cl.6.5.3 (a) do EC0)**

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (4.17)$$

- **Combinação frequente (Cl.6.5.3 (b) do EC0)**

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (4.18)$$

- **Combinação quase-permanente (Cl.6.5.3 (c) do EC0)**

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1 \quad (4.19)$$

Onde:

- “+”: Significa “a combinar com”;
- $\gamma_{G,j}$ : Coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes;
- $G_{k,j}$ : Valor característico de uma ação permanente  $j$ ;
- $\gamma_Q$ : Coeficiente parcial de segurança relativo às ações variáveis;
- $\gamma_{Q,1}$ : Coeficiente parcial relativo às ações variáveis base;
- $Q_{k,1}$ : Valor característico da ação variável base;
- $\gamma_{Q,i}$ : Coeficiente parcial relativo às ações variáveis  $i$ ;
- $\psi_{0,i}$ : Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável;
- $Q_{k,i}$ : Valor característico da ação variável  $i$ ;
- $\psi_{2,i}$ : Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável;
- $\xi_j$ : Coeficiente de redução para as ações permanentes desfavoráveis  $G$ ;
- $A_{ED}$ : Valor de calculo da ação sísmica.

De acordo com o Quadro A1.2 do Anexo A1 do EC0, na tabela seguinte apresentam-se os valores dos coeficientes parciais de segurança em relação ao tipo de ação.

**Tabela 4.16** - Coeficientes parciais de segurança [adaptado de (NP EN 1990, 2009)]

Coeficientes Parciais de Segurança			
Ações Permanentes ( $\gamma_G$ )		Ações Variáveis ( $\gamma_Q$ )	
Desfavoráveis	Favoráveis	Desfavoráveis	Favoráveis
1,35	1,00	1,50	0,00

## 4.7 Considerações finais

Ao longo deste capítulo, com base as diferenças entre a regulamentação sísmica portuguesa que se baseia no EC8, e a regulamentação sísmica italiana que se baseia nas NTC-2018 (também em sintonia com o EC8), foi considerada uma estrutura de edifício de betão armado, localizada geograficamente pelo território português na capital Lisboa e pelo território italiano na sua capital Roma. Tal estrutura foi enquadrada em relação aos aspetos relativos ao tempo de vida útil de projeto e as características das matérias estruturais.

Relativamente as ações, foram analisadas as ações atuantes na estrutura e a ação sísmica.

As ações atuantes foram divididas em permanentes e variáveis. As ações permanentes, que incluem o Peso Próprio (PP) da estrutura e as Restantes Cargas Permanentes (RCP), seguem as indicações do EC8 que respeitam em igual maneira as disposições das NTC-2018. As ações variáveis foram estudadas em relação aos efeitos das sobrecargas segundo as disposições do EC8, válidas também pela NTC-2018.

A ação sísmica aplicada no edifício de betão armado, foi estudada segundo as disposições do EC8 pelo território português e segundo as disposições das NTC-2018 pelo território italiano. As principais diferenças resultaram das condições morfológicas e estratigráficas do terreno, a classificação em zonas sísmicas do território nacional português e italiano e aos valores de aceleração a superfície. Com base em tais diferenças foram obtidos os espetros de resposta elástica horizontal em aceleração pelo território português em relação a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2, e pelo território italiano em relação à respetiva ação sísmica. Tais espetros resultaram pela obtenção dos espetros de resposta de cálculo, que são utilizados no projeto do edifício de betão armado e que serão utilizados no capítulo seguinte.

## **5 EFEITO DA AÇÃO SÍSMICA, MODELAÇÃO E ANÁLISE ESTRUTURAL**

### **5.1 Considerações iniciais**

A complexidade do cálculo manual dos elementos estruturais, para obter uma análise elástica e dinâmica da estrutura de um edifício, implica a necessidade de utilizar uma ferramenta de cálculo automático.

O objetivo deste capítulo, que se encontra dividido em três secções, é realizar o modelo da estrutura do edifício em estudo, utilizando o software de cálculo SAP2000, no qual são introduzidas todas as características estruturais e geométricas do edifício, incluindo as ações a que este se encontra sujeito. Com base no modelo criado apresenta-se uma análise estrutural utilizando os métodos de análise apropriados, nomeadamente a análise por espectro de resposta no que se refere à consideração do efeito da ação sísmica.

A primeira secção irá analisar os efeitos da ação sísmica, posteriormente a segunda secção irá efetuar a modelação da estrutura do edifício no SAP2000, finalmente a terceira secção será relacionada com a análise estrutural.

### **5.2 Efeitos da ação sísmica**

Nesta secção serão analisados os efeitos da ação sísmica no edifício em estudo, para o território português e o território italiano. Em particular, será efetuada a caracterização estrutural do edifício em estudo e verificadas as regularidades em planta e em altura. A seguir com base as indicações sobre a ductilidade e o valor do coeficiente de comportamento, serão calculados o respetivo espectro de resposta de cálculo segundo o EC8 pelo território português e o espectro de resposta de cálculo segundo as NTC-2018 pelo território italiano. A secção concluirá com a comparação entre os valores dos espectros de cálculo obtidos.

#### *5.2.1 Caracterização estrutural do edifício*

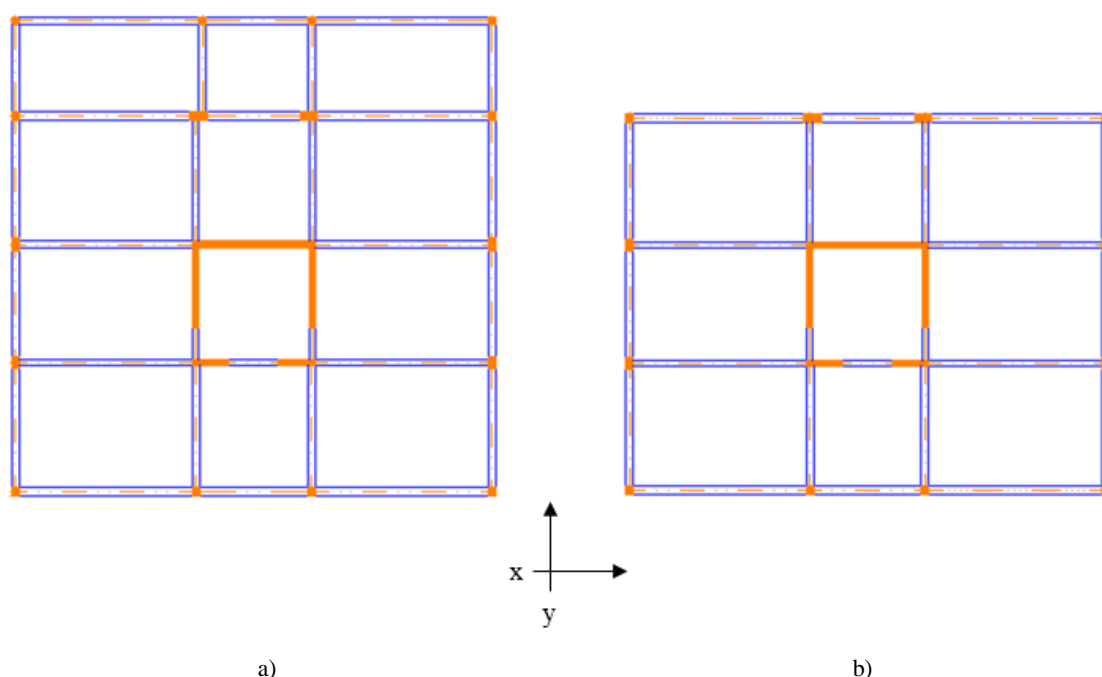
Com base na localização geográfica do edifício em estudo, indicada no ponto 4.2.1, e uma primeira descrição com as dimensões geométricas presentes no ponto 4.2.2, é possível efetuar uma caracterização estrutural. O edifício encontra-se concebido com base os princípios básicos recomendados pelo EC8 e indicados no ponto 2.4.2, úteis para assegurar os requisitos fundamentais de não ocorrência de colapso e de limitação de danos.

Optou-se por uma solução porticada em betão armado que começa na cave e se estende através do rés-do-chão e quatro pisos correntes, a qual é caracterizada por vigas, pilares e paredes que suportam os pisos em lajes maciças vigadas.

A cave e o rés-do-chão são iguais estruturalmente, sendo constituídos por 16 pilares: 4 de canto, 10 de bordo e 2 centrais, por 30 vigas nas direções X e Y e por 5 paredes centrais a volta da caixa de escadas.

Os quatro pisos correntes são iguais estruturalmente entre eles, sendo constituídos por 12 pilares: 4 de canto e 8 de bordo, por 26 vigas nas direções X e Y e por 5 paredes centrais à volta da caixa de escadas em continuidade com as 5 paredes presentes na cave e no rés-do-chão.

Seguidamente apresenta-se na Figura 5.1 a) a planta da cave e do rés-do-chão e na Figura 5.1b) a planta dos quatro pisos superiores.



**Figura 5.1** - Plantas estruturais: a) Planta da cave e do rés do chão; b) Planta dos pisos correntes

Em anexo encontram-se as plantas já apresentadas na Figura 5.1 mas com o posicionamento dos pilares, das vigas, das paredes do núcleo de escadas e das lajes, e as respetivas tabelas com as características geométricas, dimensões e as coordenadas das linhas médias dos elementos na grelha de referência.

### 5.2.2 Regularidade em planta

Com base quanto já apresentado de um ponto de vista teórico no ponto 2.4.3.1, são verificadas as condições de regularidade em planta do edifício em estudo. Tais condições cumprem as disposições do EC8 e são válidas em Itália e em Portugal.

### **Simetrias**

Como se pode observar na Figura 5.1 o edifício é simétrico em relação ao eixo X, e aproximadamente simétrico em relação ao eixo Y o edifício, tendo apenas como diferença as paredes. Portanto a condição verificada.

### **Recuos**

Não existem recuos. Portanto a condição é verificada.

### **Diafragma Rígido**

Não existem deslocamentos horizontais relativos a excederem em qualquer ponto do 10% como indicado no ponto 5.4.8. Tal condição permite a formação de um diafragma rígido na estrutura.

### **Esbelteza**

Sabendo que  $L_{\max} = 16,16$  m e que  $L_{\min} = 12,96$  m,

A esbelteza é dada pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{16,16}{12,96} = 1,25\text{m} \quad (5.1)$$

Onde:

- $L_{\max}$ : Maior dimensão em planta do edifício;
- $L_{\min}$ : Menor dimensão em planta do edifício.

Considerando que  $\lambda \leq 4$ , esta condição é verificada.

### **Centro de Massa e Centro de Rigidez**

Pela caracterização do Centro de Massa (CM) e do Centro de Rigidez (CR) é necessário quantificar a massa de cada piso e identificar os respetivos centros. Considerando que é necessário efetuar uma minoração das sobrecargas, pela contabilização das massas será avaliado o coeficiente de combinação,  $\psi_{Ei}$ , obtido pela seguinte forma:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} \quad (5.2)$$

A partir do Quadro 4.2 do EC8 verifica-se que para pisos com ocupações correlacionadas o  $\varphi$  é de 0,8 e o  $\psi_{2i}$  é de 0,3 para zonas de habitação.

Assim obtém-se:

$$\psi_{Ei} = 0,8 \times 0,3 = 0,24 \quad (5.3)$$

Na Tabela 5.1 são presentes os respetivos valores para as Cargas Permanentes (CP) e as Sobrecargas (SC) para o rés-do-chão, os pisos correntes e a cobertura.

**Tabela 5.1** - Massa da estrutura por pisos

Carga	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Cobertura
CP (ton)	244,71	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00
SC (ton)	51,04	40,69	40,69	40,69	40,69	8,14
Massa (ton)	256,96	210,77	210,77	210,77	210,77	202,96

Em anexo encontram-se a tabela com o cálculo completo da massa da estrutura por cada piso.

O centro de massa (CM) e o centro de rigidez (CR) são determinados pelas seguintes expressões.

A expressão (5.4) é relativa ao cálculo das coordenadas do CM, que representa o ponto onde se admite a concentração de toda a massa da estrutura:

$$x_{C.M.} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i};$$

$$y_{C.M.} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$
(5.4)

Onde:

- $m_i$ : Massa do elemento  $i$  (ton);
- $x_i$ : Coordenada do elemento  $i$  segundo o eixo X (m);
- $y_i$ : Coordenada do elemento  $i$  segundo o eixo Y (m).

A expressão (5.5) é relativa ao cálculo das coordenadas do CR, que representa o ponto onde apenas ocorrerão movimentos de traslação, caso atuem forças horizontais:

$$x_{C.R.} = \frac{\sum I_{yi} \cdot X_i}{\sum I_{yi}};$$

$$y_{C.R.} = \frac{\sum I_{xi} \cdot Y_i}{\sum I_{xi}}$$
(5.5)

Onde:

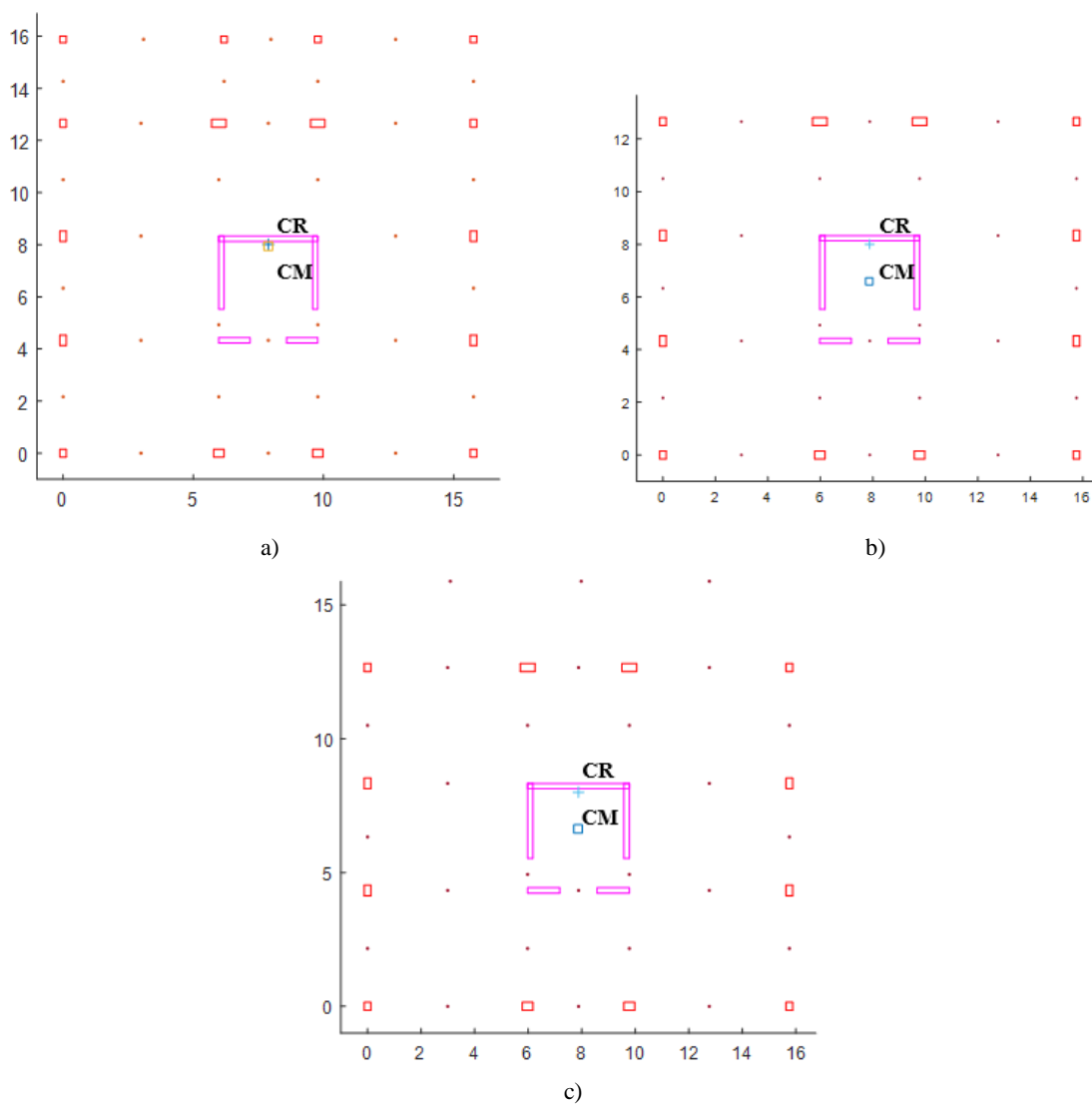
- $I_{yi}$ : Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $y$  ( $m^4$ );
- $I_{xi}$ : Inércia do elemento estrutural  $i$  em torno do eixo  $x$  ( $m^4$ );
- $x_i$ : Abcissa do centro geométrico de cada elemento  $i$  em relação ao referencial (m);
- $y_i$ : Ordenada do centro geométrico de cada elemento  $i$  em relação ao referencial (m).

Para o cálculo do CM e do CR, foi utilizada e adaptada ao edifício em estudo, uma rotina de cálculo em MATLAB. Tal rotina baseia-se na aplicação das expressões (5.4) e (5.5) do CM e CR e utilizando os ficheiros Excel relativos as características geométricas dos elementos estruturais (pilares, paredes, vigas e lajes) respetivamente do rés do chão, dos pisos correntes e da cobertura, permite o cálculo das coordenadas necessárias. Na Tabela 5.2 se encontram as coordenadas em  $x$  e em  $y$ , obtidas através da rotina de cálculo mencionada anteriormente, relativamente ao rés do chão, os pisos correntes e a cobertura do edifício.

**Tabela 5.2** - Coordenadas do CM e do CR obtidas com a rotina MATLAB

Pisos	CM		CR	
Carga	x	y	x	y
RC	7,878	7,946	7,880	8,012
Pisos Correntes	7,865	6,593	7,880	8,002
Cobertura	7,864	6,627	7,880	8,002

É possível ver uma representação gráfica em planta com a localização do CM e do CR, respectivamente para o rés do chão na Figura 5.2 a), os pisos correntes na Figura 5.2 b) e a cobertura do edifício na Figura 5.2 c).



**Figura 5.2** - Representação gráfica do CM e do CR para: a) Rés do chão; b) Pisos correntes; c) Cobertura

### Excentricidade estrutural

A excentricidade estrutural ( $e_0$ ), determina-se considerando a distância entre o CR e o CM com a medida feita na direção perpendicular a direção de cálculo em análise. Nas expressões seguintes a representação do cálculo nas duas direções, respetivamente para  $e_{0x}$  e  $e_{0y}$

$$e_{0x} = x_{C,R}^y - x_{C,M}^y \quad (5.6)$$

$$e_{0y} = x_{C,R}^x - x_{C,M}^x \quad (5.7)$$

Onde:

- $e_{0x}$ : Excentricidade segundo X (m);
- $e_{0y}$ : Excentricidade segundo Y (m)

Tendo em consideração que o CM e o CR foram calculados para o rés-do-chão, os pisos correntes e a cobertura do edifício, também a excentricidade será calculada nos mesmos posicionamentos do edifício. Na Tabela 5.3 são indicados os valores das excentricidades calculados.

**Tabela 5.3** - Valores da excentricidade do edifício

Pisos	$e_{0x}$ (m)	$e_{0y}$ (m)
Rés do chão	0,002	0,066
Pisos correntes	0,015	1,409
Cobertura	0,016	1,3752

### Raio de torção e raio de giração

Um aspeto a considerar pela regularidade em planta é que em cada nível e para cada direção ortogonal de cálculo X e Y, é preciso verificar a excentricidade estrutural ( $e_0$ ) e o raio de torção ( $r$ ) relativamente com as seguintes condições:

$$\begin{aligned} e_{0x} &\leq 0,30 \times r_x \\ e_{0y} &\leq 0,30 \times r_y \end{aligned} \quad (5.8)$$

$$\begin{aligned} r_x &\geq l_s \\ r_y &\geq l_s \end{aligned} \quad (5.9)$$

Onde:

- $r_x$ : Raio de torção em torno de X (m);
- $r_y$ : Raio de torção em torno de Y (m);
- $l_s$ : Raio de giração da massa em planta.

O raio de torção é dado pelas seguintes expressões :

$$r_x = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_y}}; \quad r_y = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_x}} \quad (5.10)$$

Onde:

- $K_{\theta}$ : Rigidez de torção (kN/rad);
- $K_y$ : Rigidez de translação segundo Y (kN/m)
- $K_x$ : Rigidez de translação segundo X (kN/m);

Para a determinação da rigidez global de torção ( $K_{\theta}$ ) e da rigidez global de traslação ( $K_x$  e  $K_y$ ), se recorreu ao modelo desenvolvido no software de calculo SAP2000. Em tal modelo, aplicaram-se no CR calculado por cada piso forças de intensidade de 1000 kN nas direções X e Y, e Momentos de 1000 kN segundo o eixo Z. Com a aplicação dessas forças, no SAP2000 obteve-se por todos os pisos os valores dos deslocamentos nas direções X e Y, e da rotação em Z. Com base os deslocamentos e as rotações, através a expressão (5.11) foram determinados os valores das rigidezes:

$$K = \frac{F}{d} \quad (5.11)$$

Onde:

- K: Rigidez de translação ou Rigidez de torção;
- F: Força o Momento aplicado no CR (kN);
- d: Deslocamento ou rotação dos pisos.

Na Tabela 5.4 apresentam-se os valores dos deslocamentos ( $dx$ ,  $dy$ ,  $d_{\theta}$ ) obtidos através o SAP2000 e os valores das rigidez ( $K_x$ ,  $K_y$ ,  $K_{\theta}$ ) calculadas com a expressão anterior.

**Tabela 5.4** - Valores dos deslocamentos obtidos no SAP2000 e das rigidezes

	SAP2000		SAP2000		SAP2000	
Pisos	dx (m)	Kx (kN/m)	dy (m)	Ky (kN/m)	dθ (rad)	Kθ (kN.m)
R/C	4,90E-03	2,04E+05	5,20E-03	1,92E+05	6,00E-05	1,67E+07
Piso 1	1,48E-02	6,76E+04	1,55E-02	6,45E+04	1,80E-04	5,56E+06
Piso 2	2,52E-02	3,97E+04	2,78E-02	3,60E+04	3,00E-04	3,33E+06
Piso 3	3,49E-02	2,87E+04	4,01E-02	2,49E+04	4,40E-04	2,27E+06
Piso 4	4,32E-02	2,31E+04	5,16E-02	1,94E+04	1,10E-03	9,09E+05
Cobertura	5,02E-02	1,99E+04	6,18E-02	1,62E+04	6,90E-04	1,45E+06

Com base os valores dos deslocamentos obtidos e da rigidez é possível quantificar os valores dos raios de torção ( $r_x$  e  $r_y$ ) do edifício (ver Tabela 5.5).

**Tabela 5.5** - Raio de torção na direção x e y por todos os pisos

Raio	R/C	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Cobertura
$r_x$	9,309	9,280	9,626	9,547	6,849	9,464
$r_y$	9,037	9,068	9,165	8,906	6,267	8,530

O raio de giração é dado por la seguinte expressão:

$$I_s = \sqrt{\frac{I_p}{m}} \quad (5.12)$$

Onde:

- $I_p$ : Momento polar de inércia em relação ao centro de massa do piso ( $m^4$ );
- $m$ : Massa de cada piso ( $kN \cdot s^2/m$ );

O momento polar de inercia é estimado por:

$$I_p = \rho \cdot \left[ \frac{a \cdot b^3}{12} + \frac{a^3 \cdot b}{12} \right] = \frac{m}{12} \cdot (a^2 + b^2) \quad (5.13)$$

Onde:

- $\rho$ : Carga quase-permanente do edifício (ton);
- $a$  e  $b$ : Medidas dos pisos do edifício em planta (m).

A quantificação da massa quase-permanente é feita com recurso à seguinte expressão:

$$m = \rho \times a \times b \quad (5.14)$$

O peso total do edifício é dado por:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \quad (5.15)$$

Onde:

- $\gamma$ : Peso total do piso (kN);
- $g$ : Aceleração da gravidade ( $m/s^2$ ).

Na Tabela 5.6 são indicados os valores calculados do momento polar de inercia  $I_p$  e do raio de giração  $I_s$ . Em anexo encontram-se os cálculos dos parâmetros necessários para a obtenção dos raios de giração.

**Tabela 5.6** - Valores relativos ao momento polar de inércia  $I_p$  e raio de giração  $I_s$

	<b><math>I_p</math> (ton·m4)</b>	<b><math>I_s</math> (m)</b>
<b>R/C</b>	2,87E+06	6,57
<b>Piso 1</b>	1,55E+06	5,95
<b>Piso 2</b>	1,55E+06	5,95
<b>Piso 3</b>	1,55E+06	5,95
<b>Piso 4</b>	1,55E+06	5,95
<b>Cobertura</b>	1,49E+06	5,95

Com base os valores relativos ao raio de torção ( $r_x$  e  $r_y$ ) e os valores das excentricidade ( $e_{0x}$  e  $e_{0y}$ ), na Tabela 5.7 é verificada a condição (5.8).

**Tabela 5.7** - Verificação da excentricidade estrutural ao nível dos pisos

Pisos	Direção X			Direção Y		
	0,3.r <sub>x</sub> (m)	e <sub>0x</sub> (m)	e <sub>0x</sub> ≤ 0,3.r <sub>x</sub>	0,3.r <sub>y</sub> (m)	e <sub>0y</sub> (m)	e <sub>0y</sub> ≤ 0,3.r <sub>y</sub>
R/C	2,793	0,002	Verifica	2,711	0,066	Verifica
Piso 1	2,784	0,015	Verifica	2,720	1,409	Verifica
Piso 2	2,888	0,015	Verifica	2,750	1,409	Verifica
Piso 3	2,864	0,015	Verifica	2,672	1,409	Verifica
Piso 4	2,055	0,015	Verifica	1,880	1,409	Verifica
Cobertura	2,840	0,016	Verifica	2,559	1,375	Verifica

Com base os valores dos raios de torção (r<sub>x</sub> e r<sub>y</sub>) e os valores dos raios de giração l<sub>s</sub>, na Tabela 5.8 é verificada a condição (5.9)

**Tabela 5.8** - Verificação do raio de giração ao nível dos pisos

Pisos	l <sub>s</sub> (m)	Direção X		Direção Y	
		r <sub>x</sub> (m)	r <sub>x</sub> ≥ l <sub>s</sub>	r <sub>y</sub> (m)	r <sub>y</sub> ≥ l <sub>s</sub>
R/C	6,566	9,309	Verifica	9,037	Verifica
Piso 1	5,946	9,280	Verifica	9,068	Verifica
Piso 2	5,946	9,626	Verifica	9,165	Verifica
Piso 3	5,946	9,547	Verifica	8,906	Verifica
Piso 4	5,946	9,849	Verifica	6,267	Verifica
Cobertura	5,946	9,464	Verifica	8,530	Verifica

Resultam verificadas as condições (5.8) e (5.9). Pode-se então concluir que o edifício verifica todas as condições para ser classificado como regular em planta.

### 5.2.3 Regularidade em altura

Relativamente à regularidade em altura, foram avaliados os critérios apresentados no ponto 2.4.3.2. Em relação ao edifício em estudo, através de uma análise foram verificados em toda a altura desde a fundação até ao topo os primeiros três critérios, relativamente a:

- Continuidade dos elementos estruturais;
- Redução gradual da rigidez lateral e da massa de cada piso sem alterações bruscas;
- Proporcionalidade entre a resistência real do piso e a resistência requerida no cálculo.

Em relação a existência do recuo ao nível do rés do chão, é verificada na expressão (5.16) a condição que a altura do recuo não seja superior ao 15% da altura total da estrutura e na expressão (5.17) a condição que a dimensão em planta do recuo na seja superior ao 20 % da dimensão do nível inferior.

$$\frac{H}{H_{TOTAL}} = \frac{3,00}{17,25} = 0,174 \geq 0,15 \quad (5.16)$$

Onde:

- H: Altura do recuo (m);
- $H_{TOTAL}$ : Altura total do edifício (m).

$$\frac{L}{L_{TOTAL}} = \frac{3,2}{16,2} \approx 0,198 \leq 0,20 \quad (5.17)$$

Onde:

- L: Comprimento do recuo em planta (m);
- $L_{TOTAL}$ : Comprimento total da estrutura em planta (m).

Pode-se então concluir que o edifício é regular em altura.

#### 5.2.4 *Ductilidade*

Em relação à classe de ductilidade, dentro das 3 classes definidas pelo EC8 (classe baixa, classe de ductilidade normal e classe de ductilidade alta), a DCH (classe de ductilidade alta) implica cuidados especiais na pormenorização, pelo que se optou pela DCM (classe de ductilidade normal). Tal DCM segundo o EC8 em relação ao território português corresponde a CDB (classe de ductilidade media) segundo as NTC-2018 em relação ao território italiano.

#### 5.2.5 *Coefficiente de comportamento*

O coeficiente de comportamento  $q$ , é um parâmetro utilizado para efeitos de cálculo com o objetivo de reduzir as forças obtidas numa análise linear. Tal coeficiente representa uma aproximação da razão entre as forças sísmicas, a que a estrutura ficaria sujeita em regime de resposta totalmente elástica (resposta linear), com 5 % de amortecimento e a força real inserida na estrutura durante um evento sísmico, com comportamento não linear.

De acordo com a C1.5.2.2.2 do EC8, o coeficiente de comportamento ( $q$ ) é quantificado tendo em conta a seguinte expressão:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1,5 \quad (5.18)$$

Onde:

- $q_0$ : Valor básico do coeficiente de comportamento;
- $k_w$ : Coeficiente que reflete o modo de rotura predominante nos sistemas estruturais de paredes.

O  $q$  está associado ao material e depende de:

- Regularidade em altura e em planta;
- Sistema estrutural;
- Classe de ductilidade.

Relativamente à regularidade em altura e em planta verificadas anteriormente, e a classificação do sistema estrutural (parágrafo 5.4.3), as condições verificadas são válidas pelo EC8 e pelas NTC-2018.

No que se refere à ductilidade, a única diferença entre as duas regulamentações está ligada com a denominação das classes de ductilidade; em particular a DCM segundo o EC8 corresponde com a CDB segundo as NTC-2018, e a DCH segundo o EC8 corresponde com a CDA segundo as NTC-2018. Os coeficientes utilizados para o cálculo do “ $q$ ” são iguais para ambas as regulamentações e na Tabela 5.9 podem-se ver resumidos os valores relativos ao  $q_0$ , para edifícios regulares em altura e com classe de ductilidade DCM/CDB e DCH/CDA

**Tabela 5.9** - Valore do coeficiente de comportamento em sistemas regulares em altura

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

Onde:

- $\alpha_1$ : Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada, para ser atingida pela primeira vez a resistência à flexão em qualquer elemento da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo;
- $\alpha_u$ : Valor pelo qual a ação sísmica horizontal de cálculo é multiplicada, para formar rótulas plásticas num número de seções suficientes para provocar a instabilidade global da estrutura, mantendo-se constantes todas as outras ações de cálculo. Este coeficiente poderá ser obtido a partir de uma análise estática não linear global.

Considerando que a estrutura em estudo faz parte da categoria de “edifícios de vários pisos, pórticos ou sistemas mistos equivalentes a pórticos com vários tramos” e se optou pela ductilidade DCM segundo o EC8 e a CDB segundo as NTC-2018, pela determinação do  $q_0$  foi considerada a seguinte expressão.

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} \quad (5.19)$$

Segundo a Cl.5.2.2.2(5) do EC8 o respetivo fator de majoração corresponde a  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ . Na expressão (5.20) é indicado o valor básico do coeficiente de comportamento  $q_0$ :

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \times 1,3 = 3,9 \quad (5.20)$$

O coeficiente  $k_w$ , que considera o efeito nocivo de elevados esforços transversos na ductilidade e na capacidade de dissipação da energia, para sistemas porticados ou sistemas mistos equivalentes a porticados assume valor  $k_w=1$ .

Então, o valor do coeficiente de comportamento  $q$  é de:

$$q = q_0 \times k_w = 3,9 \times 1 = 3,9 \geq 1,5 \quad (5.21)$$

### 5.2.6 Espectros de resposta de cálculo segundo o EC8

Calculado o coeficiente de comportamento “ $q$ ” no ponto 5.2.5, é possível efetuar uma análise linear, através da utilização de um espectro de resposta reduzido em comparação com o espectro de resposta elástica, denominado “espectro de cálculo”. Tal espectro, com a redução efetuada através do “ $q$ ”, permite avaliar a capacidade de dissipação de energia da estrutura, conseqüente ao comportamento dúctil dos elementos estruturais. Como para o caso do espectro de resposta elástico, também para o espectro de cálculo, podem ser consideradas as componentes horizontal e vertical da aceleração, mas será apenas considerada a componente horizontal.

Relativamente à regulamentação portuguesa, de acordo com a Cl.3.2.2.5 do EC8 e com base as seguintes expressões, é definido o espectro de resposta de cálculo  $S_d(T)$  para a componente horizontal da aceleração da ação sísmica:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.22)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.23)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (5.24)$$

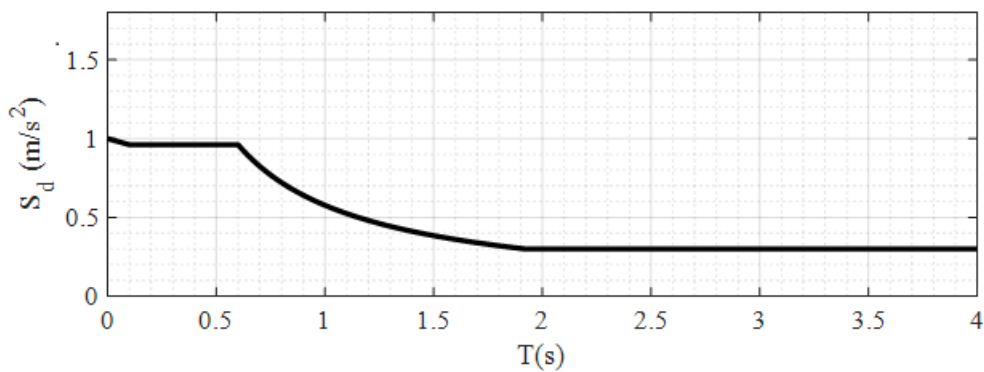
$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.25)$$

Onde:

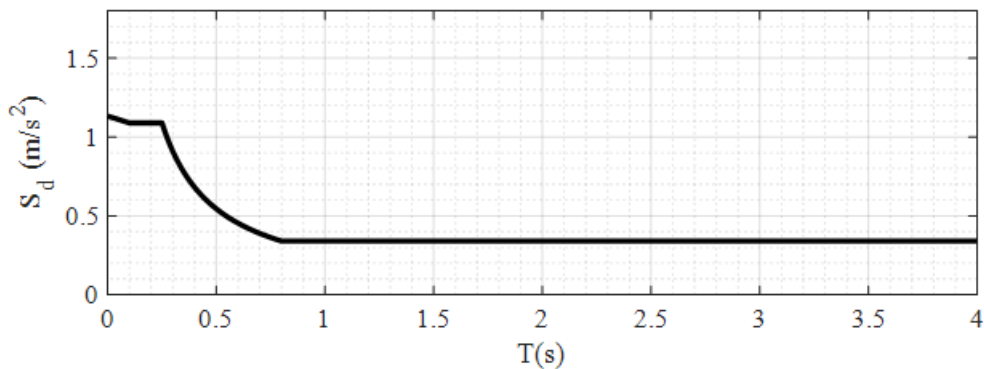
- $S_d(T)$ : Espectro de cálculo;
- $T$ : Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);
- $a_g$ : Valor de cálculo da aceleração à superfície ( $m/s^2$ );
- $T_B$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);
- $T_C$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);
- $T_D$ : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);
- $S$ : Coeficiente do solo;
- $q$ : Coeficiente de comportamento;

Com base a mesma rotina de cálculo MATLAB, utilizada para a obtenção da representação gráfica do espectro de resposta elástica em aceleração da componente horizontal, foram adaptadas as expressões anteriores e obtido o espectro de cálculo com coeficiente de amortecimento relativo ( $\xi$ ) de 5%.

A seguir a representação dos espectros de cálculo, correspondentes a ação sísmica do Tipo 1 (Figura 5.3) e a ação sísmica do Tipo 2 (Figura 5.4). Assim, atendendo às equações referidas anteriormente, obtiveram-se os espectros que se apresentam nas figuras Figura 5.3 e Figura 5.4.



**Figura 5.3** - Espectro de resposta de cálculo pela ação sísmica do Tipo 1.



**Figura 5.4** - Espectro de resposta de cálculo pela ação sísmica do Tipo 2.

### 5.2.7 Espectro de resposta de cálculo segundo as NTC

Relativamente a regulamentação italiana, de acordo com as NTC-2018 e com base as seguintes expressões, é definido o espectro de resposta de cálculo  $S_d(T)$  para a componente horizontal da aceleração da ação sísmica:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{1}{q} \times F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_0} \times \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad (5.26)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{1}{q} \times F_0 \quad (5.27)$$

$$T_B \leq T \leq T_D : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{1}{q} \times F_0 \times \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (5.28)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_d(T) = a_g \times S \times \frac{1}{q} \times F_0 \times \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.29)$$

Onde:

- $S_d(T)$ : Espectro de cálculo;
- $T$ : Período de vibração de um sistema linear com um grau de liberdade (s);
- $a_g$ : Valor de cálculo da aceleração à superfície ( $m/s^2$ );
- $T_B$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);
- $T_C$ : Limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante (s);
- $T_D$ : Valor que define no espectro o início do ramo de deslocamento constante (s);
- $F_0$ : Valor máximo do fator de amplificação no espectro;
- $S$ : Coeficiente do solo;
- $q$ : Coeficiente de comportamento;

Tal como no caso do espectro de resposta de cálculo segundo o EC8, também no caso do espectro de resposta de cálculo segundo as NTC, a principal diferença com o espectro de resposta elástica esta relacionada com a redução obtida através o coeficiente de comportamento “q”, que permite de avaliar a capacidade de dissipação de energia da estrutura.

Através do ficheiro Excel “Spettri-NTCver1.0.3”, utilizado pelo cálculo do espectro de resposta elástica horizontal de aceleração, foi realizado o respetivo espectro de cálculo. Com base todos os mesmos parâmetros definidos no ponto 4.5.1, foram efetuadas exatamente e novamente as primeiras duas fases com a adição de uma terceira fase.

Em esta última fase (ver Figura 5.4) foram inseridas as informações sobre:

- Estado limite a considerar ELV;
- Tipologia de terreno do tipo A e categoria topográfica T1;
- $S_S = 1$  e  $S_T = 1$ ;
- Coeficiente de categoria de terreno,  $C_C = 1$  (útil para determinar o TC);
- Amortecimento,  $\xi = 5\%$ ;
- Coeficiente de correção do amortecimento,  $\eta = 1$ ;
- Estrutura regular em altura;
- Fator de comportamento  $q_0 = 3,9$ .

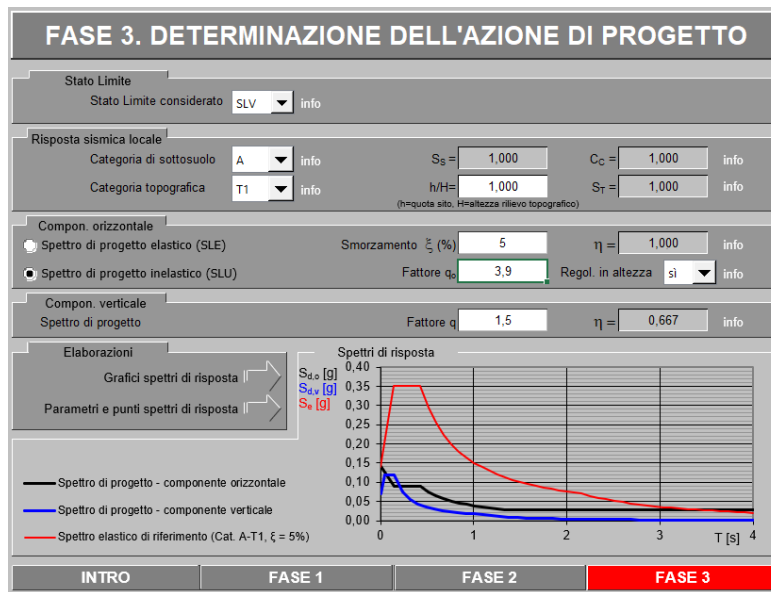
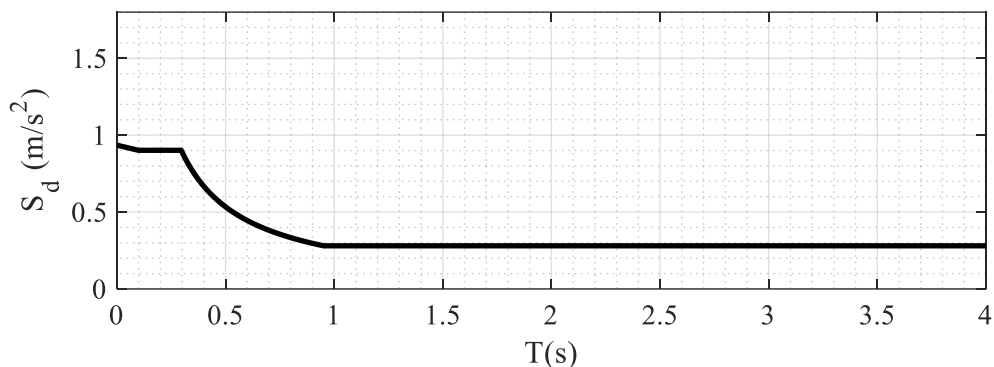


Figura 5.5 - Colocação dos parâmetros pela obtenção do espectro de cálculo

Para uma melhor qualidade gráfica do espectro, utilizou-se rotina de cálculo MATLAB adaptada para o caso italiano, para a obtenção do espectro de resposta elástica em aceleração da componente horizontal segundo as NTC. A seguir a representação gráfica do espectro de resposta de cálculo para a componente horizontal da aceleração da ação sísmica (Figura 5.6).



**Figura 5.6** - Colocação dos parâmetros pela obtenção do espectro de cálculo NTC-2018

É possível encontrar em anexo um quadro com os principais resultados obtidos através o ficheiro Excel utilizado pela obtenção dos espectros de cálculo segundo as NTC-2018.

### 5.2.8 Comparação entre os espectros de cálculo

Obtidos os espectros de cálculo (segundo o EC8) para o território português pela Ação Sísmica do Tipo 1 e Ação Sísmica do Tipo 2 (ponto 5.2.6), e o espectro de cálculo (segundo as NTC) para o território italiano (ponto 5.2.7), na Tabela 5.10 é possível efetuar uma comparação dos resultados. Em particular são comparados os valores dos períodos  $T_B$ ,  $T_C$ , e  $T_D$  com os respetivos valores das acelerações  $a_g$  pelas diferentes ações sísmicas.

**Tabela 5.10** - Valores espectros de cálculo segundo o EC8 e as NTC

Parâmetros	Segundo o EC8		Segundo as NTC
	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	Ação sísmica Itália
$T_B$ (s)	0,1	0,1	0,143
$a_g$ (g)	0,962	1,089	0,902
$T_C$ (s)	0,6	0,25	0,428
$a_g$ (g)	0,962	1,089	0,902
$T_D$ (s)	2,0	2,0	2,172
$a_g$ (g)	0,3	0,34	0,275

Todos os resultados obtidos através os espectros de resposta de cálculo para a componente horizontal da aceleração da ação sísmica segundo o EC8 e segundo as NTC, foram confirmados através o software de cálculo SAP2000. Após a modelação do edifício em estudo no SAP2000 (ponto 5.3), foram realizados os espectros e colocados todos os parâmetros necessários para a obtenção dos mesmos.

Na Figura 5.7 a) e b) são apresentados os respetivos quadros relativos a realização dos espectros de cálculo (segundo o EC8) pela ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2, enquanto na Figura 5.7 c) é apresentado o quadro relativo a obtenção do espectro de cálculo pela ação sísmica italiana (segundo as NTC-2018). A primeira diferença entre os quadros relativos ao EC8 e o quadro relativo as NTC-2018, pode-se ver no título dos respetivos quadros, onde são identificadas as duas regulamentações utilizadas: “Response Spectrum EuroCode – 2004” pelo território português e “Response Spectrum Italian NTC2018” pelo território italiano. Nos quadros relativos ao EC8, são colocadas as informações relativas ao país (neste caso Portugal), a direção horizontal da ação sísmica considerada, os valores respetivos da aceleração ( $1,5 \text{ m/s}^2$  e  $1,7 \text{ m/s}^2$ ) pelas duas ações sísmicas, o Tipo de espectro a considerar (1 e 2), a tipologia de terreno em este caso A e o coeficiente de comportamento  $q=3,9$ . No Quadro relativo às NTC são colocadas as coordenadas da cidade italiana, neste caso a capital Roma, com Longitude (14,484) e Latitude (41,893), o estado limite SLV considerado, a classe II de utilização do edifício, a  $V_N=50$ , o tipo de espectro relativo a ação sísmica horizontal, o terreno do tipo A, a categoria topográfica T1, o ratio  $h/H=1$  e o  $q=3,9$ .

Com base nestas diferenças entre as duas regulamentações, são obtidos no SAP2000 os mesmos espectros para todas as ações sísmicas consideradas e confirmados os parâmetros presentes na Tabela 5.10.

a) **Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition** (Sismo1)

Country	Portugal
Direction	Horizontal
Horizontal Ground Accel., ag/g	1,5
Spectrum Type	1
Ground Type	A
Soil Factor, S	1,
Acceleration Ratio, Avg/Ag	
Spectrum Period, Tb	0,1
Spectrum Period, Tc	0,6
Spectrum Period, Td	2,
Lower Bound Factor, Beta	0,2
Behavior Factor, q	3,9

b) **Response Spectrum EuroCode 8 - 2004 Function Definition** (Sismo2)

Country	Portugal
Direction	Horizontal
Horizontal Ground Accel., ag/g	1,7
Spectrum Type	2
Ground Type	A
Soil Factor, S	1,
Acceleration Ratio, Avg/Ag	
Spectrum Period, Tb	0,1
Spectrum Period, Tc	0,25
Spectrum Period, Td	2,
Lower Bound Factor, Beta	0,2
Behavior Factor, q	3,9

c) **Response Spectrum Italian NTC2018 Function Definition** (SismoIT)

Parameters	
<input checked="" type="radio"/> ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude	
<input type="radio"/> ag, F0 and Tc* - by Island	
<input type="radio"/> ag, F0 and Tc* User Specified	
Site Longitude (degree)	14,484
Site Latitude (degree)	41,893
Island Name	
Limit State	SLV
Usage Class	II
Nominal Life	50,
Peak Ground Acc., ag/g	0,143
Magnification Factor, F0	2,5079
Reference period, Tc*	0,4277
Spectrum Type	Design Horizo
Soil Type	A
Topography	T1
h/H ratio	1,
Spectrum Period, Tb	0,1426
Spectrum Period, Tc	0,4277
Spectrum Period, Td	2,172
Damping Percentage, Xi	
Behavior Factor, q	3,9

**Figura 5.7** – Quadros relativo a realização dos espectros de calculo em SAP2000 para: a) Ação sísmica Tipo 1; b) Ação sísmica Tipo 2; c) Ação sísmica italiana

### 5.3 Modelação da estrutura

Nesta secção será descrita a modelação da estrutura do edifício em estudo utilizando o software de cálculo SAP2000. Serão indicadas as características geométricas, os materiais em relação com os elementos estruturais e as cargas aplicadas na estrutura com as respetivas combinações. A secção concluirá com a indicação das simplificações adotadas na execução do modelo de cálculo.

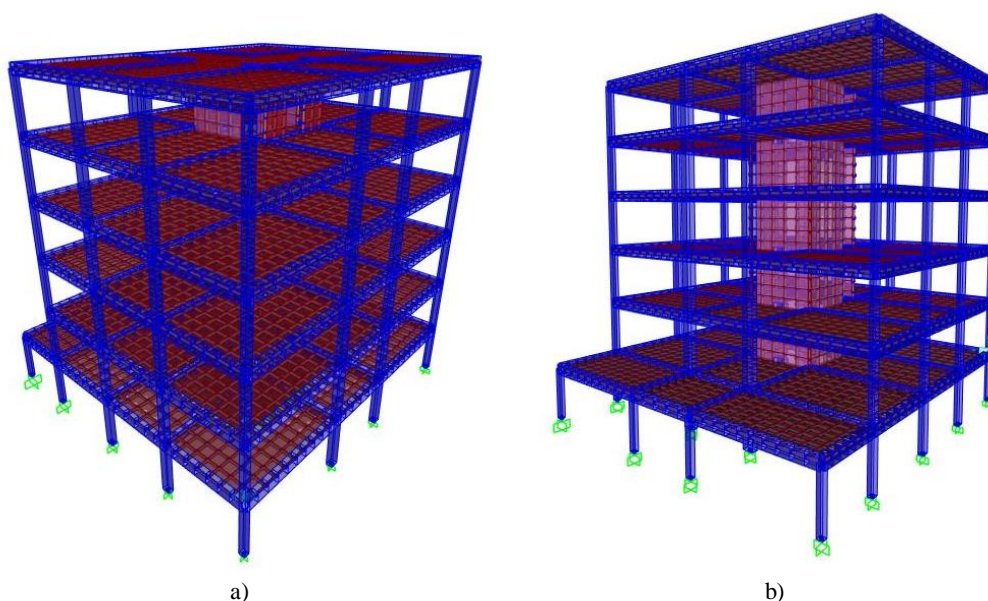
#### 5.3.1 Metodologia de modelação

Com base na caracterização estrutural do edifício e na classificação do sistema estrutural, o edifício em estudo foi modelado recorrendo ao software de cálculo automático em elementos finitos SAP2000, versão 21.02. Com este processo pode-se modelar os diferentes elementos estruturais e as ações atuantes, efetuar eventuais simplificações, para obter o modelo estrutural do edifício quanto mais próximo a realidade e determinar os esforços que está sujeito.

A modelação do edifício, foi efetuada segundo a seguinte metodologia:

- Geometria;
- Materiais e elementos estruturais;
- Cargas e combinação das ações.

Na Figura 5.8 representa-se o modelo 3D do edifício realizado no software de cálculo SAP2000.



**Figura 5.8** - Modelo da estrutura em SAP2000: a) Alçado Principal b) Alçado Posterior

### 5.3.2 Geometria

No SAP2000 o desenho da geometria da estrutura, foi efetuada através a definição de uma malha estrutural que consiste numa grelha tridimensional, realizada em conformidade com o posicionamento dos elementos estruturais e as respetivas linhas médias (eixos estruturais).

### 5.3.3 Materiais e elementos estruturais

Para conceber o modelo estrutural no programa de cálculo foi necessário definir os materiais e as secções dos respetivos elementos estruturais. Os materiais foram definidos tendo por base o que foi analisado no ponto 4.2.4.

Relativamente aos elementos foram definidos dois tipos de elementos estruturais:

- **Elementos de barra (Frame)** - consistem em elementos finitos de 2 nós.
- **Elementos de casca (Shell)** - consistem em elementos finitos de 4 nós.

#### **Pilares e vigas**

Tais elementos foram introduzidos no modelo como elementos de barra (Frame). De acordo com a Cl.4.3.1(6) e (7) do EC8, com o objetivo de contabilizar o efeito da fendilhação, reduziu-se nas duas direções dos elementos de barra de betão armado, em 50% a rigidez elástica à flexão e ao esforço transversal desses elementos. Relativamente a modelação das vigas, foi posicionado o eixo das mesmas de maneira a coincidir com o nível do piso, ainda que, na realidade a face superior da viga coincide com o nível superior do piso. Portanto, para simular tal diferença, pelo Teorema de Lagrange-Steiner o momento de inércia em torno do eixo y foi multiplicado por um coeficiente com valor de 1,5.

#### **Lajes**

As lajes foram modeladas como elementos de casca (Shell) através da opção Thick, que permite de representar as lajes espessas e ter em conta os efeitos da deformação por corte transversal. Para obter resultados mais exatos, foi efetuada uma discretização das lajes na ordem de  $0,8 \times 0,8 \text{ m}^2$  e respeitada a condição de diafragma rígido nos pisos.

#### **Escadas**

As escadas não foram introduzidas no modelo da estrutura. Para contabilizar as ações obtidas pela existência das escadas, foi introduzida em cada piso e nas respetivas áreas, lajes com as mesmas características das lajes presentes nos pisos como anteriormente definidas.

#### **Paredes núcleo de escadas**

Também as paredes do núcleo de escadas, foram modeladas com elementos de casca (Shell).

### **Muros de suporte**

Neste caso por simplificação não foram modelados os muros de suporte.

### **Condições de apoio**

Tendo em conta que, não se conhecem informações específicas de tipo geotécnico e geológico sobre as características do terreno pelo território português e italiano, é adotada uma simplificação relativa às ligações na base dos pilares e das paredes do núcleo de escadas. Tais ligações são caracterizadas por apoios perfeitamente encastrados. Numa situação real, com todas as características geotécnicas e geológicas do terreno de implantação da estrutura, as condições de apoio poderiam ser revistas.

#### *5.3.4 Cargas e combinação das ações*

O Peso próprio da estrutura é considerado de forma automática no SAP2000. As restantes cargas permanentes e as sobrecargas, foram introduzidas no modelo como cargas uniformemente distribuídas nas lajes e nas vigas e definidas como indicado na Tabela 4.2 e na Tabela 4.4.

Para considerar o efeito da ação sísmica, no modelo realizado foram inseridos os espectros de resposta de cálculo segundo o EC8 pelas duas ações sísmicas relativas ao território português e o espectro de cálculo segundo as NTC pela ação sísmica relativa ao território italiano.

Relativamente as combinações de ações, foi considerado quanto definido no ponto 4.6

#### *5.3.5 Simplificações adotadas*

Com vista à obtenção de resultados conservativos e próximos da realidade, na execução do modelo de cálculo consideram-se duas simplificações:

- **Elementos estruturais com metade da rigidez**

A Cl.4.3.1(7) do EC8 diz: “A não ser que seja efetuada uma análise mais rigorosa dos elementos fendilhados, poderá considerar-se que as propriedades de rigidez elástica de flexão e de esforço transversal dos elementos de betão são iguais a metade da rigidez correspondente dos elementos não fendilhados”, ou seja, à falta de uma análise rigorosa, a rigidez dos elementos estruturais deverá passar para metade pois havendo um sismo os elementos irão fendilhar apresentando assim uma rigidez inferior à que apresentariam caso não fossem sujeitos a tais esforços.

- **Rigidez das vigas multiplicadas por 1,5**

Para aumentar a rigidez de um material existem duas hipóteses, ou se aumenta a sua inércia ou se aumenta o seu módulo de elasticidade. Assim optou-se pelo aumento da inércia considerando que as lajes contribuem para o aumento de rigidez a flexão das vigas. Na modelação é importante que as vigas sejam consideradas em “T” e não retangulares (tal como foram modeladas).

Tal simplificação é executada no modelo através do aumento da inercia da secção por 1,5 e assim, tem em conta, de forma simplificada, a contribuição do efeito das lajes.

## 5.4 Análise estrutural

Nesta secção será efetuada a análise estrutural do edifício em estudo, comparando os resultados entre a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2, com a ação sísmica italiana. Será efetuada a análise do comportamento elástico linear da estrutura através dois métodos de análise; a seguir serão avaliados os parâmetros relativos a força de corte na base, às forças sísmicas horizontais e aos efeitos acidentais da torção. A secção concluirá com o cálculo dos deslocamentos devidos à ação sísmica e avaliados os efeitos da segunda ordem.

### 5.4.1 Métodos de análise elástica linear

A partir de um modelo estrutural, é possível efetuar a análise estrutural do edifício em estudo. Nesta fase é efetuada uma idealização do comportamento da estrutura através da contabilização dos esforços e deslocamentos. Com base no comportamento elástico linear da estrutura é possível avaliar os efeitos da ação sísmica e das restantes ações consideradas.

De acordo com a Cl.4.3.3.1 (3) do EC8, em função das características estruturais do edifício, podem utilizar-se dois métodos de análise elástica linear:

- **Análise modal por espectro de resposta**, aplicável a todos os tipos de edifícios;
- **Método de análise por forças laterais**, aplicável aos edifícios que satisfaçam as condições indicadas na Cl.4.3.3.2 do EC8;

Os dois métodos de análise elástica linear anteriormente referidos, seguem as disposições do EC8, pelo que também são válidas em relação às considerações das NTC-2018.

### 5.4.2 Análise modal por espectro de resposta

O método da análise modal por espectro de resposta, permite na análise sísmica de estruturas com comportamento linear, obter um conhecimento da evolução da resposta ao longo do tempo e também de determinar os valores máximos desta resposta.

Segundo a Cl.4.3.3.3.1 (2) P do EC8, em este método são consideradas as respostas de todos os modos de vibração relevantes para a resposta global da estrutura, mas é necessário assegurar o cumprimento das seguintes condições:

- Em todas as direções em análise, a soma das massas modais efetivas para os modos considerados, no mínimo tem que constituir mais do 90 % da massa total da estrutura;

- Todos os modos com massas modais efetivas superiores a 5% são consideradas.

Através do SAP2000 são obtidos os primeiros 38 modos de vibração com os respectivos fatores de participação modal da estrutura (a tabela completa é apresentada em anexo). Na tabela seguinte são indicados os primeiros três modos de vibração, que são os modos fundamentais e os respectivos modos, onde por cada direção (X, Y e Z) corresponde uma participação modal superior a 90% da massa total da estrutura.

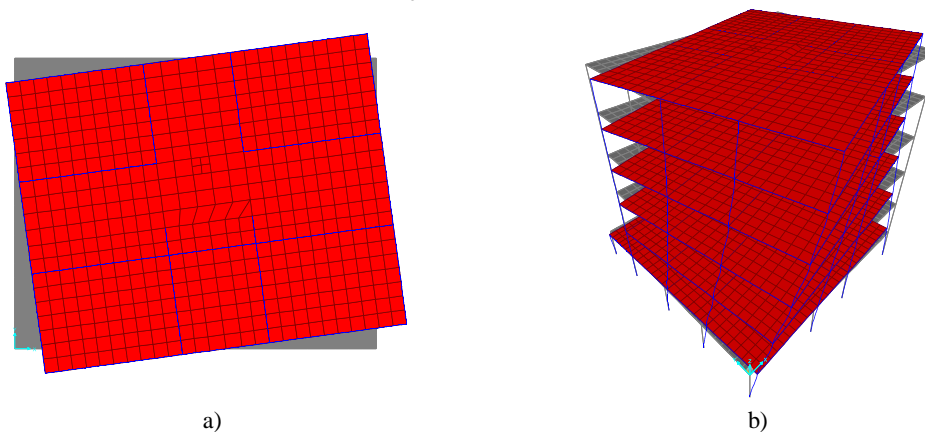
**Tabela 5.11** - Modos de vibração e fatores de participação modal

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	$\Sigma U_x$ (%)	$\Sigma U_y$ (%)	$\Sigma R_z$ (%)
1	0,852	1,174	15,69%	0,00%	62,59%	15,69%	0,00%	62,59%
2	0,620	1,613	0,00%	69,79%	0,00%	15,69%	69,79%	62,59%
3	0,483	2,070	54,07%	0,00%	14,43%	69,76%	69,79%	77,02%
...	...	...	...	...	...	...	...	...
6	0,164	6,098	0,62%	0,00%	7,83%	73,06%	88,04%	94,00%
...	...	...	...	...	...	...	...	...
12	0,119	8,403	0,45%	0,00%	2,12%	90,39%	88,23%	98,36%
...	...	...	...	...	...	...	...	...
38	0,085	11,76	0,00%	6,55%	0,00%	91,44%	94,97%	99,75%

Relativamente aos primeiros três modos de vibração, verifica-se que no 1º Modo a maior participação modal é relacionada com torção pelo 62,59 %, no 2º Modo com a traslação na direção Y pelo 69,79 % e no 3º Modo com a traslação na direção X pelo 54,07 %.

Na Figura 5.9 apresenta-se a configuração gráfica em planta e em 3D do modelo, relativamente ao 1º Modo de vibração.

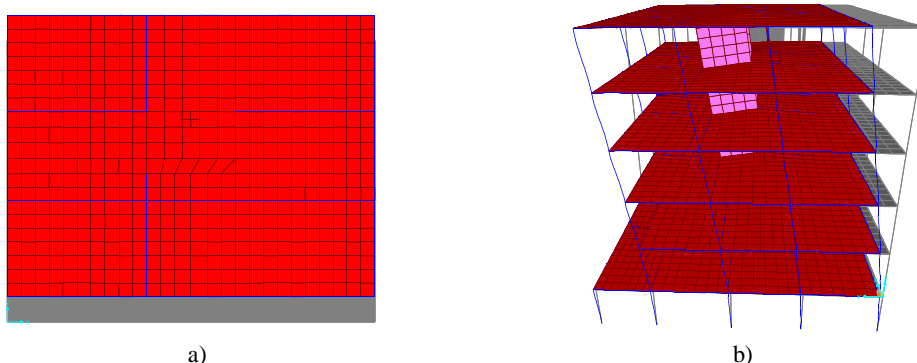
1º modo de vibração: T = 0,852 s; f = 1,174 Hz.



**Figura 5.9** - Representação do 1º Modo de vibração do modelo em: a) Planta; b) 3D

Na Figura 5.10 apresenta-se a configuração gráfica em planta e em 3D do modelo, relativamente ao 2º Modo de vibração.

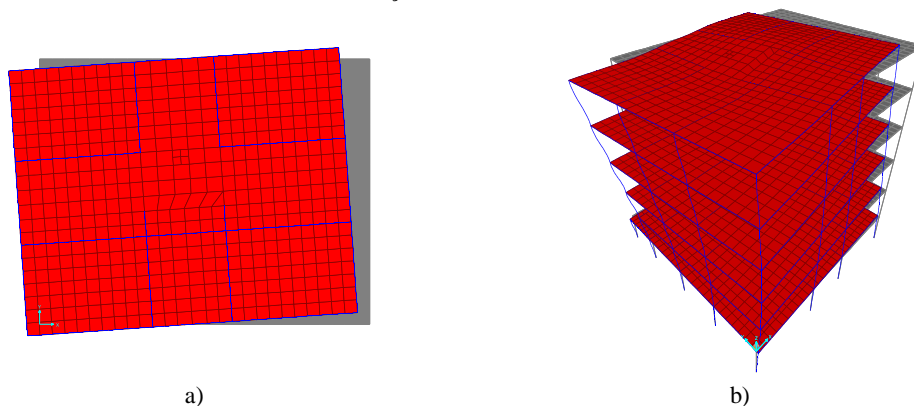
2º modo de vibração:  $T = 0,620$  s;  $f = 1,613$  Hz.



**Figura 5.10** - Representação do 2º Modo de vibração do modelo em: a) Planta; b) 3D

Na Figura 5.11 apresenta-se a configuração gráfica em planta e em 3D do modelo, relativamente ao 3º Modo de vibração.

3º modo de vibração:  $T = 0,483$  s;  $f = 2,070$  Hz.



**Figura 5.11** - Representação do 3º Modo de vibração do modelo em: a) Planta; b) 3D

Na Tabela 5.11 é possível verificar em qual modo o e por qual direção, o somatório da quantidade de massa mobilizada verifica a condição dos 90 % de massa da massa total da estrutura, em particular:

- Modo 6 pela torção com 94,00 %;
- Modo 12 na direção x com 90,39 %;
- Modo 38 na direção y com 99,75 %.

Analisando os espectros de resposta de cálculo da ação sísmica em Portugal e da ação sísmica em Itália, é possível retirar as acelerações espectrais referentes para os primeiros três períodos dos modos com maior participação modal.

**Tabela 5.12** - Acelerações correspondentes aos períodos dos 3 modos principais dos 3 sismos

Modo	Período (s)	Frequência (Hz)	EC8		NTC
			Sd Tipo 1 (m/s <sup>2</sup> )	Sd Tipo 2 (m/s <sup>2</sup> )	Sd Itália (m/s <sup>2</sup> )
1 Torção	0,85168	1,17414	0,6787	0,3400	0,3136
2 Direção y	0,62038	1,61192	0,9305	0,4394	0,4304
3 Direção x	0,48291	2,07078	0,9615	0,5676	0,2804

Como pode-se verificar na Tabela 5.12, as acelerações referentes aos sismos Portugueses do Tipo 1 e do Tipo 2, são superiores às acelerações do sismo estudado pelo território italiano.

#### 5.4.3 Classificação do sistema estrutural

De acordo com a Cl.5.1.2 do EC8, é possível classificar o sistema estrutural do edifício em estudo entre os diferentes sistemas estruturais de betão armado:

- Sistema de paredes
- Sistema porticado
- Sistema misto
- Sistema misto equivalente a sistema porticado
- Sistema misto equivalente a paredes
- Sistema de pendulo invertido
- Sistema torsionalmente flexível

Tendo em conta que o primeiro modo fundamental de vibração da estrutura é caracterizado pela torção, é possível orientar a classificação do edifício em um **sistema de parede torsionalmente flexível**.

Pela classificação foi efetuada uma análise da resistência da estrutura as solicitações sísmicas. Em particular, no modelo de cálculo aplica-se no centro de rigidez do piso acima da cave rígida, ou seja, do RC para cima, uma força horizontal de 1000 kN em ambas as direções ortogonais X e Y, por forma a avaliar a força de corte basal do edifício em ambas as direções. Por cada direção, efetuando o cálculo do quociente entre o somatório dos valores das reações das paredes de betão armado presentes no núcleo de escadas do edifício e o valor da força aplicada de 1000 kN, calcula-se a percentagem de resistência das paredes do edifício.

Na Tabela 5.13 apresentam-se os valores da resistência das paredes a força de corte basal.

**Tabela 5.13** - Valores da resistência das paredes a força de corte basal na direção X e Y

Parede	Vx (kN)	Vy (kN)
PAR 1	123,15	16,09
PAR 2	123,15	16,09
PAR 3	99,37	429,68
PAR 4	99,37	429,68
PAR 5	535,33	93,17
$\Sigma$	980,35	984,72
%	98 %	98 %

Através da tabela anterior é possível constatar que as paredes garantem em ambas as direções X e Y aproximadamente 98% a resistência do edifício.

Segundo o EC8 na Cl.5.1.2, um **sistema de parede** é um sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, acopladas ou não, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total a força de corte de todo o sistema estrutural. Considerando que as paredes garantem nas duas direções o 98% a resistência do edifício, o sistema é classificado como um sistema de parede.

Sempre segundo o EC8 na Cl.5.1.2, um **sistema torsionalmente flexível** é um sistema misto ou um sistema de paredes que não tem uma rigidez a torção mínima, ou seja, que não verifica a condição indicada na expressão (5.9). Com base na Tabela 5.8 é possível constatar que a condição anteriormente indicada é verificada, portanto o sistema estrutural ainda que seja um sistema de paredes possuem uma rigidez a torção mínima e por isso não é classificado como torsionalmente flexível.

Em conclusão o edifício em estudo é classificado simplesmente como um sistema de paredes.

#### 5.4.4 *Análise por forças laterais*

A análise por forças laterais, consiste na aplicação separada ao modelo linear de forças laterais nas direções X e Y. Tais forças têm como objetivo simular o valor máximo das forças de inércia geradas pela componente horizontal da ação sísmica, considerando que a resposta dos edifícios não seja significativamente afetada pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo de vibração fundamental nas duas direções principais (NP EN 1998-1, 2010). Sendo um método simplificado, é aplicável para estruturas regulares em planta e em altura e, portanto, é aplicável no caso do edifício em estudo.

Para este tipo de análise, uma vez verificadas as regularidades, é preciso verificar a seguinte condição mencionada na Cl.4.3.3.2.1(2) do EC8.

$$\begin{aligned} T_1 &\leq 4T_c \\ T_1 &\leq 2,0s \end{aligned} \quad (5.30)$$

Onde:

- $T_1$ : Período fundamental do edifício para o movimento lateral na direção considerada (s);
- $T_c$ : Limite superior do período no patamar de aceleração espectral constante.

O valor de  $T_1$ , é obtido para cada direção através do primeiro modo de vibração com uma percentagem significativa na relação entre a massa e a participação modal.

Na tabela seguinte são resumidos os valores de  $T_1$  e  $T_c$  do edifício em estudo, para a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2 em Portugal, e para a ação sísmica italiana.

**Tabela 5.14** - Método das forças laterais

Ação Sísmica	Direção	$T_1$ [s]	$T_c$ [s]	$T_1 \leq 4 \cdot T_c$	$T_1 \leq 2$ s
<b>Tipo 1</b>	<b>X</b>	0,48	0,6	Verifica	Verifica
	<b>Y</b>	0,62	0,6	Verifica	Verifica
<b>Tipo 2</b>	<b>X</b>	0,48	0,25	Verifica	Verifica
	<b>Y</b>	0,62	0,25	Verifica	Verifica
<b>Itália</b>	<b>X</b>	0,48	0,43	Verifica	Verifica
	<b>Y</b>	0,62	0,43	Verifica	Verifica

Analisando os resultados presentes na tabela anterior, a estrutura verifica a expressão (5.30) presente na Cl.4.3.3.2.1(2) do EC8.

#### 5.4.5 Força de corte na base

A força de corte basal ( $F_b$ ), é uma força sísmica aplicada acima da fundação para cada direção ortogonal (X e Y) e com base o período fundamental do edifício  $T_1$  na direção considerada. Através da seguinte expressão é possível quantificar tal força:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.31)$$

Onde:

- $S_d(T_1)$ : Ordenada do espectro de cálculo para o período  $T_1$  ( $m/s^2$ );
- $m$ : Massa total do edifício, acima da fundação ou acima do nível superior de uma cave rígida ( $kNs^2/m$ );
- $\lambda$ : Fator de correção, cujo valor é igual a:  $\lambda = 0,85$  se  $T_1 \leq 2T_c$  e o edifício tiver mais de dois pisos, ou  $\lambda = 1,0$  nos outros casos.

Na tabela seguinte são presentes os valores das forças de corte basal do edifício na direção X e Y, relativamente a ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2 em Portugal, e para a ação sísmica italiana.

**Tabela 5.15** - Forças de corte basal

Ação Sísmica	Direção	T <sub>1</sub> [s]	T <sub>c</sub> [s]	S <sub>a</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	2.T <sub>c</sub> [s]	λ	m [ton]	F <sub>b</sub> [kN]
Tipo 1	X	0,48	0,6	0,9615	1,2000	0,85	1293,31	1056,99
	Y	0,62	0,6	0,9305	1,2000	0,85		1022,91
Tipo 2	X	0,48	0,25	0,5676	0,5000	0,85		623,97
	Y	0,62	0,25	0,4394	0,5000	1		568,28
Itália	X	0,48	0,43	0,5560	0,8600	0,85		611,22
	Y	0,62	0,43	0,4304	0,8600	0,85		473,14

Como se pode observar na tabela anterior, os valores das forças de corte são mais elevados para o sismo Português do Tipo 1, enquanto os valores pelo sismo italiano nas duas direções são mais parecidos com os valores do sismo do Tipo 2, mas menores em comparação com as duas ações sísmicas portuguesas.

#### 5.4.6 Forças sísmicas horizontais

As forças sísmicas horizontais cujo somatório corresponde à força de corte basal (F<sub>b</sub>), correspondem às forças de inércia provocadas pelas acelerações nas massas dispostas ao longo da estrutura e são distribuídas pelos sistemas de contraventamento, considerando os pisos rígidos no seu plano (NP EN 1998-1, 2010).

De acordo com a Cl.4.3.3.2.3(3) do EC8 refere-se que o modo de vibração fundamental é estabelecido considerando que os deslocamentos horizontais aumentam de maneira linear ao longo da altura. Assim, as forças horizontais (F<sub>i</sub>) são determinadas ao nível de cada piso (nas duas direções horizontais ortogonais X e Y) de acordo com a expressão a seguir:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.32)$$

Onde:

- F<sub>b</sub>: Força de corte basal (kN);
- m<sub>i</sub>, m<sub>j</sub>: Massas dos pisos (kN.s<sup>2</sup>/m);
- z<sub>i</sub>, z<sub>j</sub>: Altura das massas m<sub>i</sub> e m<sub>j</sub> acima do nível de aplicação da ação sísmica (m);

Na tabela seguinte apresentam-se os valores das forças horizontais relativas a todos os pisos do edifício, segundo as direções X e Y, para ação sísmica do Tipo 1, Tipo 2 e ação italiana.

**Tabela 5.16** - Forças horizontais em cada piso, segundo as direções X e Y

Piso	m <sub>i</sub> (ton)	z <sub>i</sub> (m)	m <sub>i</sub> ·z <sub>i</sub>	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2		Sismo Itália	
				F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)	F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)	F <sub>xi</sub> (kN)	F <sub>yi</sub> (kN)
R/C	247,27	2,5	618,18	53,86	52,12	31,79	28,96	31,14	24,11
Piso 1	210,77	5,35	1127,62	98,24	95,01	57,99	52,82	56,81	43,98
Piso 2	210,77	8,20	1728,31	150,57	145,71	88,89	80,95	87,07	67,40
Piso 3	210,77	11,05	2329,01	202,91	196,36	119,78	109,09	117,33	90,83
Piso 4	210,77	13,90	2929,70	255,24	247,01	150,68	137,23	147,60	114,25
Cobertura	202,96	16,75	3399,53	296,17	286,62	174,84	159,23	171,27	132,58
<b>Total</b>	1293,31	57,75	12132,35						

Como se pode observar na tabela anterior, os valores das forças sísmicas horizontais (nas direções X e Y) são mais elevados para a ação sísmica portuguesa do Tipo 1, enquanto os valores para sismo italiano nas duas direções são mais parecidos com os valores do sismo do Tipo 2, mas inferiores aos valores obtidos para ambas as ações sísmicas portuguesas.

#### 5.4.7 Efeitos acidentais da torção

Através dos efeitos acidentais da torção, é possível contabilizar a incerteza na localização das massas ao longo da vida do edifício e a variação espacial do movimento sísmico. É calculada a excentricidade acidental do centro de massa em cada piso *i*, que segundo a Cl.4.3.2(1)P do EC8 será deslocado cerca do 5 % em cada direção em relação à sua posição nominal, segundo a seguinte fórmula:

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5.33)$$

Onde:

- e<sub>ai</sub>: Excentricidade acidental da massa do piso *i*, em relação à sua localização nominal, aplicada na mesma direção em todos os pisos;
- L<sub>i</sub>: Dimensão do piso na direção perpendicular à direção da ação sísmica.

Considerando que os pisos não apresentam todos as mesmas dimensões geométricas, é calculada a excentricidade acidental do rés-do-chão e a excentricidade acidental dos restantes pisos com as mesmas dimensões.

A seguir, é calculada a excentricidade acidental do rés-do-chão:

$$\begin{aligned} e_{ax} &= 0,05 \cdot L_x = 0,05 \times 16,01 = 0,80 \text{ m} \\ e_{ay} &= 0,05 \cdot L_y = 0,05 \times 16,16 = 0,81 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.34)$$

A seguir, a excentricidade acidental dos restantes pisos:

$$\begin{aligned} e_{ax} &= 0,05 \cdot L_x = 0,05 \times 16,01 = 0,80 \text{ m} \\ e_{ay} &= 0,05 \cdot L_y = 0,05 \times 12,96 = 0,65 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.35)$$

De acordo com a Cl.4.3.3.3 do EC8, os efeitos acidentais da torção podem ser determinados como a envolvente dos efeitos resultantes da aplicação de cargas estáticas constituídas por conjuntos de momentos torsões ( $M_{ai}$ ) em torno do eixo vertical z, aplicados a cada piso  $i$ . Através à seguinte expressão é possível calcular os momentos torsões nas duas direções X e Y:

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i \quad (5.36)$$

Onde:

- $M_{ai}$ : Momento torsor de eixo vertical z aplicado no piso  $i$  (kN.m);
- $e_{ai}$ : Excentricidade accidental da massa do piso  $i$ , para todas as direções X e Y consideradas (m);
- $F_i$ : Força horizontal atuante no piso  $i$ , determinada para as direções X e Y (kN).

Na tabela seguinte apresentam-se os valores dos momentos torsões em ambas as direções X e Y relativos a todos os pisos do edifício, para ação sísmica do Tipo 1, Tipo 2 e italiana.

**Tabela 5.17** - Cálculo dos momentos torsões segundo a direção X e Y

Piso	Sismo Tipo 1		Sismo Tipo 2		Sismo Itália	
	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)	$M_x$ (kN.m)	$M_y$ (kN.m)
R/C	43,50	41,72	25,68	23,18	25,16	19,30
Piso 1	63,66	76,11	37,58	42,28	36,81	35,20
Piso 2	97,57	116,65	57,60	64,80	56,42	53,95
Piso 3	131,48	157,19	77,62	87,33	76,03	72,71
Piso 4	165,40	197,73	97,64	109,85	95,64	91,46
Cobertura	191,92	229,44	113,30	127,47	110,98	106,13

De acordo com a Cl.4.3.3.5.1(2) b) do EC8, o valor máximo do momento torsor ( $M_{ti}$ ) para cada piso do edifício, é determinado através da raiz quadrada da soma dos quadrados das componentes de cada direção horizontal, como indicado na seguinte expressão.

$$M_{ti} = \sqrt{M_{aix}^2 + M_{aiy}^2} \quad (5.37)$$

Deste modo, na tabela seguinte são resumidos os valores máximos dos momentos torsões para as ações sísmicas estudadas, aplicando a expressão (5.37).

**Tabela 5.18** - Valores máximos do momento torsor por cada ação sísmica

Piso	Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2	Sismo Itália
	$M_t$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)	$M_t$ (kN.m)
R/C	60,28	34,59	31,71
Piso 1	99,22	56,57	50,93
Piso 2	152,08	86,70	78,07
Piso 3	204,93	116,84	105,20
Piso 4	257,79	146,97	132,33
Cobertura	299,13	170,54	153,56

Como se pode observar na tabela anterior, os resultados obtidos relativamente aos valores máximos dos momentos torsões, são ainda uma vez mais elevados pela ação sísmica do Tipo 1, enquanto os valores pela ação sísmica italiana resultam mais parecidos com os valores da ação sísmica do Tipo 2, mas inferiores aos valores obtidos para ambas as ações sísmicas portuguesas.

#### 5.4.8 Cálculo dos deslocamentos devido à ação sísmica

Uma vez efetuada a análise linear com o uso dos espetros de resposta de cálculo, a partir dos deslocamentos elásticos do sistema estrutural ( $d_e$ ) obtidos no SAP2000 e através a expressão seguinte, estabelecida na Cl.4.3.4 do EC8, é possível obter os deslocamentos devidos à ação sísmica de cálculo ( $d_s$ ):

$$d_s = q_d \times d_e \quad (5.38)$$

Onde:

- $q_d$ : Coeficiente de comportamento em deslocamento, que se admite igual a  $q$ ;
- $d_e$ : Deslocamento elástico (m).

Na tabela seguinte apresentam-se os valores dos deslocamentos nas direções X e Y, obtidos pela ação sísmica do Tipo 1 e Tipo 2 pelo território português e pela ação sísmica italiana:

**Tabela 5.19** – Valores dos deslocamentos  $d_s$  por cada ação sísmica

	Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2		Ação Sísmica Itália	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
	$d_s$ [m]	$d_s$ [m]	$d_s$ [m]	$d_s$ [m]	$d_s$ [m]	$d_s$ [m]
<b>R/C</b>	0,00702	0,00741	0,0039	0,00429	0,00234	0,00234
<b>Piso 1</b>	0,0195	0,02145	0,01053	0,0117	0,00663	0,00624
<b>Piso 2</b>	0,03237	0,03588	0,01716	0,01911	0,01092	0,01053
<b>Piso 3</b>	0,04368	0,04836	0,02301	0,02574	0,01482	0,01443
<b>Piso 4</b>	0,05265	0,05889	0,02769	0,0312	0,01755	0,01755
<b>Cobertura</b>	0,05811	0,06591	0,0312	0,0351	0,0195	0,0195

Como se pode observar na tabela anterior, os valores obtidos relativamente aos deslocamentos  $d_s$  devidos a ação sísmica nas duas direções X e Y, são, como esperado, mais elevados pela ação sísmica do Tipo 1, enquanto os valores pela ação sísmica italiana são mais parecidos com os valores da ação sísmica do Tipo 2, mas inferiores aos valores obtidos para ambas as ações sísmicas portuguesas.

Em anexo encontram-se os valores completos dos deslocamentos elásticos  $d_e$  e dos deslocamentos  $d_s$  devidos a ação sísmica, nas duas direções x e y pela ação sísmica portuguesa do Tipo 1 e do Tipo 2, e pela ação sísmica italiana.

#### 5.4.9 Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem, comparados com os efeitos de primeira ordem que resultam das ações aplicadas na estrutura e das imperfeições geométricas da mesma, representam os efeitos adicionais que resultam da deformação da estrutura.

É necessário verificar o valor do coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos ( $\theta$ ), e com base a Cl.4.4.2.2 do EC8 os efeitos de segunda ordem não são considerados caso a condição seguinte seja satisfeita em todos os pisos:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \times d_r}{V_{\text{tot}} \times h} \leq 0,10 \quad (5.39)$$

Onde:

- $\Theta$ : Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos;
- $P_{\text{tot}}$ : Carga gravítica total devida a todos os pisos acima do piso considerado, incluindo este, na situação de projeto sísmica (kN);
- $d_r$ : Valor de cálculo do deslocamento relativo entre pisos, avaliado como a diferença entre os deslocamentos laterais médios  $d_s$  no topo e na base do piso considerado (m);
- $V_{\text{tot}}$ : Força de corte sísmica total, no piso considerado (kN);
- $h$ : Altura entre pisos (m).

Para o cálculo do Coeficiente de sensibilidade ao deslocamento relativo entre pisos é necessário identificar os valores dos esforços transversos totais ao nível de cada piso, por cada direção X e Y e por cada ação sísmica. Tais esforços totais são obtidos somando os esforços dos pilares com os esforços das paredes de núcleo de escadas. Na tabela seguinte apresentam-se os valores dos esforços totais nas direções X e X, obtidos pela ação sísmica do Tipo 1 e Tipo 2 pelo território português e pela ação sísmica italiana.

**Tabela 5.20** - Valores dos esforços transversos pela ação sísmica portuguesa do Tipo 1, Tipo 2 e italiana

		<b>Ação Tipo 1</b>	<b>Ação Tipo 2</b>	<b>Ação Itália</b>
	<b>Piso</b>	<b>Vtot [kN]</b>	<b>Vtot [kN]</b>	<b>Vtot [kN]</b>
<b>Direção X</b>	<b>Cave - R/C</b>	3401,42	3279,33	3710,561
	<b>Piso 1</b>	2894,14	2949,33	2493,210
	<b>Piso 2</b>	2743,32	2743,62	2440,868
	<b>Piso 3</b>	2260,57	2436,17	1943,212
	<b>Piso 4</b>	2144,11	2431,20	1730,455
	<b>Cobertura</b>	1936,98	2390,20	1549,776
<b>Direção Y</b>	<b>Cave - R/C</b>	12555,45	10472,64	19811,465
	<b>Piso 1</b>	9155,39	10084,40	16564,790
	<b>Piso 2</b>	8673,22	9098,73	14123,416
	<b>Piso 3</b>	7538,56	8167,10	10666,509
	<b>Piso 4</b>	6309,07	6885,31	6956,571
	<b>Cobertura</b>	5698,72	6589,65	3383,272

Como se pode observar na tabela anterior, os valores obtidos para todas as ações sísmicas consideradas, relativamente aos esforços transversos totais nas direções X e Y, apresentam um crescimento através dos pisos desde a cobertura até à cave. A ação sísmica italiana apresenta variações maiores de valores dos esforços entre os vários pisos, em comparação com os valores da ação sísmica do Tipo 1 e do Tipo 2 relativa ao território português.

Em anexo encontram-se a tabela completa com os valores dos esforços transversos dos pilares e das paredes do núcleo de escada, relativamente a ação sísmica do Tipo 1, do Tipo 2 e italiana, nas direções X e Y e para todos os pisos do edifício; também para os valores parciais dos esforços dos pilares e das paredes, como pelos valores totais dos esforços, verifica-se um crescimento através dos pisos desde à cobertura até à cave.

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

Na Tabela 5.21 são presentes os valores relativos a ação sísmica do Tipo 1.

**Tabela 5.21** - Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica Tipo 1

<b>Ação Sísmica Tipo 1</b>							
	<b>Piso</b>	<b>P<sub>tot</sub> [kN]</b>	<b>V<sub>tot</sub> [kN]</b>	<b>d<sub>r</sub>[m]</b>	<b>h [m]</b>	<b>Θ</b>	<b>Θ≤0,10</b>
<b>Direção X</b>	<b>R/C</b>	12683,02	3401,42	0,007	2,5	0,010	verifica
	<b>Piso 1</b>	10258,12	2894,14	0,012	2,85	0,016	verifica
	<b>Piso 2</b>	8191,17	2743,32	0,013	2,85	0,013	verifica
	<b>Piso 3</b>	6124,22	2260,57	0,011	2,85	0,011	verifica
	<b>Piso 4</b>	4057,28	2144,11	0,009	2,85	0,006	verifica
	<b>Cobertura</b>	1990,33	1936,98	0,005	2,85	0,002	verifica
<b>Direção Y</b>	<b>R/C</b>	12683,02	12555,45	0,007	2,5	0,003	verifica
	<b>Piso 1</b>	10258,12	9155,39	0,014	2,85	0,006	verifica
	<b>Piso 2</b>	8191,17	8673,22	0,014	2,85	0,005	verifica
	<b>Piso 3</b>	6124,22	7538,56	0,012	2,85	0,004	verifica
	<b>Piso 4</b>	4057,28	6309,07	0,011	2,85	0,002	verifica
	<b>Cobertura</b>	1990,33	5698,72	0,007	2,85	0,001	verifica

Na Tabela 5.22 são presentes os valores relativos a ação sísmica do Tipo 2.

**Tabela 5.22** - Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica Tipo 2

<b>Ação Sísmica Tipo 2</b>							
	<b>Piso</b>	<b>P<sub>tot</sub> [kN]</b>	<b>V<sub>tot</sub> [kN]</b>	<b>d<sub>r</sub>[m]</b>	<b>h [m]</b>	<b>Θ</b>	<b>Θ≤0,10</b>
<b>Direção X</b>	<b>Cave - R/C</b>	12683,02	3279,33	0,004	2,5	0,006	Verifica
	<b>Piso 1</b>	10258,12	2949,33	0,007	2,85	0,008	Verifica
	<b>Piso 2</b>	8191,17	2743,62	0,007	2,85	0,007	Verifica
	<b>Piso 3</b>	6124,22	2436,17	0,006	2,85	0,005	Verifica
	<b>Piso 4</b>	4057,28	2431,20	0,005	2,85	0,003	Verifica
	<b>Cobertura</b>	1990,33	2390,20	0,004	2,85	0,001	Verifica
<b>Direção Y</b>	<b>Cave - R/C</b>	12683,02	10472,64	0,004	2,5	0,002	Verifica
	<b>Piso 1</b>	10258,12	10084,40	0,007	2,85	0,003	Verifica
	<b>Piso 2</b>	8191,17	9098,73	0,007	2,85	0,002	Verifica
	<b>Piso 3</b>	6124,22	8167,10	0,007	2,85	0,002	Verifica
	<b>Piso 4</b>	4057,28	6885,31	0,005	2,85	0,001	Verifica
	<b>Cobertura</b>	1990,33	6589,65	0,004	2,85	0,000	Verifica

Na Tabela 5.23 são presentes os valores relativos a ação sísmica italiana.

**Tabela 5.23** - Valores do coeficiente de sensibilidade para a ação sísmica italiana

Ação Sísmica Itália							
	Piso	Ptot [kN]	Vtot [kN]	dr[m]	h [m]	$\Theta$	$\Theta \leq 0,10$
Direção X	Cave - R/C	12683,02	3710,56	0,002	2,5	0,003	Verifica
	Piso 1	10258,12	2493,21	0,004	2,85	0,006	Verifica
	Piso 2	8191,17	2440,87	0,004	2,85	0,005	Verifica
	Piso 3	6124,22	1943,21	0,004	2,85	0,004	Verifica
	Piso 4	4057,28	1730,46	0,003	2,85	0,002	Verifica
	Cobertura	1990,33	1549,78	0,002	2,85	0,001	Verifica
Direção Y	Cave - R/C	12683,02	19811,46	0,002	2,5	0,001	Verifica
	Piso 1	10258,12	16564,79	0,004	2,85	0,001	Verifica
	Piso 2	8191,17	14123,42	0,004	2,85	0,001	Verifica
	Piso 3	6124,22	10666,51	0,004	2,85	0,001	Verifica
	Piso 4	4057,28	6956,57	0,003	2,85	0,001	Verifica
	Cobertura	1990,33	3383,27	0,002	2,85	0,000	Verifica

Ao analisar os valores obtidos nas tabelas acima apresentadas, uma vez que o coeficiente de sensibilidade é inferior a 0,1, deduz-se que podem ser desprezados os efeitos de segunda ordem para o edifício em estudo em relação a ação sísmica portuguesa do Tipo 1 e do Tipo 2 e em relação a ação sísmica italiana.

## 5.5 Considerações finais

Ao longo deste capítulo, procurou-se perceber a necessidade de utilizar a ferramenta de cálculo automático SAP2000, para tratar em maneira mais fácil a complexidade do cálculo manual dos elementos estruturais, necessária pela realização de uma análise elástica e dinâmica da estrutura de um edifício sujeito a ação sísmica.

Tendo em consideração os aspetos relacionados com a caracterização do edifício em estudo, os materiais dos elementos estruturais, as ações atuantes e a combinação delas, foi efetuado o estudo dos efeitos da ação sísmica no edifício e a realizado o modelo da estrutura no SAP2000. Relativamente aos efeitos da ação sísmica, foi efetuada a caracterização estrutural do edifício, analisadas as regularidades em planta e altura, o estudo da ductilidade e coeficiente de comportamento, úteis para a realização do espectro de resposta de cálculo pela ação sísmica do Tipo 1 e Tipo 2 (regulamentação portuguesa), e pela ação sísmica italiana.

Foi efetuada a modelação da estrutura de edifício no programa SAP2000, foram retirados 38 modos de vibração com os respetivos fatores de participação modal da estrutura e identificadas as principais diferenças entre as diferentes ações sísmicas. Em relação aos primeiros 3 modos de

vibração, resultou que as acelerações referentes aos sismos portugueses do Tipo 1 e do Tipo 2, são superiores as acelerações do sismo estudado pelo território italiano.

Os valores das forças de corte na base, das forças sísmicas horizontais na direção X e Y, e dos momentos torsores máximos, resultam mais elevados pela ação sísmica portuguesa do Tipo 1 em comparação com a ação sísmica do Tipo 2 e da ação sísmica italiana. Os valores da ação sísmica italiana resultam mais parecidos com os valores do sismo do Tipo 2, mas menores em comparação com as duas ações sísmicas portuguesas.

Relativamente aos esforços transversos totais nas direções X e Y, os valores apresentam um crescimento através dos pisos desde à cobertura até à cave. A ação sísmica italiana apresenta variações maiores de valores dos esforços entre os vários pisos, em comparação com os valores da ação sísmica portuguesa do Tipo 1 e do Tipo 2. Podem considerar-se desprezados os efeitos da segunda ordem na estrutura estudada.



## 6 CONCLUSÕES E PERSPETIVAS FUTURAS

### 6.1 Principais conclusões

A concretização deste trabalho de dissertação teve por base a realização de uma análise sísmica com a modelação de um edifício de betão armado, de acordo com os regulamentos em vigor no território Português e Italiano

Um aspeto muito importante refere-se ao conhecimento físico do fenómeno sísmico e dos possíveis efeitos desastrosos que podem ser gerados após um tal evento. Com base nisso é fundamental identificar um conjunto de medidas que reduzam as consequências dos sismos nos edifícios existentes, concebidos de acordo as normas antigas, e projetar os novos edifícios com as novas normas para minimizar os danos nos elementos estruturais.

Tendo em consideração os aspetos relacionados com a história sísmica do território Português e Italiano e a localização retirar das placas tectónicas, foi evidenciada a importância dos Eurocódigos e das NTC no âmbito das regulamentações sísmicas utilizadas nos dois países. As principais diferenças que podem ser evidenciadas entre os dois regulamentos, referem-se aos aspetos relacionados com as condições do terreno, as características topográficas da superfície e aos diferentes tipos de ações sísmicas sujeitas. Tais diferenças implicam um zoneamento sísmico diferente do território para os dois países e algumas diferenças em que se refere à conceção estrutural dos edifícios e as classes de ductilidade.

A complexidade do cálculo manual dos elementos estruturais, para obter uma análise elástica e dinâmica da estrutura de um edifício, implica a necessidade de utilizar uma ferramenta de cálculo automático, tendo-se neste trabalho recorrido ao SAP2000. Tal software permitiu efetuar a modelação da estrutura de edifício em estudo.

Com a realização deste trabalho foi possível evidenciar que além das diferenças territoriais e da história sísmica do Portugal e da Itália, existem pontos comuns relativamente às considerações sobre a modelação dos edifícios de betão armado em que se refere as ações atuantes, permanentes e variáveis, mas existem também diferenças sobre as considerações da ação sísmica pelos dois países. Em particular os efeitos da ação sísmica italiana são menores em termos de análise estrutural em comparação os efeitos da ação sísmica portuguesa do Tipo 1 e do Tipo 2, mas apresentam intervalos maiores dos valores dos esforços transversos entre os vários pisos do mesmo edifício em estudo.

## **6.2 Perspetivas futuras**

Com base nos objetivos cumpridos ao longo desta dissertação, como desenvolvimento futuro seria interessante investigar em relação ao dimensionamento e a pormenorização dos principais elementos estruturais do edifício de betão armado previamente estudado.

Considerando a necessidade de garantir a verificação da segurança aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Utilização, seria relevante efetuar o dimensionamento dos pilares, vigas, paredes e lajes com referimento às prescrições dos Eurocódigos e das NTC-2018. Seguidamente seria pertinente comparar os resultados obtidos até evidenciar os pontos comuns e as principais diferenças, fornecendo informações úteis pela conceção de edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica portuguesa do Tipo 1 e do Tipo 2, e à ação sísmica italiana.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrahamson, N. 2006. "Seismic Hazard Assessment: Problems with Current Practice and Future Developments." In *Proceedings, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland*.
- Barradas, B. 2019. "Projeto de Fundações e Estruturas de Um Edifício de Habitação (Tese de Mestrado)." Trabalho de Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, na Área de Especialização de Estruturas, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.
- Bernardini, C. 2014. "La Duttilita' Negli Edifici In Cemento Armato." *Sildes Tecnica delle Costruzioni, Universidade Pegaso*.
- Biopdi. 2022. "Ductilidade: Principais Conceitos." <https://biopdi.com.br/artigos/ductilidade/>.
- Bongiovanni, G., P. Clemente, M. Forni, S. Hailemikael, G. Martini, A. Paciello, D. Rinaldis, V. Verrubbi, and A. Zini. 2013. "Valutazione Della Pericolosità Sismica: Considerazioni Spazio Aperto." *EAI*.
- Chang, B., M. Abraham, and B. Peng. 2005. "Comparison of ISO and API Seismic Design Guidelines Using Three Existing Offshore Platforms." In *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference 738-769, Houston, Texas*.
- Charleson, A. 2008. *Seismic Design for Architects*. Book published by Routledge, 2009.
- CIVISA. 1998. "Escala Macrossísmica Europeia." <http://www.ivar.azores.gov.pt/civisa/sismos/Paginas/sismos-escala-macrossismica-europeia.aspx>.
- DAR, Studio di Ingegneria. 2018. "Che Cosa è La Vulnerabilità Sismica." <https://www.studioingegneriadar.it/vulnerabilita-sismica/>.
- Delfim, A. 2014. "Estudo Da Resposta Sísmica Local Na Região Metropolitana de Lisboa e Na Região Do Algarve." Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Durigon, M. 2011. "Effetti Economici Dei Terremoti in Italia: Un'analisi Quantitativa." Dissertação de Mestrado em Economia do Comércio Internacional, Universidade Cà Foscari Venezia.
- EC8. 2010. "NP EN 1998-1: Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas Para Resistência Aos Sismos. Parte 1: Regras Gerais, Acções Sísmicas e Regras Para Edifícios." Instituto Português da Qualidade.
- ETHzurich. 2020. "Cause Dei Terremoti." <http://www.seismo.ethz.ch/it/knowledge/things-to-know/causes-of-earthquakes/general/>.
- Ferreira, M. 2012. "Risco Sísmico Em Sistemas Urbanos." Tese para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia do Território, Instituto Superior Técnico.
- Furtado, A. 2013. "Avaliação de Soluções de Reforço Para Edifícios Com r/c Vazado", Dissertação Para à Obtenção Do Grau de Mestre Em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro."
- Goswami, R. 2012. "Some Concepts in Earthquake Behaviour of Buildings." In *Gujarat State Disaster Management Authority Government of Gujarat*.
- Lecoq. 2020. "Comparação Das Escalas Mercalli Modificada e Richter." <https://www.facebook.com/farmacia.lecoq/posts/1727621607401027/>.
- Lima. 2021. "Prédio Desaba Em Miami: O Que Pode Ter Provocado Queda." <https://www.bbc.com/portuguese/internacional-57609214>.
- LNEC. 2005. "Sismicidade e Tectónica Em Portugal." <http://www->

- ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html.
- LNEC. 2005. “Resistência e Vulnerabilidade Sísmica Dos Edifícios.” <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/vulnerabilidade.html>.
- Marques, D. 2012. “Comportamento Sísmico de Edifícios Antigos de Betão Armado Engenharia Civil.” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico.
- Meletti, C., and V. Montaldo. 2007. “Stime Di Pericolosità Sísmica per Diverse Probabilità Di Superamento in 50 Anni.” *Journal Article, INGV 2007*.
- Mendes. 2021. “Efeitos Dos Sismos Em Estruturas de Betão.” Slides Dinâmica de Estruturas e Engenharia Sísmica, Instituto Superior De Engenharia De Lisboa.
- Mendonça. 2015. “Análise Sísmica e Proposta de Reforço de Uma Estrutura Do Séc. XIX Sujeita a Uma Reabilitação Parcial.” Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior De Engenharia De Lisboa.
- Ministero delle Infrastrutture e Trasporti. 2008. “Allegato B Alle Norme Tecniche per Le Costruzioni: Tabelle Dei Parametri Che Definiscono l’azione Sísmica.” *Gazzetta Ufficiale Della Repubblica Italiana*.
- Moreau, J., and J. Calgaro. 2008. *IO ST IG*. Book published by Limongelli, 2005.
- NTC. 2018. “Norme Tecniche per Le Costruzioni 2018.” Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.
- Panza, G., F. Romanelli, and F. Vaccari. 2001. *Seismic Wave Propagation in Laterally Heterogeneous Anelastic Media: Theory and Applications to Seismic Zonation. Advances in Geophysics*. Book Section of Advances in Geophysics, published by Elsevier, 2001.
- Polidoro, B. 2010. “La Valutazione Della Vulnerabilità Sísmica: Il Caso Di Pettino (AQ).” Dissertação Para à Obtenção Do Grau de Mestre Em Engenharia Civil, Universidade Federico II Napoli.
- Pregliasco, M. 2013. “Tettonica Delle Placche: Come Funziona.” <http://www.digilands.it/natura-illustrata/geologia/tettonica-2/tettonica-delle-placche.html>.
- Ramos, D. 2010. “Terremoto.” <http://danielrsilveira.blogspot.com/2010/04/terremoto.html>.
- Sciurtti, Studio. 2020. “Duttilità in Fase Di Progettazione – Le Nozioni Di Base.” <https://www.studiosciurtti.it/duttilita-in-fase-di-progettazione>.
- Semedo, S. 2009. “Comportamento Sísmico de Edifício Do Campus Da Fct/Unl.” Dissertação para a Obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa.
- Soft.Lab. 2019. “La Normativa Sísmica in Italia: L’evoluzione.” <https://www.soft.lab.it/normativa-sismica-italia-evoluzione/>.
- SPES. 2019. “Risco Sísmico Em Portugal.” <https://spessismica.pt/risco-sismico-em-portugal/>.
- Uva, G. 2019. “Aspetti Geofisici Dei Terremoti.” Slides Aulas Costruzioni in Zona Sísmica, Politecnico de Bari.
- Varum, H. 2008. “Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado.” Departamento de Engenharia Civil Campus Universitário de Santiago, Universidade de Aveiro.
- Venturini. 2010. “Museo Della Cività Contadina, L’Adria.” <https://ilmuseodimirabello.com/materiale-didattico/sezione-il-territorio/pannello-25-fiumi-e-terremoti/ladria/>.
- Wienerberger. 2022. “Progettare in Zona Sísmica: Regolarità in Pianta e in Altezza.” <https://www.wienerberger.it/approfondimenti/costruire-in-laterizio/costruzioni-in-zona-sismica/progettare-in-zona-sismica--regolarita-in-pianta-e-in-altezza.html>.
- Wood. 2021. “Osserva Il Mondo Come Lo Vede Un Bambino Con Stupore e Speranza.” <https://11settembre-drjudywood.blogspot.com/>.

Zuccolo, E., F. Vaccari, A. Peresan, and G. Panza. 2001. "Neo-Deterministic and Probabilistic Seismic Hazard Assessment: A Comparison over the Italian Territory." *Journal Article, Geohpys, 2011*.



## ANEXOS

### ÍNDICE DE FIGURAS

AN. FIGURA 1 - PLANTAS ESTRUTURAIS COM POSICIONAMENTO DOS PILARES, VIGAS E PAREDES DO NÚCLEO DE ESCADAS: A) PLANTA DA CAVE E DO RÉ S DO CHÃO; B) PLANTA DOS PISOS CORRENTES .....	111
AN. FIGURA 2 - PLANTAS ESTRUTURAIS COM POSICIONAMENTO DAS LAJES: A) PLANTA DA CAVE E DO RÉ S DO CHÃO; B) PLANTA DOS PISOS CORRENTES.....	113
AN. FIGURA 3 - QUADRO RESUMO DOS PARÂMETROS DO ESPETRO DE CALCULO SEGUNDO AS NTC-2018.....	115

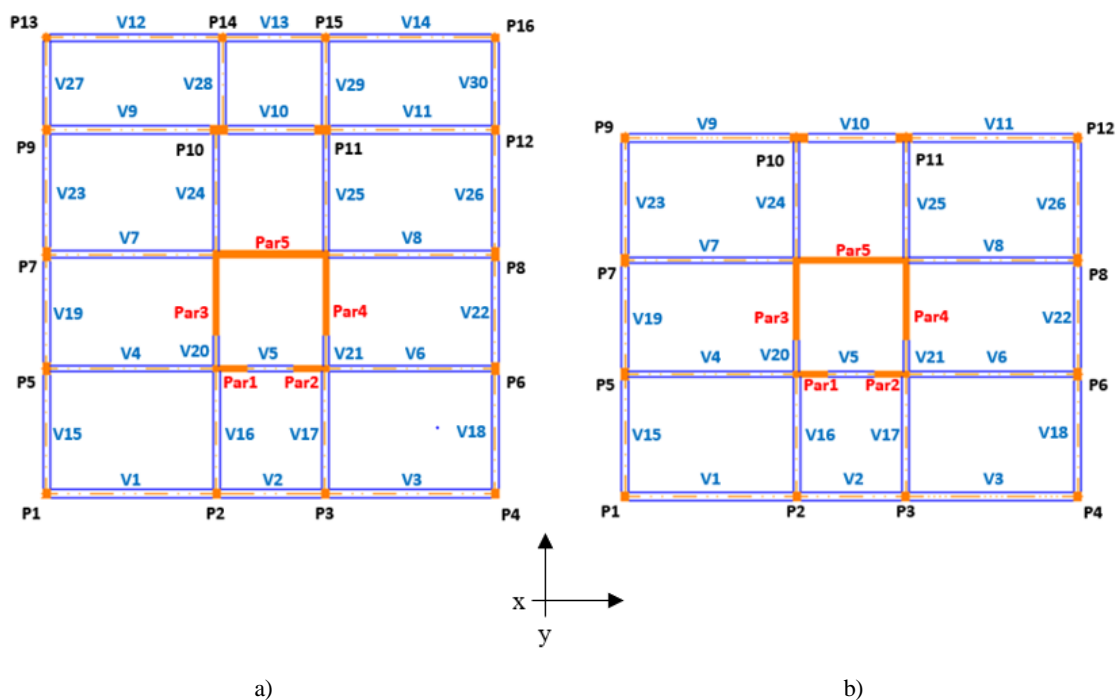
### ÍNDICE DE TABELAS

AN. TABELA 1 - DIMENSÕES GEOMÉTRICAS E POSICIONAMENTO DOS PILARES NA GRELHA DE REFERÊNCIA .....	111
AN. TABELA 2 - DIMENSÕES GEOMÉTRICAS E POSICIONAMENTO DAS VIGAS NA GRELHA DE REFERÊNCIA .....	112
AN. TABELA 3 - DIMENSÕES GEOMÉTRICAS E POSICIONAMENTO DAS PAREDES DO NÚCLEO DE ESCADAS NA GRELHA DE REFERÊNCIA .....	112
AN. TABELA 4 - DIMENSÕES GEOMÉTRICAS E POSICIONAMENTO DAS PAREDES DO NÚCLEO DE ESCADAS NA GRELHA DE REFERÊNCIA .....	113
AN. TABELA 5 - MASSA DA ESTRUTURA POR PISOS.....	114
AN. TABELA 6 - PARÂMETROS NECESSÁRIOS PELA OBTENÇÃO DO RAIOS DE GIRAÇÃO .....	114
AN. TABELA 7 - VALORES DOS RAIOS DE TORÇÃO $R_x$ E $R_y$ , E DO RAIOS DE GIRAÇÃO $L_s$ .....	114
AN. TABELA 8 - PRIMEIROS 38 MODOS DE VIBRAÇÃO OBTIDOS ATRAVÉS DO SAP2000 .....	116
AN. TABELA 9 - DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS E DESLOCAMENTOS DEVIDOS A AÇÃO SÍSMICA .....	117
AN. TABELA 10 - VALORES DOS ESFORÇOS TRANSVERSOS .....	117



## Caracterização estrutural do edifício

Na An. Figura 1 encontram-se as plantas estruturais da cave/rês do chão e dos pisos correntes do edifício em estudo, com o posicionamento dos pilares, das paredes do núcleo de escadas e das vigas.



An. Figura 1 - Plantas estruturais com posicionamento dos pilares, vigas e paredes do núcleo de escadas: a) Planta da cave e do rês do chão; b) Planta dos pisos correntes

Na An. Tabela 1 encontram-se as dimensões geométricas dos pilares relativamente a base (b), altura (h) e comprimento (l), e as coordenadas das linhas medias na grelha de referência.

An. Tabela 1 - Dimensões geométricas e posicionamento dos pilares na grelha de referência

PILARES	b (m)	h (m)	l (m)	$x_i$ (m)	$y_i$ (m)
P1	0,25	0,30	2,50	0,00	0,00
P2	0,40	0,30	2,50	5,98	0,00
P3	0,40	0,30	2,50	9,78	0,00
P4	0,25	0,30	2,50	15,76	0,00
P5	0,25	0,40	2,50	0,00	4,33
P6	0,25	0,40	2,50	15,76	4,33
P7	0,25	0,40	2,50	0,00	8,33
P8	0,25	0,40	2,50	15,76	8,33
P9	0,25	0,30	2,50	0,00	12,66
P10	0,55	0,30	2,50	5,98	12,66
P11	0,55	0,30	2,50	9,78	12,66
P12	0,25	0,30	2,50	15,76	12,66
P13	0,25	0,25	2,50	0,00	15,88
P14	0,25	0,25	2,50	6,18	15,88
P15	0,25	0,25	2,50	9,78	15,88
P16	0,25	0,25	2,50	15,76	15,88

Na An. Tabela 2 encontram-se as dimensões geométricas das vigas relativamente a base (b), altura (h) e comprimento (l), e as coordenadas das linhas medias na grelha de referência.

**An. Tabela 2** - Dimensões geométricas e posicionamento das vigas na grelha de referência

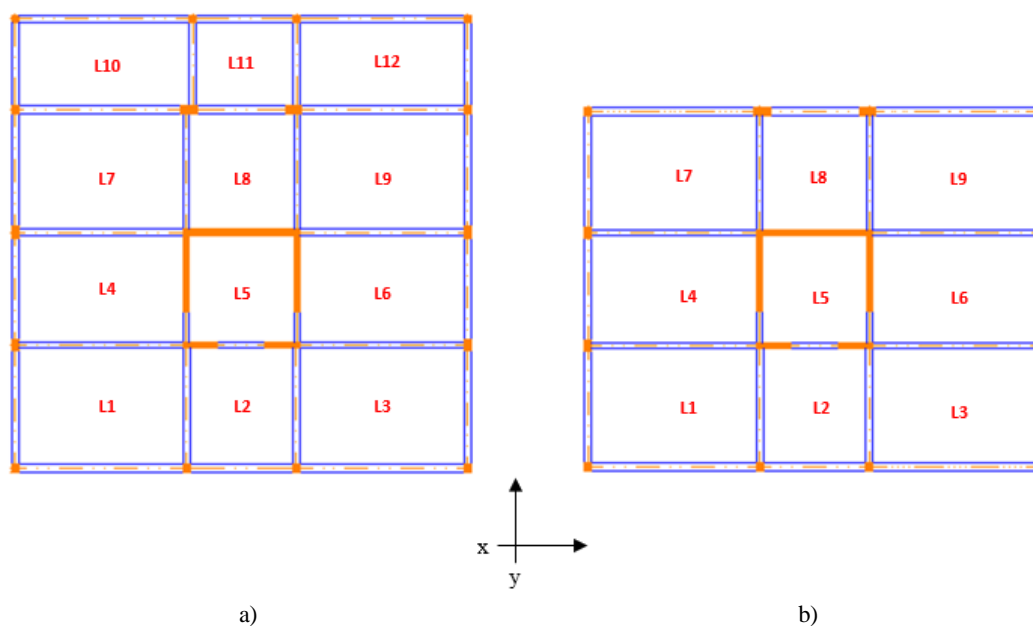
VIGAS	b (m)	h (m)	l (m)	xi (m)	yi (m)
V1	0,30	0,50	5,98	2,99	0,00
V2	0,30	0,50	3,80	7,88	0,00
V3	0,30	0,50	5,98	12,77	0,00
V4	0,20	0,50	5,98	2,99	4,33
V5	0,20	0,50	3,80	7,88	4,33
V6	0,20	0,50	3,80	12,77	4,33
V7	0,20	0,50	5,98	2,99	8,33
V8	0,20	0,50	5,98	12,77	8,33
V9	0,30	0,50	5,98	2,99	12,66
V10	0,30	0,50	3,80	7,88	12,66
V11	0,30	0,50	5,98	12,77	12,66
V12	0,25	0,50	6,18	3,09	15,88
V13	0,25	0,50	3,60	7,98	15,88
V14	0,25	0,50	5,98	12,77	15,88
V15	0,25	0,50	4,33	0,00	2,17
V16	0,25	0,50	4,33	5,98	2,17
V17	0,25	0,50	4,33	9,78	2,17
V18	0,25	0,50	4,33	15,76	2,17
V19	0,25	0,50	4,00	0,00	6,33
V20	0,20	0,50	1,20	5,98	4,93
V21	0,20	0,50	1,20	9,78	4,93
V22	0,25	0,50	4,00	15,76	6,33
V23	0,25	0,50	4,33	0,00	10,50
V24	0,20	0,50	4,33	5,98	10,50
V25	0,20	0,50	4,33	9,78	10,50
V26	0,25	0,50	4,33	15,76	10,50
V27	0,25	0,50	3,22	0,00	14,27
V28	0,25	0,50	3,22	6,18	14,27
V29	0,25	0,50	3,22	9,78	14,27
V30	0,25	0,50	3,22	15,76	14,27

Na An. Tabela 3 encontram-se as dimensões geométricas das paredes do núcleo de escadas relativamente a base (b), altura (h) e comprimento (l), e as coordenadas das linhas medias na grelha de referência.

**An. Tabela 3** - Dimensões geométricas e posicionamento das paredes do núcleo de escadas na grelha de referência

PAREDES	b (m)	h (m)	l (m)	xi (m)	yi (m)
Par.1	1,20	0,20	2,50	6,58	4,33
Par.2	1,20	0,20	2,50	9,18	4,33
Par.3	0,20	2,80	2,50	6,08	6,93
Par.4	0,20	2,80	2,50	9,68	6,93
Par.5	3,80	0,20	2,50	7,88	8,23

Na An. Figura 2 encontram-se as plantas estruturais da cave/rês do chão e dos pisos correntes do edifício em estudo, com o posicionamento das lajes.



**An. Figura 2** - Plantas estruturais com posicionamento das lajes: a) Planta da cave e do rés do chão; b) Planta dos pisos correntes

Na An. Tabela 4 encontram-se as características geométricas das lajes relativamente a área (A), espessura (e) e volume (V), e as coordenadas das linhas medias na grelha de referência.

**An. Tabela 4** - Dimensões geométricas e posicionamento das paredes do núcleo de escadas na grelha de referência

LAJES	A (m <sup>2</sup> )	e (m)	V (m <sup>3</sup> )	xi (m)	yi (m)
L1	25,89	0,18	4,66	2,99	2,17
L2	16,45	0,18	2,96	7,88	2,17
L3	25,89	0,18	4,66	12,77	2,17
L4	23,92	0,18	4,31	2,99	6,33
L5	4,56	0,18	0,82	7,88	4,93
L6	23,92	0,18	4,31	12,77	6,33
L7	25,89	0,18	4,66	2,99	10,50
L8	16,45	0,18	2,96	7,88	10,50
L9	25,89	0,18	4,66	12,77	10,50
L10	19,26	0,18	3,47	3,09	14,27
L11	11,59	0,18	2,09	7,98	14,27
L12	19,26	0,18	3,47	12,77	14,27

## Regularidade em planta

Na An. Tabela 5 encontram-se os valores da massa da estrutura por pisos com a minoração da sobrecarga através o coeficiente de combinação  $\Psi_E$ .

**An. Tabela 5** - Massa da estrutura por pisos

	<b>R/C</b>	<b>Piso 1</b>	<b>Piso 2</b>	<b>Piso 3</b>	<b>Piso 4</b>	<b>Cobertura</b>
<b>CP [ton]</b>	244,71	201,00	201,00	201,00	201,00	201,00
<b>SC [ton]</b>	51,04	40,69	40,69	40,69	40,69	8,14
$\phi$	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
$\Psi_{2i}$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$\Psi_E$	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
<b>Massa [ton]</b>	256,96	210,77	210,77	210,77	210,77	202,96

Na An. Tabela 6 encontram-se os parâmetros necessários pela obtenção do raio de giração.

**An. Tabela 6** - Parâmetros necessários pela obtenção do raios de giração

	<b>R/C</b>	<b>Piso 1</b>	<b>Piso 2</b>	<b>Piso 3</b>	<b>Piso 4</b>	<b>Cobertura</b>
$\rho$ [ton]	256,96	210,77	210,77	210,77	210,77	202,96
<b>a(x) [m]</b>	16,01	16,01	16,01	16,01	16,01	16,01
<b>b(y)[m]</b>	16,16	12,96	12,96	12,96	12,96	12,96
<b>m [ton.m<sup>2</sup>]</b>	6,65E+04	4,37E+04	4,37E+04	4,37E+04	4,37E+04	4,21E+04
<b>I<sub>p</sub> [ton.m<sup>4</sup>]</b>	2,87E+06	1,55E+06	1,55E+06	1,55E+06	1,55E+06	1,49E+06

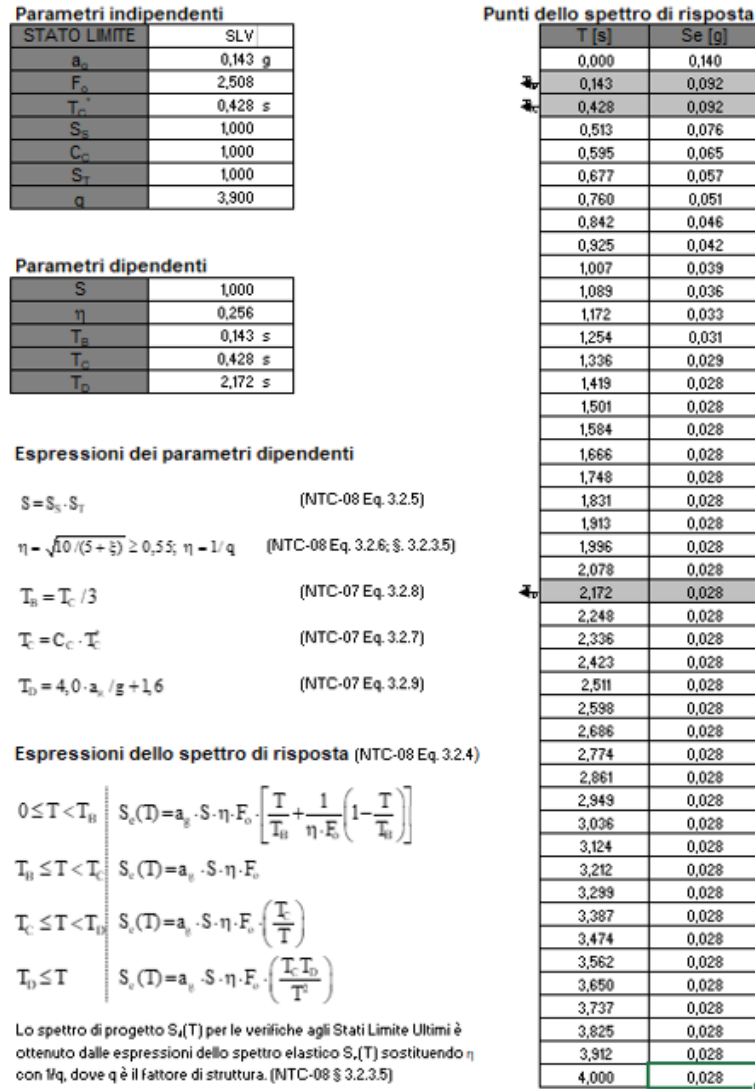
Na An. Tabela 7 encontram-se os valores dos raios de torção  $r_x$  e  $r_y$ , e do raio de giração  $l_s$ .

**An. Tabela 7** - Valores dos raios de torção  $r_x$  e  $r_y$ , e do raio de giração  $l_s$

<b>Pisos</b>	<b><math>l_s</math> (m)</b>	<b><math>r_x</math> (m)</b>	<b><math>r_y</math> (m)</b>
<b>R/C</b>	6,566	9,309	9,037
<b>Piso 1</b>	5,946	9,280	9,068
<b>Piso 2</b>	5,946	9,626	9,165
<b>Piso 3</b>	5,946	9,547	8,906
<b>Piso 4</b>	5,946	9,849	6,267
<b>Cobertura</b>	5,946	9,464	8,530

Na An. Figura 3 encontra-se um quadro resumo com os parâmetros do espectro de resposta de calculo pela ação sísmica italiana segundo as NTC-2018, obtidos através o ficheiro Excel “Spettri-NTCver1.0.3”, presente no website institucional do Governo Italiano e disponibilizado pelo Ministério das Infraestruturas e da Mobilidade Sustentável.

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato IBLV**



An. Figura 3 - Quadro resumo dos parâmetros do espectro de calculo segundo as NTC-2018

### Análise modal por espectro de resposta

Na An. Tabela 8 encontram-se os primeiros 38 modos de vibração com os respectivos fatores de participação modal da estrutura obtidos através do software de cálculo SAP2000.

**An. Tabela 8** - Primeiros 38 modos de vibração obtidos através do SAP2000

Modo	Período (s)	Ux (%)	Uy (%)	Rz (%)	Σ Ux (%)	Σ Uy (%)	Σ Rz (%)
1	0,851683	15,69%	0,00%	62,59%	15,69%	0,00%	62,59%
2	0,620379	0,00%	69,79%	0,00%	15,69%	69,79%	62,59%
3	0,482905	54,07%	0,00%	14,43%	69,76%	69,79%	77,02%
4	0,27455	2,68%	0,00%	9,15%	72,44%	69,79%	86,16%
5	0,166549	0,00%	18,25%	0,00%	72,44%	88,04%	86,16%
6	0,164205	0,62%	0,00%	7,83%	73,06%	88,04%	94,00%
7	0,142833	12,37%	0,00%	0,63%	85,42%	88,04%	94,63%
8	0,135569	0,00%	0,04%	0,00%	85,42%	88,08%	94,63%
9	0,129753	2,83%	0,00%	1,08%	88,25%	88,08%	95,71%
10	0,127017	0,00%	0,15%	0,00%	88,25%	88,23%	95,71%
11	0,124982	1,69%	0,00%	0,53%	89,95%	88,23%	96,24%
12	0,119077	0,45%	0,00%	2,12%	90,39%	88,23%	98,36%
13	0,107647	0,00%	0,00%	0,00%	90,39%	88,23%	98,36%
14	0,106162	0,01%	0,00%	0,01%	90,40%	88,23%	98,37%
15	0,105891	0,00%	0,00%	0,00%	90,40%	88,23%	98,37%
16	0,104559	0,00%	0,00%	0,05%	90,40%	88,23%	98,41%
17	0,104251	0,00%	0,01%	0,00%	90,40%	88,24%	98,41%
18	0,104015	0,28%	0,00%	0,15%	90,68%	88,24%	98,57%
19	0,103677	0,00%	0,00%	0,00%	90,68%	88,24%	98,57%
20	0,102803	0,00%	0,01%	0,00%	90,68%	88,25%	98,57%
21	0,102062	0,50%	0,00%	0,00%	91,18%	88,25%	98,57%
22	0,101654	0,00%	0,00%	0,00%	91,18%	88,25%	98,57%
23	0,101452	0,01%	0,00%	0,04%	91,19%	88,25%	98,61%
24	0,100595	0,00%	0,00%	0,00%	91,19%	88,25%	98,61%
25	0,100571	0,04%	0,00%	0,21%	91,23%	88,25%	98,82%
26	0,100295	0,00%	0,00%	0,00%	91,23%	88,25%	98,82%
27	0,099722	0,03%	0,00%	0,00%	91,26%	88,25%	98,82%
28	0,09924	0,00%	0,01%	0,00%	91,26%	88,27%	98,82%
29	0,098719	0,01%	0,00%	0,00%	91,27%	88,27%	98,82%
30	0,098479	0,00%	0,00%	0,00%	91,27%	88,27%	98,82%
31	0,098286	0,00%	0,00%	0,12%	91,27%	88,27%	98,95%
32	0,097551	0,01%	0,00%	0,23%	91,28%	88,27%	99,18%
33	0,096465	0,01%	0,00%	0,31%	91,29%	88,27%	99,48%
34	0,094147	0,00%	0,07%	0,00%	91,29%	88,34%	99,48%
35	0,092571	0,00%	0,00%	0,08%	91,29%	88,34%	99,57%
36	0,088267	0,00%	0,09%	0,00%	91,29%	88,43%	99,57%
37	0,086871	0,15%	0,00%	0,19%	91,44%	88,43%	99,75%
38	0,085274	0,00%	6,55%	0,00%	91,44%	94,97%	99,75%

## Deslocamentos elásticos e deslocamentos devidos a ação sísmica

Na An. Tabela 9 encontram os valores completos dos deslocamentos elásticos  $d_e$  e dos deslocamentos  $d_s$  devidos a ação sísmica, nas duas direções x e y, pela ação sísmica portuguesa do Tipo 1 e do Tipo 2, e pela ação sísmica italiana.

**An. Tabela 9** - Deslocamentos elásticos e deslocamentos devidos a ação sísmica

Pisos	Ação Sísmica Tipo 1				Ação Sísmica Tipo 2				Ação Sísmica Itália			
	Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y		Direção X		Direção Y	
	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]	$d_e$ [m]	$d_s$ [m]
R/C	0,0018	0,00702	0,0019	0,00741	0,001	0,0039	0,0011	0,00429	0,0006	0,00234	0,0006	0,00234
Piso 1	0,005	0,0195	0,0055	0,02145	0,0027	0,01053	0,003	0,0117	0,0017	0,00663	0,0016	0,00624
Piso 2	0,0083	0,03237	0,0092	0,03588	0,0044	0,01716	0,0049	0,01911	0,0028	0,01092	0,0027	0,01053
Piso 3	0,0112	0,04368	0,0124	0,04836	0,0059	0,02301	0,0066	0,02574	0,0038	0,01482	0,0037	0,01443
Piso 4	0,0135	0,05265	0,0151	0,05889	0,0071	0,02769	0,008	0,0312	0,0045	0,01755	0,0045	0,01755
Cobertura	0,0149	0,05811	0,0169	0,06591	0,008	0,0312	0,009	0,0351	0,005	0,0195	0,005	0,0195

## Esforços transversos

Na An. Tabela 10 encontram-se os valores dos esforços transversos dos pilares e das paredes do núcleo de escada, relativamente a ação sísmica do Tipo 1, do Tipo 2 e italiana, nas direções x e y e para todos os pisos do edifício

**An. Tabela 10** - Valores dos esforços transversos

	Piso	Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2		Ação Sísmica Itália	
		Pilares	Paredes	Pilares	Paredes	Pilares	Paredes
Direção X	R/C	351,44	3049,98	454,28	2825,04	435,63	3274,93
	Piso 1	332,15	2561,98	327,09	2622,23	326,55	2166,66
	Piso 2	328,01	2415,31	284,89	2458,74	284,95	2155,92
	Piso 3	315,86	1944,71	283,24	2152,93	283,21	1660,00
	Piso 4	297,07	1847,03	278,33	2152,88	278,35	1452,11
	Cobertura	293,10	1643,88	273,31	2116,89	274,19	1275,59
Direção Y	R/C	379,264	12176,19	285,366	10187,27	181,012	19630,45
	Piso 1	328,38	8827,01	220,62	9863,77	162,02	16402,77
	Piso 2	309,19	8364,02	205,89	8892,84	159,26	13954,52
	Piso 3	275,64	7262,93	190,44	7976,66	155,38	10511,12
	Piso 4	229,45	6079,63	174,15	6711,16	141,28	6815,29
	Cobertura	229,45	5502,05	167,97	6421,68	125,61	3257,66