



João Nuno Pinheiro de Oliveira Alves

Licenciado em Ciências da Engenharia Civil

Avaliação da resposta sísmica de edifícios fundados em solos brandos estratificados

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil Estruturas

Orientadora: Professora Doutora Ildi Cismasiu
Universidade Nova de Lisboa

Co-orientadora: Professora Doutora Teresa Santana
Universidade Nova de Lisboa

Júri:

Presidente: Professor Doutor José Nuno Varandas
Universidade Nova de Lisboa

Arguente: Professor Doutor Eduardo S. R. G. Cavaco
Universidade Nova de Lisboa

Vogal: Professora Doutora Ildi Cismasiu
Universidade Nova de Lisboa

Avaliação da resposta sísmica de edifícios fundados em solos brandos estratificados

Copyright © João Nuno Pinheiro de Oliveira Alves, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Porque uma dissertação não resulta apenas do trabalho realizado pelo seu autor, mas sim por todas as pessoas envolvidas no processo, queria agradecer às Professoras Ildi Cismasiu e Teresa Santana por todo o apoio prestado, conhecimento transmitido, pela disponibilidade e pelas palavras de confiança que sempre me encorajaram ao longo deste caminho, não só na realização desta dissertação, mas também na realização e apresentação do artigo que resultou deste trabalho. Com todo o seu rigor e profissionalismo de excelência mostraram o que é pertencer a esta Instituição de Ensino.

Aos meus colegas que me acompanharam desde início sem vocês seria muito mais difícil ter terminado. Agradeço-lhes pelas imensas horas de estudo, partilha de ideias e por os momentos de amizade partilhados, que tornaram este caminho bem mais fácil.

À minha família por todo apoio incondicional, que sempre me motivaram a ser melhor, a nunca desistir e tornaram este ano um pouco melhor. Um carinho especial à minha avó Ivone que, infelizmente, já não me pôde ver a acabar o curso.

Resumo

O desempenho sísmico das estruturas é condicionado por diversos fatores, entre eles, a capacidade estrutural, as condições de fundação e de geologia local. Este último é um fator que apresenta uma grande importância devido aos efeitos na resposta espectral associados às características dos solos. No caso dos solos brandos estratificados, denominados de S1 pelo Eurocódigo 8 (EC8), pode existir uma maior amplificação espectral devido às grandes descontinuidades que advêm da sua estratificação e das diferenças de propriedades entre as várias camadas e o substrato rochoso. Nestes casos, há reflexão das ondas sísmicas nas zonas de descontinuidade gerando uma amplificação das vibrações à medida que se propagam num e noutro sentido das camadas. Para este tipo de solo, o EC8 apenas refere que se devem realizar estudos especiais na definição da ação sísmica.

Nesta dissertação é estudado o desempenho sísmico de um edifício de habitação existente, em betão armado, fundado em solos brandos estratificados com base em análises pushover convencionais e adaptativas. São estudados ainda os procedimentos de análise não linear N2 e N2 modificado e a aplicação dos limites de dano especificados no EC8. São definidas as curvas de fragilidade da estrutura seguindo as recomendações para os estados limites de danos estipulados nos documentos HAZUS e EC8.

A ação sísmica atuante na base do edifício é definida utilizando uma metodologia que permite a obtenção de espectros de resposta à superfície recorrendo a análises lineares equivalentes ao solo. Para estudar a influência das condições de solo, são escolhidos vários perfis de solo e construídos os espectros de resposta médios a partir da resposta sísmica superficial. Esta é quantificada através da propagação de acelerogramas ajustados ao espectro do EC8 do solo A, realizando análises lineares equivalentes da coluna de solo sobre o substrato rochoso.

O estudo permitiu avaliar a influência que as condições de fundação têm na resposta sísmica da estrutura e tecer algumas considerações relativamente às dificuldades sentidas na definição da ação sísmica para solos não regulamentados no EC8.

Abstract

The seismic performance of a structure is conditioned by several factors that are related with its structural capacity, the earthquake source characteristics and foundation conditions, among others. The site conditions have an important contribution due to the effects on the spectral response associated with the characteristics of the soils. In the case of stratified soft soils, classified as S1 by Eurocode 8 (EC8), there may be a greater spectral amplification due to the great discontinuities that arise from their stratification and the differences in properties between several layers and the bedrock. In these cases, there is a reflection of the seismic waves in the discontinuity zones, generating an amplification of vibrations as they propagate in both directions of the soil layers. For these type of soils, EC8 only states that special studies should be carried out to define the seismic action.

In this dissertation, the seismic performance of an existing residential reinforced concrete building founded on an S1 type soil, located in Lisbon, Portugal is evaluated based on pushover analyses, conventional and adaptive, non-linear analysis procedures, N2 and modified N2 and the application of the damage limits according to EC8. Fragility curves are also derived following the recommendations of the HAZUS and EC8 documents to define the damage limit states.

The seismic action at the base of the building is defined using a methodology that allows obtaining the surface response spectra using equivalent linear analysis of the soil. To study the influence of soil conditions, several soil profiles are chosen and the average response spectra is constructed from the surface response. This is quantified by propagating the accelerograms adjusted to the EC8 spectrum of soil A, through the soil layers/column.

The study allowed to evaluate the influence that the foundation conditions have on the seismic response of the structure and to make some considerations regarding the difficulties felt in the definition of the seismic action for soils not regulated in the EC8.

Índice

1	Introdução.....	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Organização da dissertação	3
2	Avaliação do comportamento sísmico de estruturas e dos solos.....	5
2.1	Introdução	5
2.2	Avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes	5
2.2.1	Exigências de comportamento	6
2.2.2	Informações para a avaliação estrutural	6
2.2.3	Métodos de análise.....	7
2.2.4	Verificação da segurança.....	8
2.2.5	Tipos de estrutura.....	9
2.2.6	Avaliação da vulnerabilidade sísmica	10
2.2.7	Requisitos de fiabilidade	11
2.3	Comportamento do solo quando sujeito à ação sísmica.....	12
2.3.1	Efeitos de sítio	12
2.3.2	Comportamento cíclico dos solos – Modelo linear equivalente	15
3	Metodologia de análise de estruturas existentes	19
3.1	Considerações iniciais.....	19
3.2	Pórtico em análise.....	20
3.3	Metodologia adotada	21
3.3.1	Definição da ação sísmica – Passos 1 e 2.....	22
3.3.2	Perfis de solo – Passo 3.....	25
3.3.3	Obtenção dos espectros de resposta finais de cada perfil – Passo 4 e 5.....	27

3.3.4	Análise do pórtico – Passo 6.....	31
4	Caso de estudo	35
4.1	Introdução	35
4.2	Caso de estudo.....	35
4.3	Hipóteses de cálculo	36
4.3.1	Não linearidade física dos materiais	36
4.4	Modelação do caso de estudo.....	37
4.4.1	Materiais.....	37
4.4.2	Secções.....	38
4.4.3	Elementos estruturais	40
4.4.4	Condições de apoio e de fronteira.....	42
4.4.5	Ações gravíticas.....	42
4.4.6	Combinação das ações	43
4.4.7	Modelo 3D da estrutura.....	43
4.5	Tipos de análises	44
4.5.1	Análise modal.....	44
4.5.2	Análise pushover.....	44
4.6	Carregamento sísmico.....	48
5	Avaliação do desempenho sísmico do caso de estudo	49
5.1	Introdução	49
5.2	Análise modal.....	49
5.3	Análise pushover	52
5.3.1	Curvas de capacidade resistente e deslocamentos alvos	52
5.3.2	Desempenho sísmico do edifício	53
5.3.3	Perfis de deslocamentos e drifts.....	56
5.3.4	Análise pushover adaptativa.....	61
5.3.5	Verificação da rotura por esforço transversal de elementos parede.....	63
5.3.6	Curvas de fragilidade	65
6	Considerações finais.....	71
6.1	Divulgação dos resultados	72
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	72
	Bibliografia.....	73
	Anexo A.....	77

Índice de figuras

Figura 1.1 – Danos provocados por sismos. a) Turquia, 2020; b) Croácia, 2021.....	1
Figura 1.2 – Danos provocados por os sismos de 1985, a), e 2017, b), na Cidade do México.	2
Figura 2.1 - Exemplo de curvas de fragilidade.	10
Figura 2.2 – Períodos próprios de um estrato de solo em função da espessura e velocidade das ondas de corte, retirado de Vieira (1995) [46].....	13
Figura 2.3 – Espectros de resposta relativos a diversos tipos de solo. Retirado de Vieira (1995) [46].....	14
Figura 2.4 – Espectros de resposta médios do sismo do México 1985, captados em diferentes tipos de solo. Retirado de Vieira (1995) [46]	14
Figura 2.5 - Espectros de resposta do sismo da baía de São Francisco 1989, captados em Yerba Buena Island e Treasure Island. Retirado de Kramer (1996) [28]	15
Figura 2.6 – Comportamento da relação G/G_{max} e ξ em função das distorções. Retirado e adaptado de Santos (2011) [39]	16
Figura 2.7 – Curvas de degradação do modulo de distorção e de amortecimento para as areias. Retirado e adaptado de Bolisetti, C. & Andrew S. (2015) [8].....	16
Figura 2.8 - Curvas de degradação do modulo de distorção e de amortecimento para as argilas, em função do índice de plasticidade. Retirado e adaptado de Vucetic & Dobry (1991).....	17
Figura 3.1 - Modelo da estrutura do pórtico com a representação da geometria e dimensões das vigas e pilares. Adaptado de [11].....	20
Figura 3.2 - Modelo modelado do pórtico no SeismoStruct [45]. A tons de vermelho as vigas e pilares, os "cubos" verdes representam as massas colocadas e os "cubos" cinzentos representam os encastramentos.	21
Figura 3.3 - Esquematização da metodologia apresentada. Adaptado de [11].	22
Figura 3.4 - Interface do programa Seisoselect [44] – Filtragem dos registos sísmicos, com os critérios enunciados, a partir da base de dados Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), NGA – West 2.	23
Figura 3.5 - Definição do espectro de resposta objetivo no SeismoMatch [43].....	24
Figura 3.6 - Interface do programa SeismoMatch [43] – Ajuste dos 16 acelerogramas selecionados ao espectro de resposta objetivo	25
Figura 3.7 - Espectros de resposta iniciais, a), e ajustados, b), e a encarnado o espectro do EC8 [14].....	25
Figura 3.8- Esquema representativo dos perfis que vão ser analisados e as respetivas propriedades de cada camada	26
Figura 3.9 - Interface da modelação do perfil 1 do programa DeepSoil [24].....	28
Figura 3.10 - Interface do input da acção sísmica do programa Deepsoil [24], onde mostra a seleção do acelerograma do sismo de Coyote Lake 1979.	28
Figura 3.11 - Escolha das definições de controlo da análise com o programa DeepSoil [24].	29
Figura 3.12 - Exemplo de obtenção do espectro de resposta médio (a encarnado) para o Perfil 1.	29
Figura 3.13 - Representação dos espectros de resposta médios filtrados pelos diversos perfis, com a comparação ao espectro médio original (espectro de referência [A])......	30
Figura 3.14 - Comparação dos espectros de resposta filtrados pelo Perfil 1, e 2 e o espectro de resposta refetente ao solo tipo A (de acordo com o Eurocódigo 8 [14]) com os espectros de resposta obtidos pelas estações SCT e CAO (situadas em zonas de leitos argilosos), do sismo de México de 1985.	30

Figura 3.15 - Espectros de resposta médios filtrados pelos diversos perfis, com a comparação ao espectro médio original (espectro de controlo).....	32
Figura 4.1 - Planta do piso tipo da estrutura.....	36
Figura 4.2 – Modelo de fibras usado. - Retirado de Seismostruct [45].....	37
Figura 4.3 – Secção retangular - Retirado de Seismostruct [45]	39
Figura 4.4 – Secção em L. - Retirado de Seismostruct [45].....	39
Figura 4.5 -Secção retangular para paredes, com pilares fictícios e exemplo da modelação de uma parede em U. - Retirado de Seismostruct [45]	40
Figura 4.6 Secção retangular para paredes, sem pilares fictícios. - Retirado de Seismostruct [45]	40
Figura 4.7 - Curva de comportamento do elemento mola	41
Figura 4.8 – Modelo 3D da estrutura no Seismostruct [45].	43
Figura 4.9 - Relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica. - Retirado EC8 [14].....	46
Figura 5.1 - Configuração dos modos dominantes do caso de estudo	50
Figura 5.2 - Curvas de capacidade do caso de estudo.....	52
Figura 5.3 - Curva de capacidade para a distribuição modal com a identificação dos três deslocamentos utilizados para a realização do mapa de danos, em ambas as direcções.....	53
Figura 5.4 - Mapa de danos na direcção X.....	54
Figura 5.5 - Mapa de danos na direcção Y.....	55
Figura 5.6 - Perfis de deslocamento dos centros de massa.....	56
Figura 5.7 - Drifts relativos ao centro de massa de cada piso	57
Figura 5.8 - Localização do Pilar 21	57
Figura 5.9 - Perfis de deslocamento do pilar 21, na direcção X: a) método N2 e b) método N2 modificado.....	58
Figura 5.10 - Perfis drift do pilar 21, na direcção X: a) método N2 e b) método N2 modificado.	59
Figura 5.11 - Perfis de deslocamento do pilar 21, na direcção Y: a) método N2 e b) método N2 modificado.....	60
Figura 5.12 - Perfis drift do pilar 21, na direcção X: a) método N2 e b) método N2 modificado.	60
Figura 5.13 – Comparação das curvas de capacidade da análise pushover adaptativa e da análise pushover convencional.....	61
Figura 5.14 - Perfis de drift, na direcção X, da análise pushover adaptativa e análise pushover convencional.....	62
Figura 5.15 - Perfis de drift, na direcção Y, da análise pushover adaptativa e análise pushover convencional.....	62
Figura 5.16 - Paredes escolhidas para a análise.....	63
Figura 5.17 - Verificação do esforço transversal das paredes do núcleo de escada e do núcleo de elevadores.....	65
Figura 5.18 - Curvas de fragilidade da estrutura na direcção X.	67
Figura 5.19 - Curvas de fragilidade da estrutura na direcção Y.	68

Índice de tabelas

Tabela 2.1 - Níveis de conhecimento, correspondentes métodos de análise e fatores de confiança, retirado do Eurocódigo 8, parte 3 [15]	7
Tabela 2.2 - Valores do coeficiente de redução	9
Tabela 2.3 – Definição das classes de consequência. Retirado do Eurocódigo 0 [12].....	11
Tabela 2.4 –Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade. Retirado do Eurocódigo 0 [12].	12
Tabela 3.1 - Modos do pórtico com o respetivo período, frequência e massa modal efetiva.	21
Tabela 3.2 - Sismos selecionados.	23
Tabela 3.3 - Acelerações máximas à superfície de cada perfil.	31
Tabela 3.4 - Comparação das acelerações espectrais no período fundamental (T1) do pórtico obtidas com a de o espectro de controlo.....	32
Tabela 3.5 – Fatores de amplificação dos momentos fletores dos pilares, ao nível de cada piso, dos espectros de resposta filtrados por cada perfil em comparação ao espectro de resposta de controlo.	33
Tabela 4.1 - Propriedades do betão.....	36
Tabela 4.2 - Propriedades do aço.....	36
Tabela 5.1 - Características dos modos dominantes do caso de estudo	49
Tabela 5.2 - Verificação da equação (2.4).....	51
Tabela 5.3 - Deslocamentos alvos referentes a cada espectro resposta de cada perfil de solo considerado.....	53
Tabela 5.4 - Dimensões das paredes em análise	64
Tabela 5.5 - Esforço transversal atuante na parede do núcleo de escadas (direção X) para cada perfil de solo.....	64
Tabela 5.6 - Esforço transversal atuante na parede do núcleo de elevadores (direção Y) para cada perfil de solo.....	64
Tabela 5.7 - Probabilidades de ocorrência de cada nível de dano, para cada perfil, na direção X. Lê-se : SD - Sem dano; DL - Dano ligeiro; DM - Dano moderado; DE - Dano extenso e DT - Dano total (colapso).....	67
Tabela 5.8 - Probabilidades de ocorrência de cada nível de dano, para cada perfil, na direção Y. Lê-se : SD - Sem dano; DL - Dano ligeiro; DM - Dano moderado; DE - Dano extenso e DT - Dano total (colapso).....	68
Tabela 5.9 – Índices de fiabilidade relativamente a um período de referência de 50 anos, β_{50} . Retirado de Model Code 2010 [9].	69
Tabela 5.10 – Probabilidades de ruína, em %, relativas aos índices de fiabilidade da Tabela 5.9. Retirado de Model Code 2010 [9].	69
Tabela 5.11 – Comparação das probabilidades de ruína com as probabilidades de colapso.	69

Lista de abreviaturas e simbologia

Abreviaturas

ASCE	American Society of Civil Engineers
EC0	Eurocódigo 0
EC2	Eurocódigo 2
EC8	Eurocódigo 8
ESM	Engineering Strong-Motion
NGA	Next Generation Attenuation
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research
IP	Índice de Plasticidade

Letras latinas maiúsculas

A_1	aceleração sísmica de pico
A_{sw}	área total dos estribos
E_m^*	energia de deformação até à formação do mecanismo plástico.
F_b	força de corte na base
F_y^*	força de cedência;
G	módulo de distorção
G_{max}	módulo de distorção inicial
G/G_{max}	relação que quantifica a rigidez do solo
H	espessura da camada de solo
IM	medida de intensidade
\overline{IM}_{ds}	valor mediano da medida de intensidade relativa a cada nível de dano, ds
K_H	rigidez da mola

$K_{\delta_{xi}}$	rigidez lateral na direção x do piso i
$K_{\delta_{yi}}$	rigidez lateral na direção y do piso i
$K_{\theta_{zi}}$	rigidez de torção do piso i
P_f	probabilidade de ruína
S_d	deslocamento espectral
S_{d_u}	deslocamento espectral último
S_{d_y}	deslocamento espectral de cedência
\bar{S}_d	deslocamento espectral mediano
S_e	valor do espectro de resposta elástico da aceleração
T	período
T_1	período fundamental
T^*	período do sistema idealizado
$V_{Rd,s}$	esforço transversal resistente
V_s	velocidade de propagação das ondas de corte
V_{smax}	velocidade máxima de propagação das ondas de corte

Letras latinas minúsculas

ag	aceleração espectral
d_m^*	deslocamento referente ao mecanismo plástico
d_n	deslocamento do nó de controlo do sistema de vários graus de liberdade
d_r	valor de cálculo do deslocamento entre pisos
ds	estado de dano
d_t^*	deslocamento alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade
d_t	deslocamento alvo do nó de controlo para o sistema com múltiplos graus de liberdade
$d_{x_{CRi}}$	distância ao centro de rigidez em x
$d_{y_{CRi}}$	distância ao centro de rigidez em y
d_y^*	deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado de um só grau de liberdade
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração

f_{yd}	valor de cálculo da tensão de cedência do aço
f_{ywd}	valor da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transversal
h	altura entre pisos
l_{s_i}	raio de giração da massa do piso i
m_i	massa do piso i
r_{y_i}	raios de torção do piso i
r_{x_i}	raios de torção do piso i
s	espaçamento dos estribos
v	coeficiente de redução segundo o EC8

Letras gregas

β	índice de fiabilidade
γ	distorção (em %) e peso volúmico (em kN/m^3)
λ	fator de incremento
μ_u	ductilidade última
ν	coeficiente de Poisson
ξ	amortecimento
ρ	massa volúmica do solo
σ	desvio padrão
ϕ	função de distribuição cumulativa normal
E	módulo de Young
Γ	coeficiente de transformação
Φ_i	deslocamento normalizado do piso i

1

Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A avaliação sísmica de uma estrutura existente é um processo complexo e essencial que permite averiguar a capacidade resistente que esta tem para suportar um sismo de alta intensidade. Nesta avaliação, de entre os fatores que se têm de considerar, o tipo de ação sísmica a que a estrutura poderá ser submetida é um dos mais importantes. Assim, na definição da ação sísmica é necessário entender os fatores que a podem influenciar. Dentro desses fatores salientam-se as condições geológicas locais, pois as ondas sísmicas não se propagam de igual forma em todos os materiais. É sobre este tópico que se focará o estudo realizado nesta dissertação, mais concretamente a avaliação sísmica de edifícios fundados em solos brandos estratificados.

Uma estrutura quando submetida a uma ação sísmica irá desenvolver esforços adicionais que podem, por vezes, gerar efeitos destrutivos que conseqüentemente podem provocar o seu colapso, originar danos e perdas de vidas humanas. Exemplos de casos recentes de eventos sísmicos são o sismo ocorrido em Janeiro de 2020 na Turquia, na província de Elzig, onde um sismo de magnitude 6.8 provocou o colapso de diversas estruturas originando dezenas de mortos e milhares de pessoas feridas. Também na Croácia em Dezembro de 2020 e na Grécia em Março de 2021. Na Figura 1.1 a) e b) pode-se observar os efeitos destrutivos do sismo da Turquia, a), e do sismo da Croácia b).



Retirado de: www.bloomberg.com; Fotografia: Burak Kara



Retirado de: www.bbc.com; Fotografia: Reuters

Figura 1.1 – Danos provocados por sismos. a) Turquia, 2020; b) Croácia, 2021.

Ainda servem como exemplos os sismos de 1985 e 2017 de magnitude 8.0 e 7.1, respetivamente, na Cidade do México, caracterizada por ser uma zona geológica de solos brandos compostos por argilas. Estes sismos foram fortemente amplificados devido às condições de fundação e produziram efeitos devastadores originando o colapso de inúmeros edifícios e a morte de milhares de pessoas. O sismo de 2017, devido às condições da geologia local, foi descrito como se os edifícios estivessem construídos sobre gelatina. Nas Figura 1.2 a) e b) é possível ver alguns dos danos provocados por ambos os sismos.



Retirado de: www.theguardian.com; Fotografia: Keystone USA
Zum/Rex Shutterstock

Retirado de: www.bbc.com; Fotografia: AFP

Figura 1.2 – Danos provocados por os sismos de 1985, a), e 2017, b), na Cidade do México.

Apesar de, cada vez mais, se estar a evoluir e a explorar novas técnicas para melhorar o comportamento das estruturas perante um sismo, ainda há situações que não se encontram bem explicadas aquando da avaliação sísmica de uma estrutura. É o caso de edifícios que vão ser ou estão fundados em solos brandos estratificados. Para este caso o EC8 [14] não prevê regras claras, indica apenas que é necessário realizar um estudo especial e não explicita como esse estudo deve ser feito.

Em [11] é proposta uma metodologia para o dimensionamento e/ou avaliação sísmica de edifícios fundados neste tipo de solos. Esta metodologia tem por base a realização de análises a perfis de solo obtendo-se a resposta superficial que é traduzida por um espetro de resposta, filtrado pelo perfil de solo, utilizando essa resposta para o dimensionamento e/ou avaliação sísmica da estrutura. Deste modo, é possível contabilizar a influência de cada perfil na alteração da ação sísmica. Esta metodologia é aplicada na presente dissertação para a avaliação do comportamento sísmico de uma estrutura de betão armado existente.

1.2 Objetivos

Neste estudo a metodologia proposta em [11] é aplicada e é realizado um estudo do desempenho sísmico a um edifício de betão armado existente e a dois diferentes tipos de solos, um solo brando estratificado e um solo homogéneo. O objetivo da dissertação foca-se em analisar a influência das condições de fundação sobre a resposta sísmica do edifício, através da análise não linear da estrutura e com recurso ao método N2 e N2 modificado. Para atingir esse fim serão realizadas análises aos perfis de solo e, utilizando os resultados obtidos dessas análises, será feita uma avaliação sísmica ao caso de estudo,

aplicando os limites de dano especificados no EC8, verificando a rotura por esforço transversal em elementos mais condicionantes, definindo as curvas de fragilidade da estrutura e realizando uma análise de fiabilidade. Na realização da avaliação sísmica são utilizados os programas com versões de acesso gratuito como o DeepSoil [24], SeismoSelect [44], SeismoMatch [43] e SeismoStruct [45].

Para a concretização destes objetivos seguem-se os seguintes passos:

- 1) Escolha de um caso de estudo e a realização da sua modelação;
- 2) Escolha de dois perfis de solo que se enquadrem no estudo sendo que, como referido, um que se incluía na definição do EC8 [14] de um solo brando estratificado e outro perfil de solo homogéneo;
- 3) Análise de ambos os perfis, utilizando diversos registos de acelerogramas, com a aplicação de um caso de estudo simples de modo a servir como base de aprendizagem da aplicação da metodologia;
- 4) Avaliação sísmica do caso de estudo através de análises não lineares estáticas com a aplicação do método N2 e N2 modificado;
- 5) Verificação da limitação de danos em termos de deslocamentos relativos entre pisos (de acordo com o EC8 [14]), verificação da rotura por esforço transversal de elementos mais condicionantes e obtenção das curvas de fragilidade.

1.3 Organização da dissertação

O estudo do tópico desta dissertação é desenvolvido ao longo de seis capítulos, resumidos de seguida.

- No primeiro capítulo é apresentado e enquadrado o tema abordado nesta dissertação e os objetivos que se pretendem cumprir;
- O segundo capítulo serve como base introdutória à avaliação sísmica de estruturas existentes e ao comportamento dos solos. São apresentadas as fases que compõem a metodologia para a avaliação sísmica de estruturas existentes, é explicado o comportamento dos solos quando sujeitos a uma ação sísmica e os efeitos que as condições de fundação podem provocar nos registos sísmicos;
- No terceiro capítulo é apresentada a metodologia adotada para a análise de estruturas existentes. A ação sísmica é definida considerando um conjunto de acelerogramas que são ajustados ao EC8 [14] e dois perfis de solo principais (um homogéneo e um solo brando estratificado). A metodologia é aplicada a um pórtico simples que serve de exemplo inicial;
- No quarto capítulo é apresentado o caso de estudo da dissertação. O caso de estudo é descrito, bem como a sua modelação e o procedimento das análises que se irão realizar;
- O quinto capítulo apresenta todos os resultados obtidos da análise do caso de estudo. São apresentados os resultados da análise modal e pushover efetuadas em que se obtém as curvas de capacidade e os deslocamentos alvos, perfis de deslocamentos e drifts. É também verificada a rotura por esforço transversal de elementos parede e são apresentadas as curvas de fragilidade com as respetivas probabilidades de excedência, de cada limite;
- No sexto, e último, capítulo são apresentadas as principais conclusões retiradas deste estudo.

Avaliação do comportamento sísmico de estruturas e dos solos

2.1 Introdução

Servindo como base introdutória para a realização desta dissertação, neste capítulo pretende-se apresentar as fases que compõem a metodologia para a avaliação sísmica de estruturas existentes e salientar a importância das condições de fundação de uma estrutura, explicando como os solos se comportam quando sujeitos a uma ação sísmica e que potenciais efeitos as condições geológicas podem provocar na alteração do registo sísmico.

Primeiramente, será feito um enquadramento da informação existente no EC8 [14][15] que permite avaliar o comportamento sísmico de edifícios existentes, explicando as exigências de comportamento das estruturas existentes e as suas respetivas verificações, as análises que se podem realizar, a classificação das estruturas e a avaliação probabilística da segurança sísmica.

Por fim, são apresentados os efeitos que os solos têm na alteração das ondas sísmicas, é descrito o seu comportamento quando sujeito a uma ação sísmica e o modelo de análise que se pode adotar. O foco será direcionado para os solos brandos estratificados, pois são estes que se pretendem estudar devido ao seu aspeto mais condicionante em termos de amplificação dos registos sísmicos dado o procedimento de análise de uma estrutura fundada nesse tipo de solos não estar definido no EC8 [14].

2.2 Avaliação do comportamento sísmico de edifícios existentes

Uma estrutura é dimensionada para resistir todas as cargas que irá suportar no imediato (peso próprio, cargas permanentes e cargas variáveis) como também cargas adicionais a que poderá vir a ser submetida no futuro, como é o caso da ação sísmica. Deste modo, de forma a resistir às ações, uma estrutura é projetada para verificar as exigências de estado limite último. Esta, segundo o EC8 [14], deve satisfazer as condições de não ocorrência de colapso da estrutura, quer este seja local ou global, de modo a não pôr em risco a segurança das pessoas. A verificação em relação ao estado limite último é obtida em função dos esforços, tendo em conta que os atuantes são inferiores aos resistentes, isto é, os valores de cálculo para os esforços resistentes dos elementos

estruturais de betão armado (pilares, vigas, lajes, etc.) têm de ser superiores aos valores dos esforços atuantes obtidos através do método de análise usado.

No caso de edifícios já existentes deve ser feita uma avaliação sísmica tendo em conta os critérios presentes no EC8, parte 3 [15].

2.2.1 Exigências de comportamento

Neste regulamento são definidos os seguintes estados limites:

- **Estado limite de colapso eminente**

A estrutura encontra-se fortemente danificada, mas ainda apresenta alguma resistência residual e, ainda, mantém a capacidade de suportar as cargas verticais. Podem observar-se

grandes deformações permanentes e os elementos não estruturais, em grande parte, já colapsaram.

- **Estado limite de danos significativos**

A estrutura apresenta danos significativos, com deformações permanentes ligeiras, mas ainda apresenta alguma capacidade resistente lateral e capacidade de suportar cargas verticais. Os elementos não estruturais encontram-se danificados, mas ainda não colapsaram. Neste estado limite o custo de reparação pode já ser antieconómico.

- **Estado limite de limitação de danos**

A estrutura encontra-se ligeiramente danificada, mas mantendo a sua capacidade resistente. A limitação de danos garante que quando a estrutura é submetida a ação sísmica os danos que esta sofre, e os consequentes custos de reparação,

são economicamente viáveis comparados com o custo da própria estrutura.

2.2.2 Informações para a avaliação estrutural

Para que seja feita a avaliação sísmica de edifícios existentes, segundo o EC8 parte 3 [15], é necessário identificar o grau de conhecimento da estrutura. Deste modo deve ser feita uma recolha de dados através das seguintes fontes: documentação disponível do edifício, inspeções, informação genérica presente nas normas e ensaios in-situ ou laboratoriais.

Esta recolha de informação deve dar resposta aos seguintes aspetos:

1. Identificação do sistema estrutural e verificação dos critérios de regularidade segundo o EC8, parte 1 [14];
2. Identificação do tipo de fundações;
3. Identificação do tipo de terreno segundo o EC8, parte 1 [14];
4. Informação acerca das características geométricas, propriedades e condições de conservação dos elementos estruturais;
5. Informação acerca de eventuais defeitos dos materiais e pormenorização inadequada;
6. Informação acerca do método de dimensionamento utilizado e do coeficiente de comportamento (caso seja aplicável);
7. Identificação da classe de importância do edifício;
8. Reavaliação das ações impostas tendo em consideração a utilização do edifício;
9. Informação acerca do tipo e extensão de danos estruturais e eventuais reparações.

Assim a norma define três níveis de conhecimento, apresentados na Tabela 2.1: limitado (KL1), normal (KL2) e completo (KL3). Estes estão dependentes da informação que foi possível obter e que podem condicionar o método de análise e o valor do coeficiente de confiança (CF).

Tabela 2.1 - Níveis de conhecimento, correspondentes métodos de análise e fatores de confiança, retirado do Eurocódigo 8, parte 3 [15]

Nível de Conhecimento	Geometria	Detalhe	Materiais	Análise	CF
KL1	Desenhos originais de projeto e inspeção visual ou Inspeção completa	Dimensionamento de acordo com a prática relevante e inspeções in-situ limitadas	Valores de defeito (de acordo com as normas da época) e ensaios in-situ limitados	Estática linear; Modal por espectro de resposta	1.35
KL2		Desenhos originais incompletos associados a inspeções in-situ limitadas ou inspeções in-situ extensas	Especificações originais e ensaios in-situ limitados ou ensaios in-situ extensos	Todas	1.2
KL3		Desenhos originais associados a inspeções in-situ limitadas ou inspeções in-situ abrangentes	Testes originais com ensaios in-situ limitados ou ensaios in-situ abrangentes	Todas	1

2.2.3 Métodos de análise

Para realizar a análise estrutural as ações sísmicas são combinadas com as restantes ações a que a estrutura está sujeita de modo a obter, através da análise, os esforços atuantes e outros parâmetros necessários para as verificações, como por exemplo o deslocamento entre pisos. Assim, o EC8 [15] permite realizar os seguintes tipos de análise:

- **Análise estática linear** por forças laterais: em que a capacidade resistente da estrutura é avaliada pela aplicação de forças estáticas distribuídas em altura;
- **Análise dinâmica linear** (análise modal por espectro de resposta): esta é a abordagem mais corrente no dimensionamento de uma estrutura em que são considerados os valores máximos obtidos através da combinação das respostas para cada modo de vibração e a partir da construção dos espectros de resposta segundo o EC8 [14].
- **Método do coeficiente de comportamento, q** : em que se tem como base a utilização do espectro do espectro de resposta elástico reduzido pelo coeficiente de comportamento, podendo assim, ter em conta a não linearidade da resposta da estrutura.
- **Análise estática não linear** (análise pushover): em que a avaliação da capacidade resistente da estrutura é feita através da aplicação de forças ou deslocamentos, incrementais, que podem seguir uma distribuição modal, uniforme ou triangular. Através da incrementação das forças é obtida uma resposta não linear que permite verificar a evolução dos danos estruturais sofridos. É normalmente utilizado o método N2,

complementar à análise, que permite o cálculo do deslocamento alvo de modo a obter a resposta final da estrutura.

- **Análise dinâmica não linear:** em que a ação sísmica é definida a partir de acelerogramas registados ou artificiais, sendo a estrutura submetida a ciclos de carga-descarga. Este é o método que permite a obtenção de resultados que estão mais próximos da realidade.

As análises lineares assentam numa simplificação do comportamento real, que é não linear, sobre um conjunto de suposições como relações deformações-deslocamentos lineares e tensões proporcionais às deformações. Já com as análises não lineares é possível ter em consideração a não linearidade física dos materiais e a não linearidade geométrica, obtendo um comportamento mais aproximado do real e que permite conhecer o modo de colapso da estrutura.

Para além dos métodos indicados no EC8, parte 3 [15] em relação à análise estática não linear (análise pushover) ainda existem outras formas de proceder nesta análise. Como é o caso da análise pushover modal e 3D no caso de estruturas sensíveis à torção. A análise pushover modal permite ter em consideração a influência dos restantes modos de vibração da estrutura captar melhor os respetivos fenómenos, como o caso dos deslocamentos entre pisos. Já a análise pushover 3D permite avaliar estruturas tridimensionais irregulares.

Por último para utilização da análise pushover, como método de análise, deve ser implementado segundo o EC8 [14], o método N2. Este é um método de tratamento de resultados obtidos pela análise pushover que permite obter um deslocamento alvo consoante o espetro de resposta considerado. A explicação detalhada deste método é feita no subcapítulo 4.5.2.1.

2.2.4 Verificação da segurança

O EC8 parte 3 [15] estabelece a distinção entre elementos dúcteis e frágeis. Os elementos dúcteis correspondem a vigas, pilares e paredes que estão sujeitos a esforços de flexão, com ou sem esforço axial e os elementos frágeis correspondem a vigas, pilares, paredes e nós sujeitos a mecanismos de esforço transversal.

A verificação da segurança é realizada comparando as exigências resultantes da ação sísmica com a capacidade dos elementos, dúcteis e frágeis. Sendo que a capacidade dos elementos é calculada utilizando valores médios das propriedades dos materiais destes, afetados pelo fator de confiança. As capacidades que devem ser consideradas dependem do estado limite e do elemento:

- **Estado limite de colapso eminente:** deformações últimas para elementos dúcteis e esforços últimos para elementos frágeis;
- **Estado limite de danos significativos** deformações relacionadas com danos para elementos dúcteis e esforços conservativamente estimados para elementos frágeis;
- **Estado limite de limitação de danos:** esforços de cedência para elementos dúcteis e frágeis e capacidade média de deslocamento entre pisos.

No caso do estado de limitação de danos é ainda apresentado no EC8 parte 1 [14] valores limites para os deslocamentos entre pisos:

- Edifícios com elementos não estruturais constituídos por materiais frágeis fixos à estrutura:

$$d_r v \leq 0.005h \quad (2.1)$$

- Edifícios com elementos não estruturais dúcteis:

$$d_r v \leq 0.0075h \quad (2.2)$$

- Edifícios com elementos não estruturais fixos de forma a não interferir com as deformações estruturais ou sem elementos não estruturais:

$$d_r v \leq 0.010h \quad (2.3)$$

em que:

d_r valor de cálculo do deslocamento entre pisos;

h altura entre pisos;

v coeficiente de redução que tem em conta o mais baixo período de retorno da ação sísmica associada ao requisito de limitação de danos. Segundo o Anexo Nacional [36] toma os valores que estão indicados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores do coeficiente de redução

Ação Sísmica	v
Tipo 1	0.40
Tipo2	0.55

2.2.5 Tipos de estrutura

Parte da avaliação de uma estrutura passa por classificar a estrutura consoante o seu comportamento quando submetida a ações sísmicas horizontais. Assim o EC8 [14] apresenta 6 tipos de sistemas para classificar uma estrutura de betão armado:

- Sistema de paredes, em que verifica a equação (2.4), onde a resistência às forças (laterais e verticais) é, maioritariamente, assegurada por as paredes estruturais, que podem ser acopladas ou não, e a força de corte na base da estrutura for superior ou igual a 65 % da força de corte basal;
- Sistema porticado, em que verifica a equação (2.4), onde a resistência às forças (laterais e verticais) é, maioritariamente, assegurada por pórticos e a força de corte na base da estrutura for superior ou igual a 65 % da força de corte basal;
- Sistema misto, em que verifica a equação (2.4), em que se divide entre:
 - a) Sistema misto equivalente a sistema porticado, em que a resistência às forças de corte é assegurada em 50% da resistência total, de todo o sistema, pelo sistema porticado;
 - b) Sistema misto equivalente a paredes, em que a resistência às forças de corte é assegurada em 50 % da resistência total, de todo o sistema, pelas paredes estruturais.
- Sistema torsionalmente flexível, em que não verifica a equação (2.4);
- Sistema de pêndulo invertido, em que 50 % ou mais da massa se encontra no último terço da altura da estrutura.

$$r_{y_i} \geq l_{s_i} \quad \wedge \quad r_{x_i} \geq l_{s_i} \quad (2.4)$$

em que:

r_{y_i} e r_{x_i} raios de torção de cada piso nas direções y e x: $r_{y_i} = \sqrt{\frac{K_{\theta_{zi}}}{K_{\delta_{xi}}}}$ \wedge $r_{x_i} = \sqrt{\frac{K_{\theta_{zi}}}{K_{\delta_{yi}}}}$;

l_{s_i} raio de giração da massa de cada piso em planta, dado pela raiz quadrada da relação entre o momento polar de inércia da massa do piso em relação ao centro de gravidade e a massa do piso.

2.2.6 Avaliação da vulnerabilidade sísmica

A avaliação da vulnerabilidade sísmica traduz-se em curvas de fragilidade que podem ser obtidas através de diversas análises como a análise estática não linear (pushover) e a análise dinâmica incremental. Estas fornecem uma previsão de potenciais danos que podem ser causados a uma estrutura durante um evento sísmico. Com estas curvas é possível verificar a probabilidade de determinada medida de intensidade igualar ou exceder um determinado limite de dano. Essa probabilidade é dada por uma distribuição cumulativa logarítmica-normal, apresentada na equação (2.5) em função de uma medida de intensidade.

$$P[ds|IM] = \phi \left[\frac{1}{\sigma_{ds}} \ln \left(\frac{IM}{\overline{IM}_{ds}} \right) \right] \quad (2.5)$$

em que:

IM medida de intensidade;

ds estado de dano;

\overline{IM}_{ds} valor mediano da medida de intensidade relativa a cada nível de dano, ds;

σ_{ds} desvio padrão do logaritmo natural da medida de intensidade associado a cada estado de dano, ds;

ϕ função de distribuição cumulativa normal.

No exemplo apresentado na Figura 2.1 é possível ver curvas de fragilidade com o uso de deslocamento espectral como medida de intensidade e referente a 4 limites de dano. Aqui é possível verificar que para um dado deslocamento espectral corresponde uma probabilidade de igualar ou exceder cada estado de dano. Desta forma é possível prever que tipos de danos a estrutura poderá vir a sofrer.

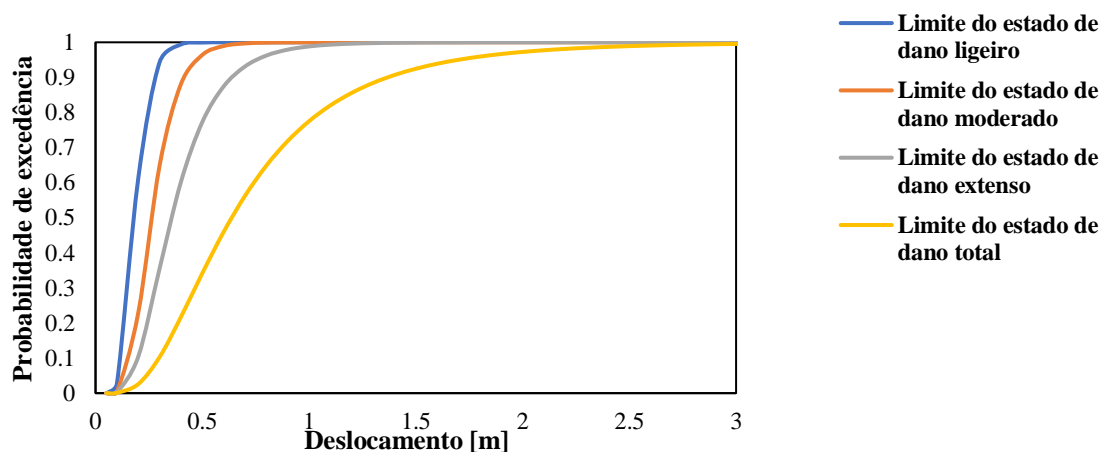


Figura 2.1 - Exemplo de curvas de fragilidade.

2.2.7 Requisitos de fiabilidade

Os requisitos de fiabilidade que uma estrutura deve cumprir são definidos no EC 0 [12], pela probabilidade de ruína, P_f , que é calculada pela equação (2.6).

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (2.6)$$

em que:

ϕ função de distribuição cumulativa normal;

β índice de fiabilidade.

A probabilidade de ruína está relacionada com o índice de fiabilidade. Este é definido no EC0 [12] a partir das classes de consequência, classes de fiabilidade e do tempo de vida útil da estrutura. Os valores do índice de fiabilidade para um tempo de vida útil de n anos, β_n , podem ser calculados pela seguinte equação:

$$\phi(\beta_n) = [\phi(\beta_1)]^n \quad (2.7)$$

em que:

β_1 índice de fiabilidade para um ano.

Para a determinação do índice de fiabilidade o EC0 [12] define três classes de consequência, CC1, CC2 e CC3, que consideram as consequências de colapso. Estas são apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Definição das classes de consequência. Retirado do Eurocódigo 0 [12].

Classe de consequências	Descrição	Exemplos de edifícios e de obras de engenharia civil
CC3	Consequência elevada em termos de perda de vidas humanas; ou consequências económicas, sociais ou ambientais muito importantes	Bancadas, edifícios públicos em que as consequências do colapso são elevadas (por exemplo, uma sala de concertos)
CC2	Consequência média em termos de perda de vidas humanas; consequências económicas, sociais ou ambientais mediamente importantes	Edifícios de habitação e de escritórios públicos em que as consequências do colapso são médias (por exemplo, um edifício de escritórios)
CC1	Consequência baixa em termos de perda de vidas humanas; e consequências económicas, sociais ou ambientais pouco importantes ou desprezáveis	Edifícios agrícolas normalmente não ocupados por pessoas (por exemplo, armazéns, estufas)

A estas classes de consequência estão associadas três classes de fiabilidade, RC1, RC2 e RC3. A partir da determinação da classe de fiabilidade da estrutura é possível obter o respetivo valor do

índice de fiabilidade. Na Tabela 2.4 são apresentados os valores respetivos a cada classe de fiabilidade.

Tabela 2.4 –Valores mínimos recomendados para o índice de fiabilidade. Retirado do Eurocódigo 0 [12].

Classe de fiabilidade	Valores mínimos de β	
	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

A utilização deste conceito de fiabilidade presente no EC0 [12] é direcionado para construções novas. Para a sua aplicação prática, em [29], é estabelecida uma relação, apresentada na equação (2.8), entre o índice de fiabilidade e o coeficiente sísmico, C_s , que é definido pelo rácio entre a força de corte total da estrutura e o seu peso total.

$$\beta = a \times C_s^b \quad (2.8)$$

em que:

C_s coeficiente sísmico;

a e b parâmetros de ajuste;

β índice de fiabilidade.

2.3 Comportamento do solo quando sujeito à ação sísmica

2.3.1 Efeitos de sítio

Quando ocorre um sismo, as ondas por ele provocadas vão-se propagar até chegarem à superfície. Estas podem ser sentidas a grandes distâncias do epicentro e em várias zonas, mas dois locais distintos à mesma distância do epicentro não irão sentir o registo sísmico da mesma forma. Este acontecimento deve-se aos efeitos de sítio que estão relacionados com as propriedades mecânicas do solo, a sua topografia e a estrutura geológica.

Os efeitos de sítio modificam a propagação das ondas sísmicas e podem causar efeitos de amplificação (alteração da amplitude, frequências e duração das vibrações sísmicas) induzidos pela reflexão das ondas sísmicas nas zonas de descontinuidade e fenómenos como a liquefação e instabilização de taludes.

Estes efeitos de amplificação, no caso de depósitos de solo com estratificação (caso estudado nesta dissertação), devem-se ao facto de ocorrer ressonância das ondas de corte que se propagam na vertical, dependente dos períodos fundamentais dos depósitos de solo e do período fundamental das vibrações sísmicas. No caso dos solos, este período varia consoante as suas propriedades e características geométricas. Quanto menor for a diferença entre ambos os períodos fundamentais, maior será a amplificação provocada.

Os valores dos períodos fundamentais dos solos dependem da espessura do estrato e das velocidades das ondas de corte. Como se pode observar na Figura 2.2, no caso das argilas com espessuras entre 10 m e 30 m estas apresentam velocidades de propagação das ondas de corte entre 50 m/s e 100 m/s. Já para as areias com as mesmas espessuras, estas apresentam velocidades de propagação das ondas de corte entre 100 m/s e 200 m/s. Estes valores serão usados como base da definição das propriedades dos solos utilizados neste estudo.

Assim, quando os solos brandos estratificados possuem camadas de argilas ou siltes, é de notar que a espessura dessas camadas tem um elevado grau de importância já que estes são classificados por terem velocidades das ondas de corte baixas. Este facto é evidenciado, em diversos autores, como em Kramer (1996) [28], em que é possível fazer uma correlação entre solos brandos e velocidades das ondas de corte baixas e também em diversas normas, como o EC8 [14] e a ASCE [3].

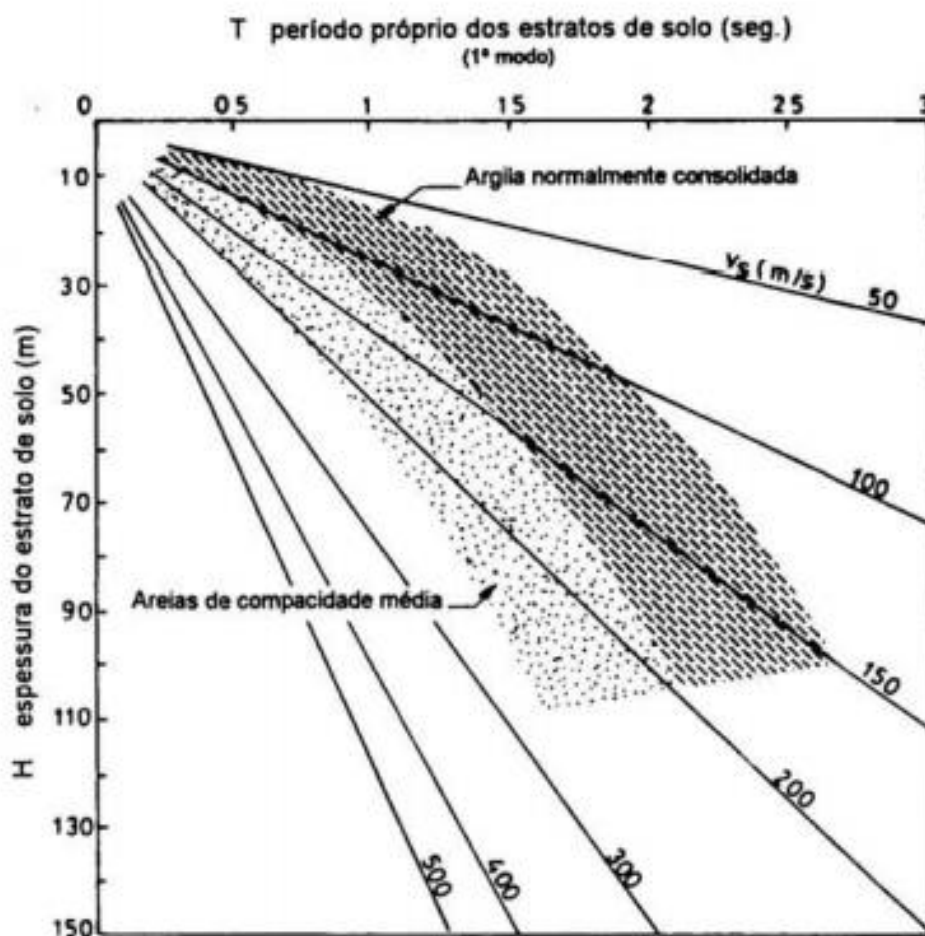


Figura 2.2 – Períodos próprios de um estrato de solo em função da espessura e velocidade das ondas de corte, retirado de Vieira (1995) [46]

Os solos quando sujeitos a deformações de corte resultantes da ação sísmica são caracterizados por terem um comportamento não linear. Este comportamento não linear pode resultar na amplificação das vibrações sísmicas, referida anteriormente. Na Figura 2.3, é possível observar os efeitos de amplificação em espectros de resposta médios de diversos registos sísmicos. É possível ver que para solos brandos (argilas com consistência mole a média, no caso da Figura 2.3) a amplificação tende a ser maior em solos estratificados com camadas de argila. Devido, sobretudo, ao facto de este tipo de solos apresentar zonas de maiores discontinuidades que advém da sua estratificação e das diferenças das propriedades mecânicas, mais acentuadas entre camadas.

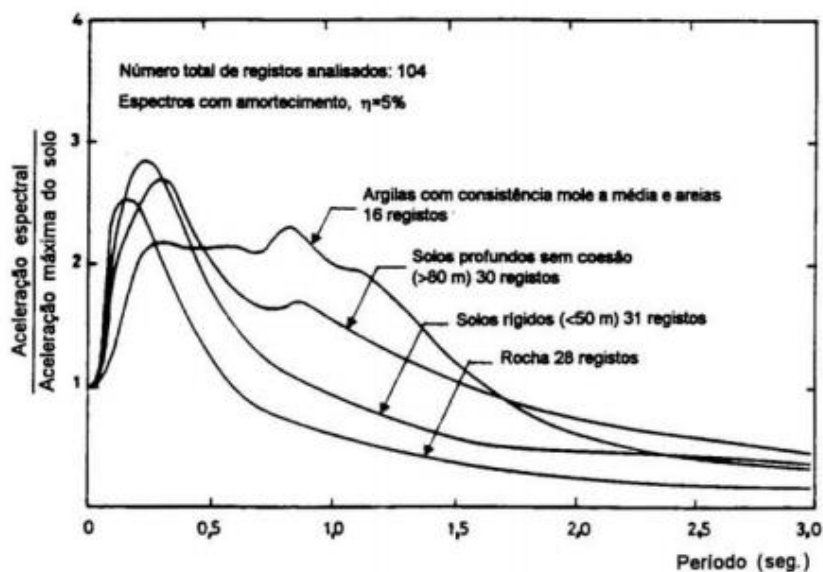


Figura 2.3 – Espectros de resposta relativos a diversos tipos de solo. Retirado de Vieira (1995) [46]

O exemplo apresentado de seguida na Figura 2.4, referido em Vieira (1995) [46] e estudado em Seed et al. (1987) [42], torna claro esse fenómeno de amplificação, relatado acima. Nesse exemplo da Figura 2.4 são apresentados os espectros de resposta médios dos registos do sismo do México em 1985, captados pelas estações denominadas por SCT e CAO, em locais situados em leitos argilosos, que apresentam velocidades das ondas de corte baixas (entre 20 m/s e 100 m/s [34]) e são comparados com espectros de resposta em locais situados em solo rígido e rocha. É possível ver a grande amplificação que os leitos argilosos podem provocar comparativamente aos solos com maior rigidez.

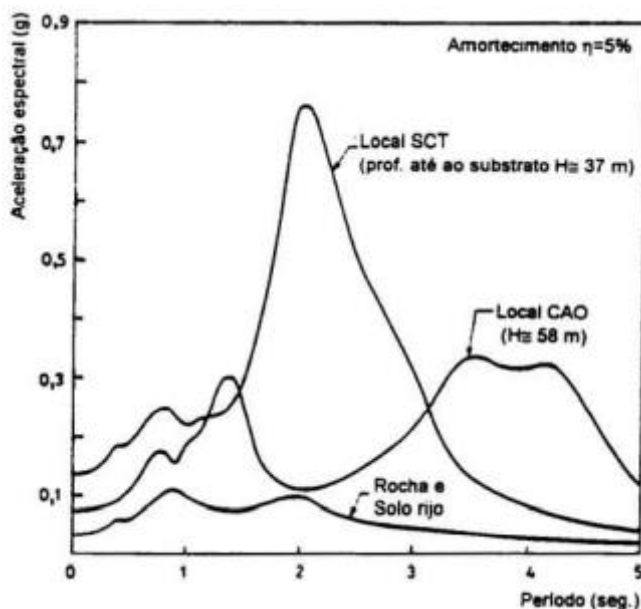


Figura 2.4 – Espectros de resposta médios do sismo do México 1985, captados em diferentes tipos de solo. Retirado de Vieira (1995) [46]

A amplificação dos espectros de resposta também é constatada noutros eventos, como no sismo de magnitude de 7.1 que ocorreu na baía de São Francisco em 19 de Outubro de 1989. Esta baía é composta por solos aluviais compostos por argilas, siltes, argilas arenosas com camadas de areia e cascalho, sendo que a estes solos é atribuído o nome de lamas da baía de São Francisco. A

Figura 2.5 mostra os espectros de resposta captados em dois locais diferentes, Yerba Buena Island e Treasure Island, sendo que o primeiro corresponde a um afloramento rochoso e o segundo corresponde ao solo, composto por lama da baía de São Francisco. Novamente observa-se o carácter mais condicionante, representado pela amplificação dos espectros de resposta, por parte dos solos brandos estratificados (lamas da baía de São Francisco).

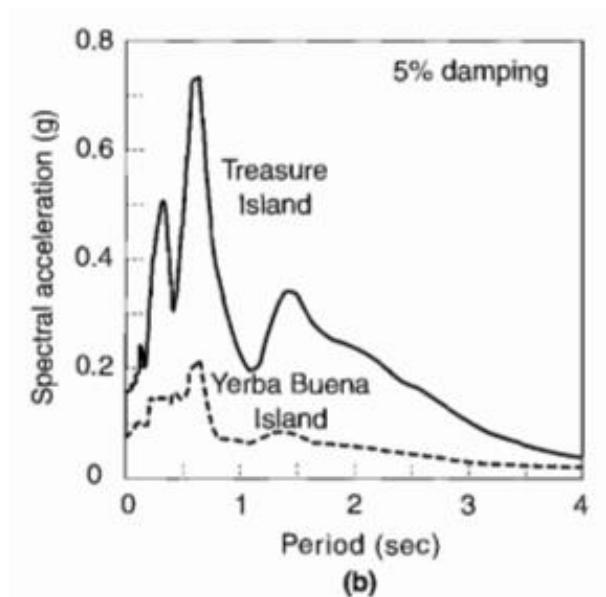


Figura 2.5 - Espectros de resposta do sismo da baía de São Francisco 1989, captados em Yerba Buena Island e Treasure Island. Retirado de Kramer (1996) [28]

2.3.2 Comportamento cíclico dos solos – Modelo linear equivalente

O solo quando sujeito a uma solicitação cíclica, neste caso a ação sísmica, apresenta um comportamento semelhante a um ciclo fechado que estabelece uma relação entre a tensão e a deformação, em forma de histerese composto por duas principais características:

- Módulo de distorção (G) – este corresponde à inclinação da curva da solicitação cíclica;
- Amortecimento (ξ) – que corresponde à quantidade de energia dissipada durante o ciclo histerético.

No início de um carregamento o módulo de distorção apresenta valores máximos, caracterizado por G_{max} , e o amortecimento apresenta valores mínimos. À medida que se avança na solicitação cíclica o valor do módulo de distorção vai diminuindo e a energia dissipada (amortecimento) vai aumentando.

Assim para modelar um solo é necessário ter em conta este comportamento e quantificar a degradação do módulo de distorção ao longo da solicitação. Para isso são adotadas curvas de comportamento que quantificam a relação G/G_{max} em função da distorção, ou deformação tangencial, representada pela letra γ . A Figura 2.6 apresenta uma curva representativa desse comportamento. É possível observar que a relação G/G_{max} inicialmente é igual a 1 e que consoante o aumento da distorção, provocada pela solicitação cíclica, vai diminuindo.

Este comportamento divide-se em três fases. Primeiro, o solo tem uma fase nas muito pequenas distorções que é caracterizada por ter um comportamento elástico linear em que não existe praticamente nenhuma dissipação de energia, ou seja, como não há amortecimento e consequentemente não há a degradação do módulo de distorção, o G_{max} é o valor de referência para esta fase. Depois ocorre uma fase intermédia para as pequenas distorções, caracterizada por

ter um comportamento elástico não linear ou ligeiramente elastoplástico, em que começa a aparecer uma pequena expressão de plasticidade e o solo começa a dissipar energia que consequentemente provoca o aumento do amortecimento e a degradação do módulo de distorção, essa degradação é representada pela diminuição da relação G/G_{max} . A última fase, que é referente às grandes distorções, é caracterizada por apresentar um comportamento elastoplástico e por ocorrer uma elevada degradação do módulo de distorção, em que, como consequência disso, as deformações começam a ser irreversíveis.

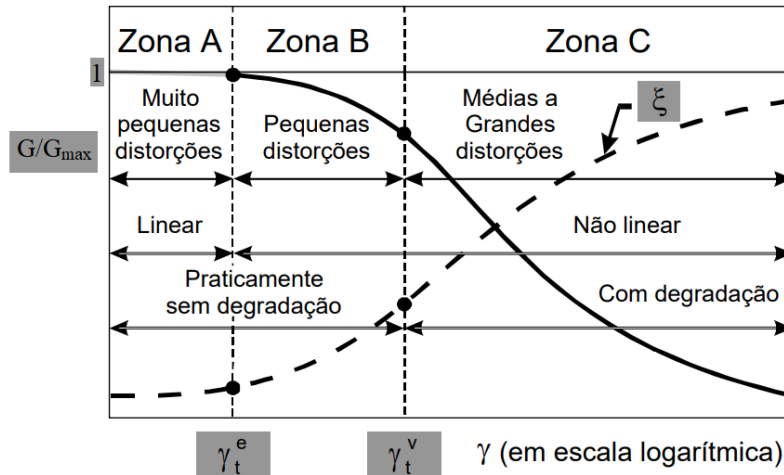


Figura 2.6 – Comportamento da relação G/G_{max} e ξ em função das distorções. Retirado e adaptado de Santos (2011) [39]

Deste modo Seed & Idriss (1970) [41] apresentaram curvas que contemplam a diminuição da rigidez do solo (representada pela relação G/G_{max}) e o aumento do amortecimento com o aumento da distorção, para as areias, a partir de resultados de diversos ensaios. Assim, através dos diferentes métodos e ensaios realizados obtiveram as curvas que simulam o comportamento descrito, que são apresentadas na Figura 2.7. Estas apresentam a encarnado a curva média, com os limites superiores (linha a traço interrompido azul) e os limites inferiores (linha a traço interrompido verde).

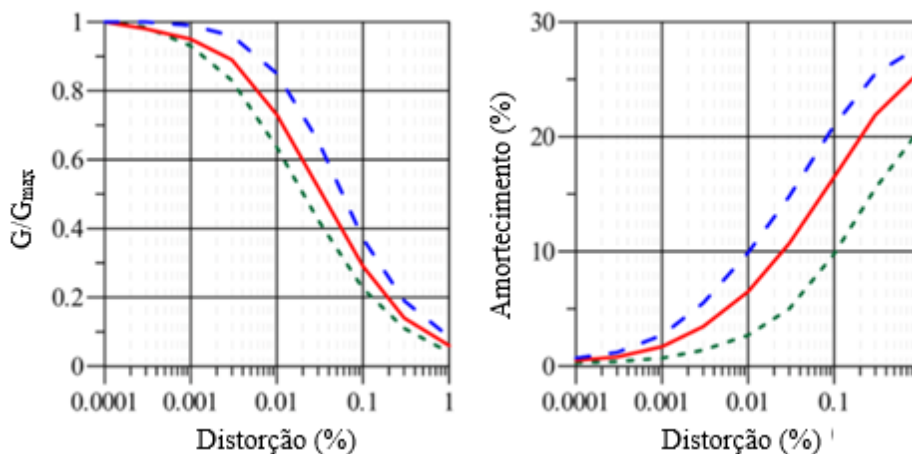


Figura 2.7 – Curvas de degradação do módulo de distorção e de amortecimento para as areias. Retirado e adaptado de Bolisetti, C. & Andrew S. (2015) [8]

No caso das argilas, Vucetic & Dobry (1991) [47] estabeleceram curvas que contemplam a diminuição da rigidez do solo e o aumento do amortecimento com o aumento da distorção a partir

de resultados de ensaios de diversos autores, de modo a estabelecer uma relação com o índice de plasticidade. Assim foi possível obter as curvas que são apresentadas na Figura 2.8. que têm em conta também o grau de sobreconsolidação do solo (OCR).

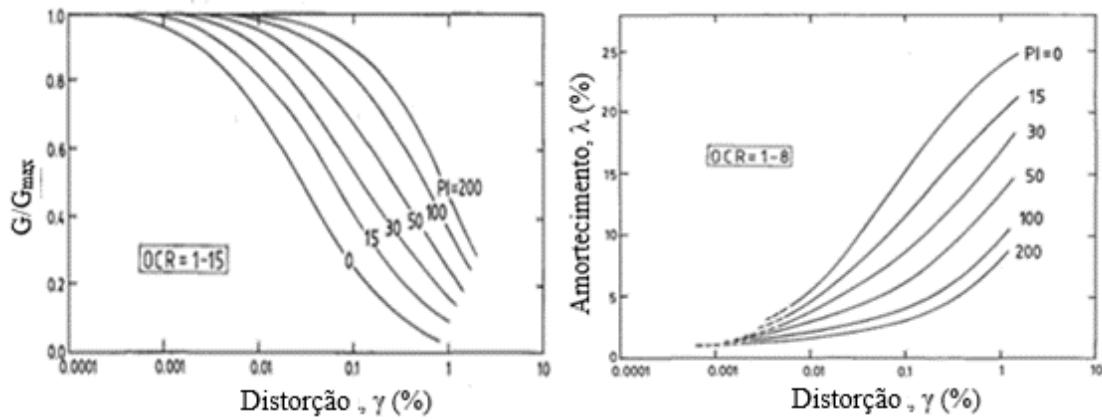


Figura 2.8 - Curvas de degradação do modulo de distorção e de amortecimento para as argilas, em função do índice de plasticidade. Retirado e adaptado de Vucetic & Dobry (1991)

Baseado neste comportamento cíclico dos solos, descrito anteriormente, este método linear equivalente permite aproximar o comportamento não linear da relação tensão-deformação em forma de histerese. Com a adoção de modelos nos quais a rigidez e o amortecimento variam em função da distorção (e.g. curvas de Seed & Idriss (1970) [41] e Vucetic & Dobry (1991) [47]) permite, também, simular a resposta não linear dos solos.

Este é um dos métodos mais usuais de análise de colunas de solo 1D pois recorre à utilização de análise lineares equivalentes que requerem um reduzido esforço computacional e um reduzido número de parâmetros de input necessários. A sua utilização pressupõe que os diversos estratos das camadas de solo são unicamente horizontais, de extensão infinita, que as ondas de corte da ação sísmica imposta se propagam inteiramente na vertical, perpendicularmente aos estratos, e que a deformação do solo, depois de uma carga cíclica, volta sempre à fase inicial e como um material linear não tem limitações em termos de resistência, a rotura do solo não ocorre, como descrito em Kramer (1996) [28].

Este método é um processo iterativo, de cálculos lineares, no qual define o comportamento não linear e inelástico do solo através de modelos viscoelásticos lineares tendo em conta a relação que quantifica a rigidez do solo e o amortecimento histerético em função da distorção. Este processo iterativo, segue o seguinte procedimento, apresentado em Santana, T. (2017) [38].

- a) inicialmente é estimado um valor da distorção para cada camada de solo e, com recurso aos ábacos que definem as curvas de degradação do modulo de distorção e do amortecimento, obtêm-se os valores correspondentes de $G/G_{máx}$ e ξ ;
- b) o período fundamental do solo é então calculado a partir da equação (2.9).

$$\frac{G}{G_{máx}} = \frac{V_s^2}{V_{s máx}^2} \rightarrow T_1 = \frac{4H}{V_s} \tag{2.9}$$

em que:

H espessura da camada de solo;

V_s velocidade de propagação das ondas de corte;

T_1 período fundamental do solo.

- c) em seguida é calculada a resposta sísmica da camada de solo, tendo em conta T_1 e ξ , obtendo-se uma aceleração sísmica de pico, A_1 .
- d) com esse novo valor de A_1 calcula-se um valor de $(\gamma_{méd})_{eq}$ a partir da equação (2.10).

$$(\gamma_{méd})_{eq} = 0.65 \bar{\phi}_1 \frac{H}{V_s^2} A_1 \quad \text{com} \quad \bar{\phi}_1 = 0.5057 \quad (2.10)$$

- e) Caso este novo valor de $(\gamma_{méd})_{eq}$ seja diferente do inicialmente estimado em a), o processo é repetido até haver a convergência da solução.

O programa pioneiro na adoção desta metodologia de análise linear equivalente foi o SHAKE, Schnabel et al. (1972) [40], seguindo-se o SHAKE91, Idriss & Sun (1992) [26] e o SHAKE04, Youngs (2004) [50], com versões modificadas do original.

3

Metodologia de análise de estruturas existentes

3.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentada a metodologia utilizada para a análise de estruturas existentes fundadas em solos brandos estratificados, tipo S1 segundo o EC8 [14]. Para exemplificar os passos da análise, é considerado um pórtico simples de betão armado. São considerados dois perfis de solo, um perfil de solo brando estratificado e outro de solo homogéneo.

Com este caso de estudo pretende-se aferir o método de análise e ter uma perceção inicial da influência que as diferentes condições de fundação têm sobre o comportamento do pórtico. A resposta dinâmica será obtida por meio de análise dinâmica linear por espectros de resposta.

Na avaliação sísmica de uma estrutura é preciso saber qual a ação sísmica a que esta irá estar sujeita, deste modo para quantificar essa ação é preciso ter em consideração as características de fundação. Para isso pode-se recorrer ao EC8 [14] que especifica espectros de resposta tendo em conta diversos fatores, sendo um deles o tipo de terreno. Mas no caso dos solos brandos estratificados, terreno tipo S1 do EC8 [14], este não apresenta nenhum espectro de resposta nem nenhuma forma de obter a ação sísmica. Deste modo é aplicada a metodologia apresentada por Estêvão et al. (2007) [11] que se baseia na utilização de espectros de resposta obtidos, à superfície, através da análise equivalente linear ao solo usando acelerogramas que estejam em conformidade com as normas impostas.

São definidos os dois perfis de solo e adotadas as curvas de comportamento apresentadas no subcapítulo 2.3.2. Na definição das propriedades das camadas dos solos recorre-se, normalmente, a ensaios de campo como o ensaio SPT (Standard Penetration Test) e/ou ao ensaio de penetração de cone (CPT), podendo ser realizados ensaios laboratoriais e estudos geofísicos de forma a complementar os ensaios de campo. Neste caso, tratando-se de uma análise académica, as propriedades foram baseadas na literatura e na experiência.

Os perfis de solo são sujeitos a uma ação sísmica, para qual são selecionados e ajustados acelerogramas retirados das bases de dados ESM [30] e NGA – West 2 [37] com o objetivo de obter os espectros de resposta à superfície, após a análise equivalente linear aos perfis de solo. Em seguida são utilizados esses espectros para a realização de uma análise modal por espectro de

resposta ao pórtico em que se pretende obter o valor de aceleração espectral no período fundamental, T_1 , do pórtico relativo a cada perfil de solo e um coeficiente de amplificação dos esforços, também relativo a cada perfil de solo.

A análise equivalente linear aos solos é realizada através do programa DeepSoil [24], apresentando-se neste capítulo o modelo que foi seguido, como foi feita a modelação e todas as opções tomadas nessa modelação.

Já para a análise da estrutura é utilizado o programa Seismostruct [45]. Por se tratar de um pórtico bastante simples serão só apresentados alguns pontos principais da modelação.

3.2 Pórtico em análise

Para este caso simples de estudo foi adotado o pórtico, apresentado em Estêvão et al. (2007) [11], que é ilustrado na Figura 3.1. Este pórtico é constituído por três pisos elevados com pilares e vigas em betão armado, C20/25, cujas dimensões são apresentadas na figura. Sendo que o intuito desta análise é perceber a influência das diversas variações das propriedades dos perfis de solo utilizados, e experimentar de uma forma simples a metodologia, a modelação do pórtico não será apresentada em pormenor,

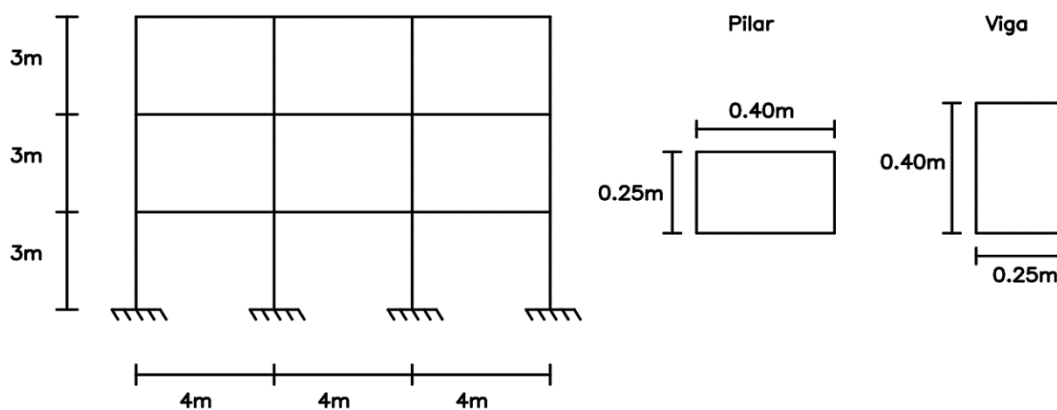


Figura 3.1 - Modelo da estrutura do pórtico com a representação da geometria e dimensões das vigas e pilares. Adaptado de [11].

Para a modelação e análise do pórtico foi utilizado o programa SeismoStruct [45]. A estrutura foi modelada colocando massas nos nós, de modo a simular o peso das paredes de alvenaria. Estas foram consideradas como sendo paredes duplas com tijolos 30x20x11. A única particularidade tomada nesta modelação foi que, visto a estrutura ser em 2D, foram bloqueados em todos os nós os deslocamentos e rotações fora do plano (deslocamentos em y e rotações em x e z). A Figura 3.2 representa o modelo do pórtico no SeismoStruct [45].

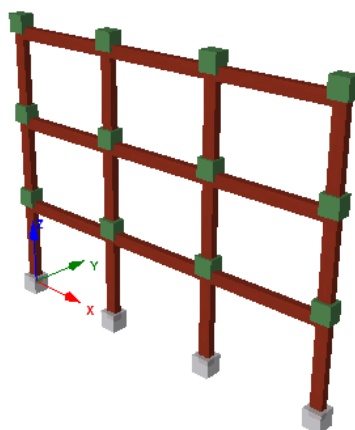


Figura 3.2 - Modelo modelado do pórtico no SeismoStruct [45]. A tons de vermelho as vigas e pilares, os "cubos" verdes representam as massas colocadas e os "cubos" cinzentos representam os encastramentos.

Foi realizado uma análise modal que permite a obtenção das propriedades dos diferentes modos de vibração. A Tabela 3.1 mostra os períodos de cada modo bem como a sua participação. Serão apenas apresentados os três primeiros modos pois a participação dos restantes é praticamente nula. Verifica-se que o pórtico apresenta um período fundamental, T_1 , de 0.379 s. Este valor será tido em conta na implementação da metodologia.

Tabela 3.1 - Modos do pórtico com o respetivo período, frequência e massa modal efetiva.

Modo	Período (seg.)	Frequência (Hz)	Massa modal efetiva (%)
1	0.379	5.196	86.12%
2	0.119	16.173	17.03%
3	0.070	26.864	2.84%

3.3 Metodologia adotada

A metodologia apresentada no presente capítulo permite a obtenção da resposta sísmica à superfície, englobando todos os tipos de solo como o caso dos solos brandos estratificados em que o EC8 [14] não prevê regras claras para o seu estudo.

Assim para aplicação da metodologia adotada é necessária a concretização dos seguintes passos, que serão aprofundados nos próximos subcapítulos. Estes passos apresentam-se esquematizados na Figura 3.3:

1. Escolha de acelerogramas obtidos em afloramentos rochosos;
2. Ajuste dos acelerogramas selecionados de forma a seguirem as restrições impostas pelo EC8 [14];
3. Escolha de perfis de solo que se enquadrem no caso que é estudado neste trabalho e adoção de curvas que permitam simular o comportamento das camadas de solo;
4. Análise dos perfis de solo com os acelerogramas ajustados no passo 2 atuando no afloramento rochoso;
5. Obtenção da resposta superficial para cada perfil de solo;
6. Análise modal por espectro de resposta da estrutura utilizando a resposta superficial obtida no passo anterior.

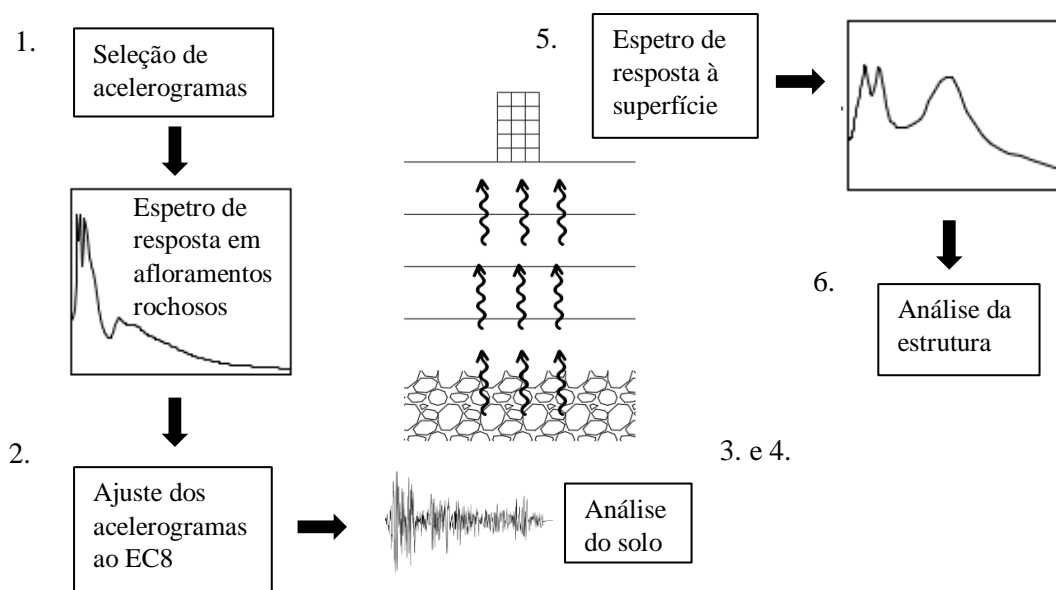


Figura 3.3 - Esquemática da metodologia apresentada. Adaptado de [11].

3.3.1 Definição da ação sísmica – Passos 1 e 2

Para a definição da ação sísmica da metodologia apresentada no ponto anterior é necessário começar por seleccionar acelerogramas obtidos em afloramentos rochosos que estejam de acordo, em termos de magnitude e distância ao epicentro, com o tipo de sismo se pretende, que neste caso foi o sismo tipo 2 do EC8 [14]. Para a análise dos perfis de solo, foram seleccionados 8 sismos. Cada registo sísmico tem três acelerogramas associados, dois horizontais e um vertical. Neste estudo apenas interessam os dois acelerogramas horizontais, deste modo, o número total de registos utilizados é de 16.

Para a escolha destes registos recorreu-se ao programa SeismoSelect [44] que permite filtrar os sismos existentes nas bases de dados com critérios definidos pelo utilizador. O programa tem acesso a três bases de dados:

- (i) Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), NGA-West 2;
- (ii) Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), NGA-East,
- (iii) ESM - Engineering Strong-Motion.

As duas primeiras (i) e (ii) fornecem registos sísmicos da zona do pacífico, já a base de dados (iii) fornece registos sísmicos da zona da Europa mediterrânea e médio Oriente. Seleccionada a base de dados pretendida (neste caso apenas se utilizou a i) e iii)), para que se possa obter os registos sísmicos é necessário inserir os critérios de filtragem.

Para este estudo foram adotados os seguintes critérios de escolha:

- Uma distância, relativa ao epicentro, inferior a 40km;
- Magnitudes compreendidas entre 5.7 e 6.5;
- Registos obtidos em afloramentos rochosos (V_s elevados, $>800\text{m/s}$).

Na Figura 3.4 pode-se observar o input dos critérios utilizados, com a obtenção de 5 registos sísmicos que cumprem esses critérios. Aqui também é possível ver o espectro de resposta correspondente a um desses registos.

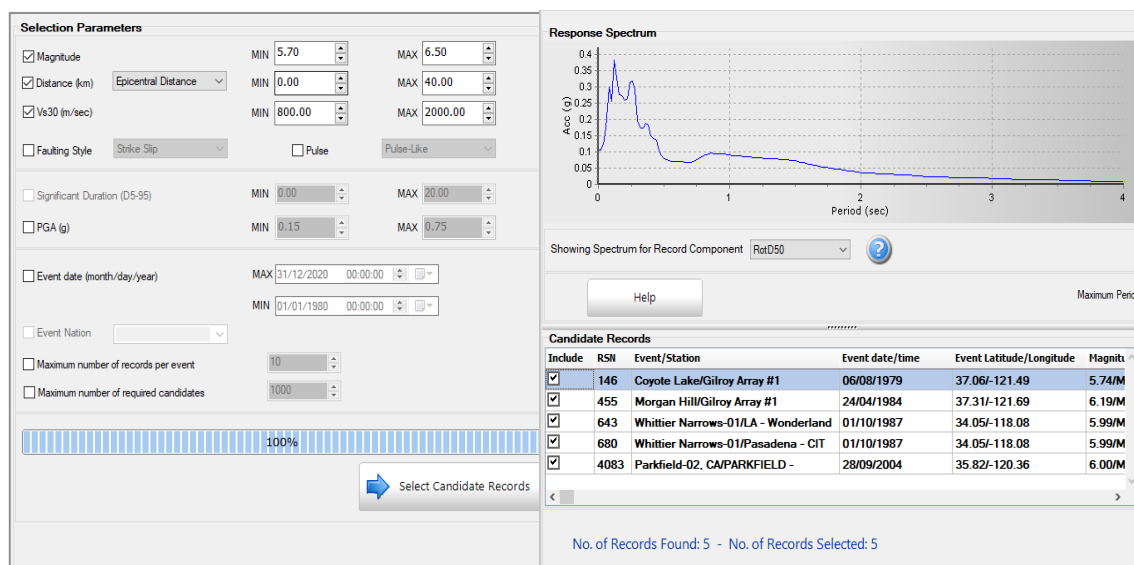


Figura 3.4 - Interface do programa Seisoselect [44] – Filtragem dos registos sísmicos, com os critérios enunciados, a partir da base de dados Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), NGA – West 2.

Os sismos escolhidos para este estudo são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Sismos seleccionados.

Sismo	Local do Registo	Magnitude	Distância ao Epicentro (km)	Base de dados
Ditiki Attiki 1999, Grécia	Evelpidon, Athina	5.90	19.70	ESM
Kartepe 1999, Turquia	Izmit	5.80	13.80	ESM
Umbria 2016, Itália	Leonessa	6.50	32.60	ESM
Coyote Lake 1979, EUA	Gilroy Array	5.74	12.57	NGA-West 2
Morgan Hill 1984, EUA	Gilroy Array	6.19	38.63	NGA-West 2
Parkfield 2004, EUA	Parkfield-Turkey flat	6.00	6.82	NGA-West 2
Whittier Narrows 1987, Los Angeles	Wonderland	5.99	28.48	NGA-West 2
Whittier Narrows 1987, Pasadena	CIT Kresge Lab	5.99	13.85	NGA-West 2

Em seguida é necessário proceder ao ajuste dos espectros de resposta dos sismos para que estejam em conformidade com as restrições impostas pelo EC8, parte 1 [14], secção 3.2.3.1.3:

- Utilização de um mínimo de três acelerogramas;
- A média dos valores da resposta espectral de aceleração com período nulo não deve ser inferior ao valor de $a_{g,S}$ para o local em que a estrutura estará inserida;
- Para períodos compreendidos entre $0,2T_1$ e $2T_1$ nenhum valor do espectro de resposta elástico médio com 5 % de amortecimento deverá ser inferior a 90 % do valor correspondente do espectro de resposta elástico com 5 % de amortecimento.

Os 8 registos seleccionados da Tabela 3.2 foram ajustados de acordo com um espectro de resposta objetivo definido com recurso ao programa SeismoMatch [43] que segue a metodologia de Abrahamson (1992) [1] e Hancock et al. (2006) [23].

Primeiramente são inseridos os 16 acelerogramas a ajustar e é definido o espectro de resposta objetivo. Este corresponde ao espectro para sismos do tipo 2 e para terreno do tipo A, do EC8 [13]. Em relação à classe de importância da estrutura foi escolhida a classe em que estão inseridos os edifícios correntes (classe II do EC8 [14]) e utilizou-se a aceleração correspondente à zona sísmica 2.3. O espectro objetivo tem as seguintes propriedades, de acordo com Anexo Nacional do EC8 [14]: $\eta=1$, $S=1$, $\beta_0=0.05$, $T_B=0.1$ sec, $T_C=0.25$ sec, $T_D=2$ sec e $a_{gR}=1.7$ m/s². Na Figura 3.5 é apresentado a definição do espectro de resposta objetivo no programa.

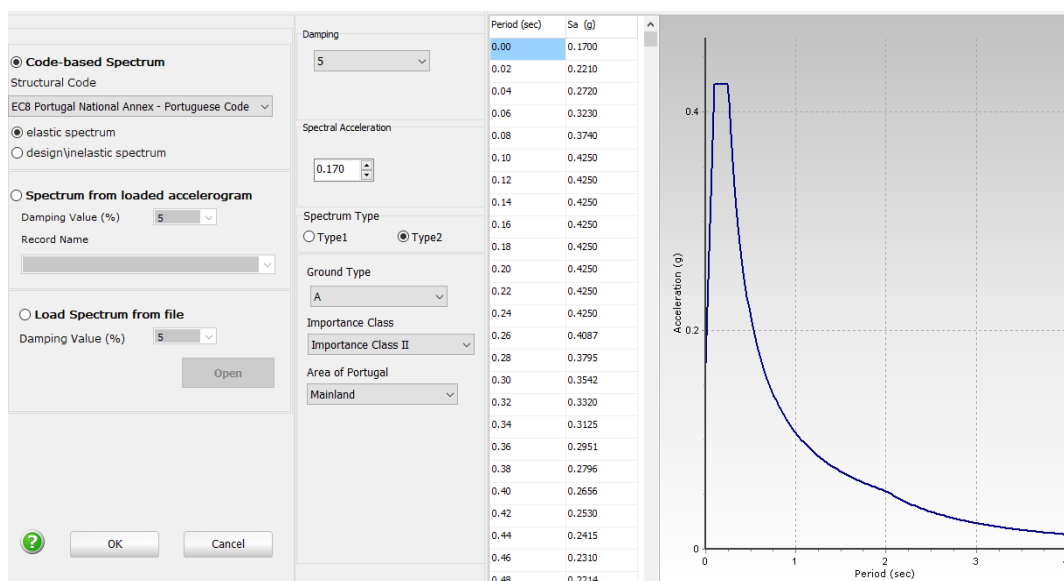


Figura 3.5 - Definição do espectro de resposta objetivo no SeismoMatch [43]

A tolerância máxima (erro máximo) utilizada foi de 0.3, que é o limite da versão académica, um fator de escala igual a 1 e o ajuste foi feito para períodos entre 0.05 s e 2 s, por se enquadrar no intervalo de $0,2T_1$ e $2T_1$, em que T_1 corresponde ao período fundamental das estruturas que iram ser estudadas. Após o ajuste dos espectros de resposta dos acelerogramas, o erro médio obtido foi de 4.70 % em relação ao espectro de resposta objetivo.

Na Figura 3.6 pode-se observar a interface do programa, em que é possível ver os 16 acelerogramas (dois em cada direção de cada registo sísmico) utilizados, o espectro de resposta objetivo utilizado e os registos originais e os que resultaram do ajuste, da aceleração em função do tempo, de todos os acelerogramas.

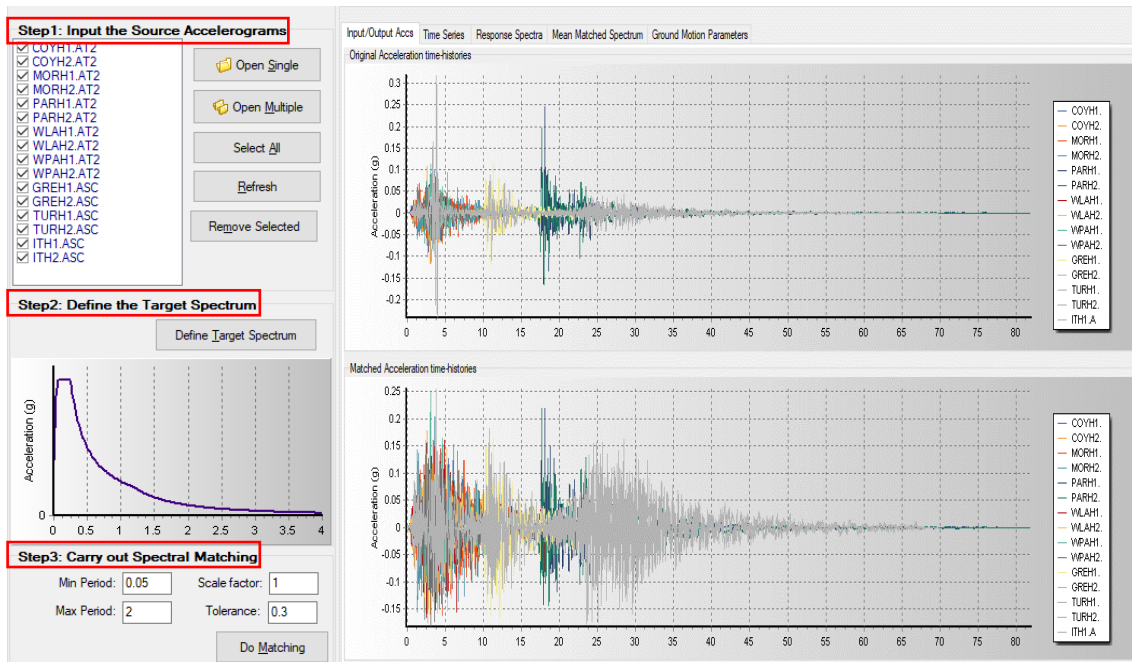


Figura 3.6 - Interface do programa SeismoMatch [43] – Ajuste dos 16 acelerogramas selecionados ao espectro de resposta objetivo

Os espectros de resposta correspondentes aos acelerogramas ajustados encontram-se representados na Figura 3.7

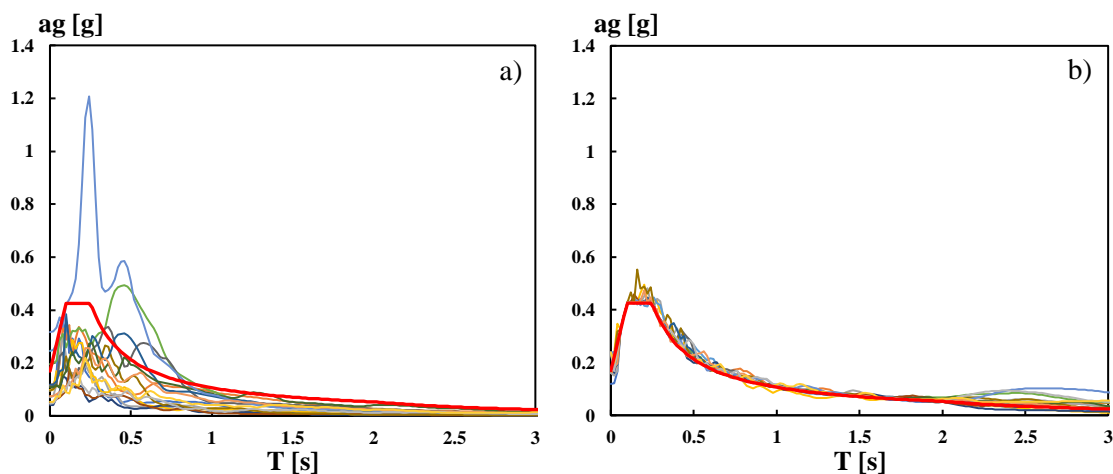


Figura 3.7 - Espectros de resposta iniciais, a), e ajustados, b), e a encarnado o espectro do EC8 [14].

3.3.2 Perfis de solo – Passo 3

Para este caso foram utilizados os dois perfis de solos ilustrados na Figura 3.8. Estes estão enquadrados com a informação estipulada pelo EC8 [14] para terrenos do tipo D (Perfil 1), solos não coesivos com V_s inferior a 180 m/s e terrenos do tipo S_1 , que contém um estrato com pelo menos 10m de argilas com um elevado IP (>40 %). É necessário salientar que sendo o foco de estudo deste trabalho os solos classificados por S_1 optou-se por escolher outro, do tipo D, que

serve como base de comparação do estudo. Ambos os perfis têm 20 m, tornando assim a camada de areia do perfil 2 com a mesma altura da camada de argila.

Para uma completa definição do solo, é necessário saber as propriedades de cada estrado, como o peso volúmico, as velocidades das ondas de corte (V_s) e, para o caso específico do tipo de solo S1, o índice de plasticidade (IP). Tratando-se de uma análise académica os restantes valores das propriedades das camadas foram baseados na literatura e por experiência.

Por fim, para efeitos de modelação do comportamento do solo foram adotadas as curvas de Seed & Idriss (1970) [41], para as areias, e a curvas de Vucetic & Dobry (1991) [47], para as argilas, apresentadas no subcapítulo 2.3.2.

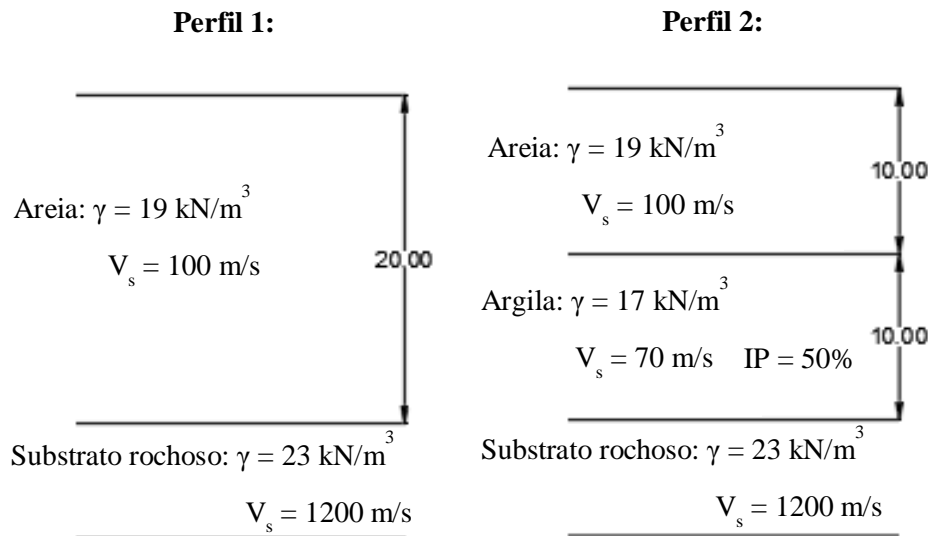


Figura 3.8- Esquema representativo dos perfis que vão ser analisados e as respetivas propriedades de cada camada

Para além dos perfis utilizados, e de modo a entender a influência na resposta superficial das diversas propriedades que estes solos apresentam, foram feitas variações dos valores das propriedades dos materiais que compõem as diversas camadas. Estas variações foram feitas de modo a que as diversas propriedades se mantivessem sempre dentro dos limites estipulados no EC8 [14].

Essas variações são as seguintes:

- Perfil 1b: aumento da V_s da areia de 100 m/s para 120 m/s;
- Perfil 1c: diminuição do γ da areia para 17 kN/m^3 ;
- Perfil 2b: aumento do IP da argila de 50 % para 60 %;
- Perfil 2c: aumento da V_s da areia para 120 m/s e da argila para 80 m/s;
- Perfil 2d: aumento da V_s da areia para 120 m/s e da argila para 80 m/s aumento de IP para 60 %;
- Perfil 2e: aumento da V_s da argila para 80 m/s.

3.3.3 Obtenção dos espectros de resposta finais de cada perfil – Passo 4 e 5

Para a análise da coluna de solo foi utilizado o programa DeepSoil [24] que foi desenvolvido pela Universidade de Illinois em Urbana-Champaign. Este software, de acesso gratuito, permite realizar análises lineares, lineares equivalentes e não lineares a colunas de solo (1D).

O programa DeepSoil [24] permite realizar diversos tipos de análises. Cada tipo é definido, principalmente, pelo método da análise linear, equivalente linear ou não linear, pelo tipo de domínio em que se pretende obter a solução, domínio no tempo ou da frequência, e pela forma com que se definem os modelos de solo. Estes podem ser definidos utilizando um modelo GQ/H (General Quadratic/Hyperbolic), por pontos discretos, pelo utilizador (UMAT), pelo modelo Yee et al.(2013) [49] e pelo modelo hiperbólico de Konder & Zelasko (1963) [26]. Neste caso foi feita uma análise linear equivalente no domínio da frequência em que os modelos dos solos são definidos por um conjunto de pontos discretos. O método de análise linear equivalente que o DeepSoil [24] utiliza é o método utilizado no programa SHAKE, Schnabel et al. (1972) [40] que foi descrito no subcapítulo 2.3.2.

Para definir um solo no programa DeepSoil é necessário especificar a sua espessura (m), o seu peso volúmico (kN/m^3), a velocidade das ondas de corte (m/s), a tensão vertical efetiva (kPa), sendo que este último é calculado automaticamente pelo programa, e, dependendo do tipo de solo, especificar o modelo que o define e as suas respetivas propriedades adicionais (e.g.: para o caso do modelo que define as argilas, Vucetic & Dobry (1991) [47] é necessário especificar o índice de plasticidade, sendo essa a razão de utilização desse modelo). Todos estes inputs necessários para a modelação dos perfis encontram-se na descrição do passo 3.

O substrato rochoso pode ser escolhido como sendo um meio rígido ou um meio elástico. Como todos os registos utilizados foram gravados à superfície foi definido como um meio elástico sendo necessário especificar o seu peso volúmico (kN/m^3), a velocidade das ondas de corte (m/s) e o amortecimento (%), que tem um efeito negligenciável na análise, sendo só usado para a obtenção da função de transferência do substrato rochoso.

Na Figura 3.9 pode-se ver um exemplo da modelação do perfil de solo homogéneo com o programa Deepsoil [24]. O solo foi dividido em camadas com espessura de 1 m para que, caso necessário, se pudesse obter as propriedades dos diversos pontos em profundidade. À direita é possível observar as curvas de Seed & Idriss (1970) [41] que simulam o comportamento das areias.

Soil Profile Definition

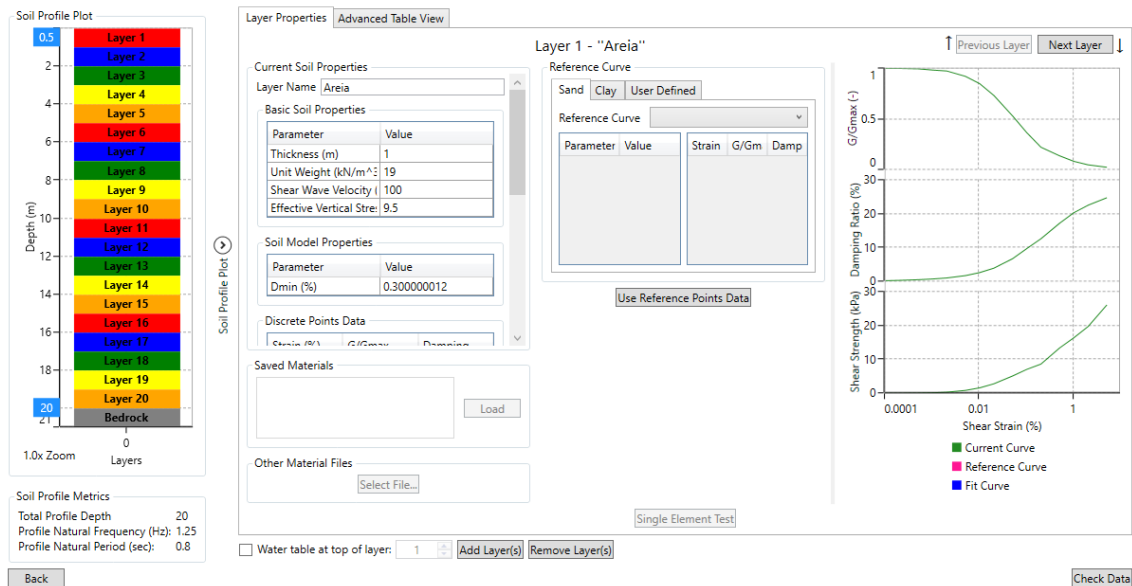


Figura 3.9 - Interface da modelação do perfil 1 do programa DeepSoil [24]

A ação sísmica usada para a análise dos perfis de solo são os acelerogramas ajustados no passo 2, subcapítulo 3.3.1 representados na Figura 3.7 b). Na Figura 3.10 , apresenta-se, a título de exemplo, a seleção do acelerograma do sismo de Coyote Lake 1979. No meio e lendo de cima para baixo na mesma figura, é apresentado, em função do tempo, o gráfico de aceleração, velocidade, deslocamento, intensidade de Arias e intensidade de Housner. À direita e lendo de cima para baixo, são apresentados, em função do período e da frequência, o gráfico da amplitude de Fourier e a aceleração espectral.

Input Motion Selection

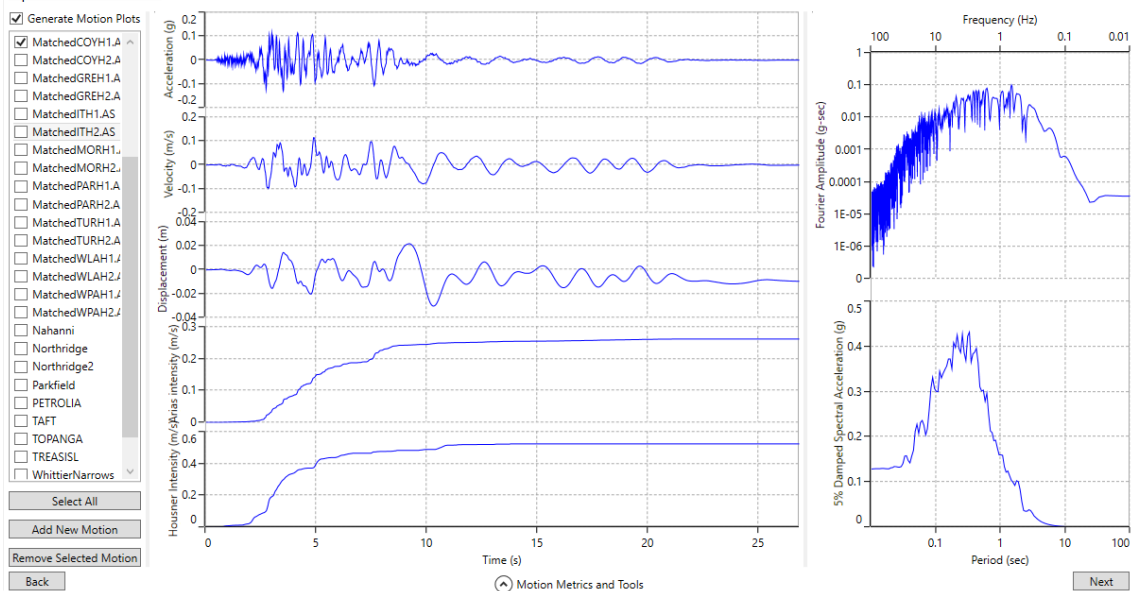


Figura 3.10 - Interface do input da ação sísmica do programa Deepsoil [24], onde mostra a seleção do acelerograma do sismo de Coyote Lake 1979.

As definições de controlo da análise são apresentadas na Figura 3.11. Visto que a análise é no domínio da frequência só as opções à esquerda é que interessem neste trabalho. Aqui foram utilizadas todas as opções que são recomendadas pelo programa e em relação ao número de iterações escolhido, 15, este revelou ser o suficiente para haver convergência da solução.

Analysis Control Definition

Frequency Domain Number of iterations: 15 Effective Shear Strain Definition $SSR = \frac{M-1}{10}$ Effective Shear Strain Ratio (SSR): 0.65 Complex Shear Modulus Formulation <input checked="" type="radio"/> Frequency Independent (Recommended) $G^* = G(1 + 2i\xi)$ <input type="radio"/> Frequency Dependent (Use with Caution) $G^* = G(1 - 2i\xi^2 + 2i\xi\sqrt{1 - \xi^2})$ <input type="radio"/> Simplified $G^* = G(1 - i\xi^2 + 2i\xi)$	Time Domain Step Control <input checked="" type="radio"/> Flexible <input type="radio"/> Fixed Maximum Strain Increment (%): 0 Number of Sub-increments: 1 Integration Scheme <input checked="" type="radio"/> Implicit: Newmark Beta Method ($\beta=0.25, \gamma=0.5$) <input type="radio"/> Explicit: Heun's Method ($P(EC)^nE$) Time-history Interpolation Method <input checked="" type="radio"/> Linear in time domain <input type="radio"/> Zero-padded in frequency-domain
--	--

Figura 3.11 - Escolha das definições de controlo da análise com o programa DeepSoil [24].

Por fim, procedeu-se à realização das análises lineares equivalentes a cada perfil e para cada acelerograma e obtiveram-se os espectros de resposta à superfície. Deste modo será possível perceber qual será a influência de cada perfil no espectro de resposta ajustado. Sendo que se utilizou ao todo 16 acelerogramas, foram obtidos 16 espectros de resposta para cada perfil. Os dados desses 16 espectros de resposta obtidos, para cada perfil, foram exportados para excel de modo a obter o espectro de resposta médio de cada perfil. Na Figura 3.12 é apresentado o exemplo da obtenção do espectro de resposta médio para o perfil 1, em que se pode ver os 16 espectros de resposta obtidos, à superfície, e a encarnado o espectro de resposta médio para esse perfil. O espectro de resposta médio é obtido através da média das acelerações espectrais para o correspondente período.

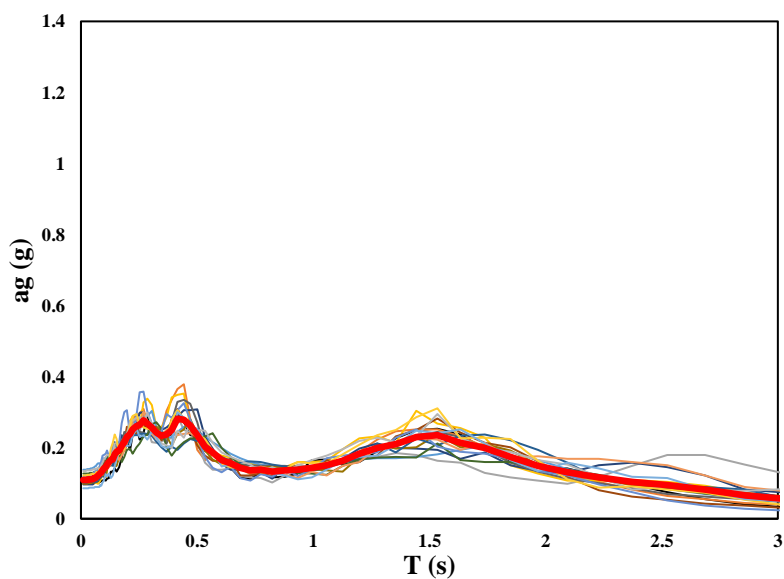


Figura 3.12 - Exemplo de obtenção do espectro de resposta médio (a encarnado) para o Perfil 1.

Na Figura 3.13 são apresentados os espectros de resposta médios, do conjunto dos 16 acelerogramas, obtidos à superfície de cada perfil. É de notar que o espectro denominado de referência [A], a vermelho na figura, representa o espectro médio, não filtrado, dos acelerogramas que atua no substrato rochoso (terreno do tipo A do EC8 [14]).

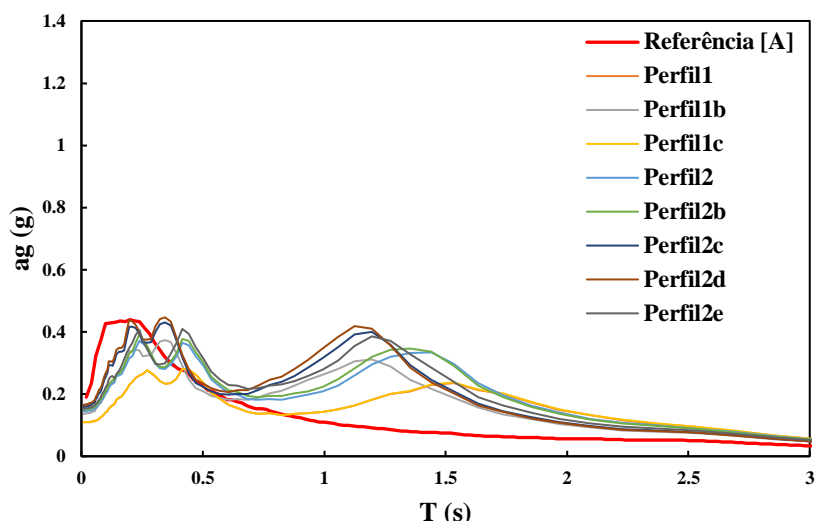


Figura 3.13 - Representação dos espectros de resposta médios filtrados pelos diversos perfis, com a comparação ao espectro médio original (espectro de referência [A]).

Analisando os espectros obtidos é possível verificar que, apesar dos tipos de solo S1 (perfil 2 e suas derivações) traduzirem maiores acelerações espectrais que o tipo de solo D (perfil 1 e suas derivações), ambos os tipos de perfis atenuam as acelerações espectrais para períodos baixos. Já a partir do período, de cerca, de 0.8 s há uma grande amplificação dos espectros de respostas.

Esta grande amplificação deve-se ao que foi explicado no subcapítulo 2.3.1. Nota-se que a partir do dito período de 0.8 s os períodos das vibrações sísmicas começam-se a aproximar do período dos solos, que é de 0.8 s para o perfil 1 e 0.9 s para o perfil 2, iniciando então a ressonância das ondas sísmicas que, por sua vez, se traduzem nos efeitos de amplificação observados. Para melhor percepção desta amplificação é possível ver esta semelhança na Figura 3.14, em que é apresentada os espectros de resposta filtrados do perfil 1 e 2, e o espectro de resposta referente ao solo tipo A (de acordo com o EC8 [14]) e comparados à Figura 2.4, do subcapítulo 2.3.1. É necessário salientar que esta comparação apenas serve para se observar a semelhança da amplificação dos espectros de resposta por parte dos solos brandos, dos resultados obtidos no presente capítulo com o que foi explicado no subcapítulo 2.3.1.

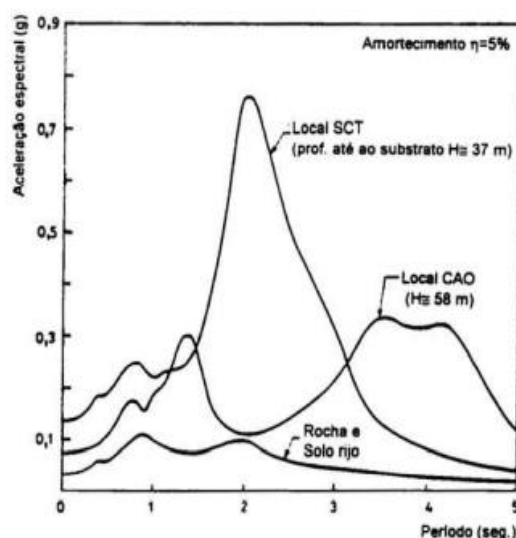
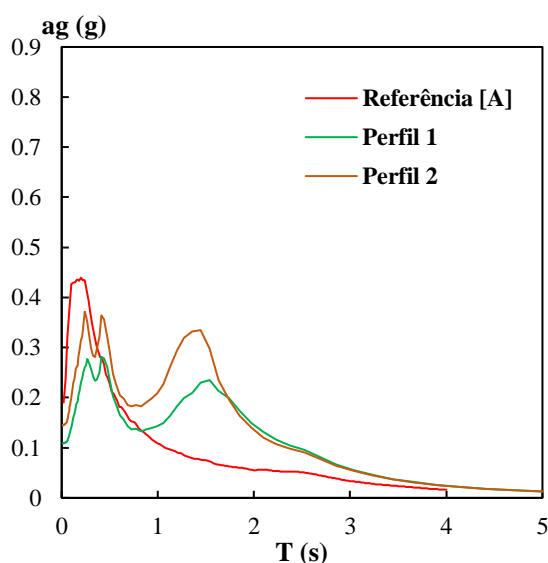


Figura 3.14 - Comparação dos espectros de resposta filtrados pelo Perfil 1, e 2 e o espectro de resposta referente ao solo tipo A (de acordo com o Eurocódigo 8 [14]) com os espectros de resposta obtidos pelas estações SCT e CAO (situadas em zonas de leitos argilosos), do sismo de México de 1985.

Por último comparou-se o registo das acelerações máximas obtidas à superfície entre os registos sísmicos filtrados pelos perfis de solo e os não filtrados, (Referência [A]). Com esta comparação pretende-se perceber se as acelerações máximas à superfície também são amplificadas como no caso anterior das acelerações espectrais. Essa comparação é apresentada na Tabela 3.3, em que marcações com pontos verdes (•) indica que a aceleração é atenuada e marcações com pontos vermelhos (•) indica a amplificação da aceleração.

Tabela 3.3 - Acelerações máximas à superfície de cada perfil.

Acelerogramas (duas direções)	Referência [A]	Aceleração à superfície (m/s ²)							
		Perfil 1	Perfil 1b	Perfil 1c	Perfil 2	Perfil 2b	Perfil 2c	Perfil 2d	
Ditiki Attiki 1999, Grécia	H1	1.79	• 1.02	• 1.35	• 1.02	• 1.40	• 1.47	• 1.43	• 1.49
	H2	1.81	• 1.02	• 1.22	• 1.02	• 1.42	• 1.48	• 1.47	• 1.52
Kartepe 1999, Turquia	H1	2.26	• 1.02	• 1.72	• 1.01	• 1.64	• 1.73	• 2.07	• 2.17
	H2	1.78	• 1.27	• 1.29	• 1.27	• 1.50	• 1.51	• 1.54	• 1.49
Umbria 2016, Itália	H1	1.63	• 0.96	• 1.23	• 0.96	• 1.42	• 1.47	• 1.40	• 1.52
	H2	1.86	• 1.35	• 1.58	• 1.35	• 1.72	• 1.78	• 1.79	• 1.85
Coyote Lake 1979, EUA	H1	1.18	• 1.01	• 1.05	• 1.01	• 1.21	• 1.24	• 1.20	• 1.26
	H2	1.61	• 0.98	• 1.30	• 0.99	• 1.39	• 1.43	• 1.57	• 1.64
Morgan Hill 1984, EUA	H1	1.46	• 0.98	• 1.19	• 0.98	• 1.26	• 1.25	• 1.5	• 1.62
	H2	2.28	• 1.19	• 1.66	• 1.19	• 1.53	• 1.58	• 1.81	• 1.85
Parkfield 2004, EUA	H1	2.38	• 1.38	• 1.52	• 1.38	• 1.82	• 1.88	• 1.82	• 1.88
	H2	2.09	• 1.05	• 1.52	• 1.05	• 1.48	• 1.53	• 1.63	• 1.72
Whittier Narrows 1987, Los Angeles	H1	1.52	• 1.07	• 1.30	• 1.07	• 1.42	• 1.46	• 1.44	• 1.52
	H2	1.72	• 1.22	• 1.41	• 1.22	• 1.57	• 1.63	• 1.53	• 1.51
Whittier Narrows 1987, Pasadena	H1	2.09	• 1.03	• 1.09	• 1.03	• 1.23	• 1.38	• 1.46	• 1.54
	H2	2.00	• 0.86	• 1.46	• 0.86	• 1.12	• 1.17	• 1.80	• 1.92

Como se pode observar quase todos os perfis atenuam as acelerações superficiais máximas, não mostrando ser significativo para este estudo, já em relação aos espectros de resposta verificou-se a amplificação das acelerações espectrais. Assim na avaliação da estrutura serão apenas utilizados os espectros de resposta obtidos na análise dos perfis de solo, Figura 3.13.

3.3.4 Análise do pórtico – Passo 6

Primeiramente foi situado o período fundamental do pórtico, $T_1 = 0.379$ s, nos espectros de resposta obtidos, resultando a Figura 3.15. Pela análise da figura pode-se já constatar que é esperado que ocorra amplificação, na generalidade dos perfis, das acelerações espectrais para o período fundamental.

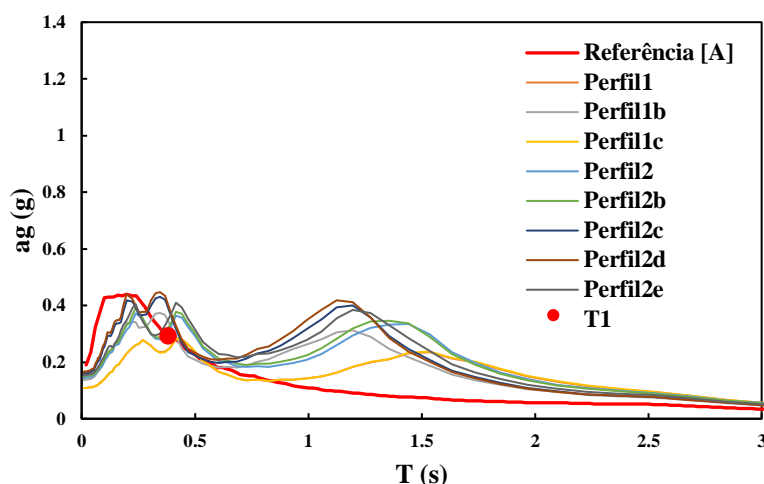


Figura 3.15 - Espectros de resposta médios filtrados pelos diversos perfis, com a comparação ao espectro médio original (espectro de controlo).

Visto o primeiro modo domina o comportamento do pórtico pois tem uma participação de 86 %, apresentado na Tabela 3.1, na análise deste pórtico simples começou-se por verificar os valores de aceleração espectral correspondentes ao período fundamental do pórtico. Assim, para o caso específico do pórtico em questão que tem um período fundamental de 0.379 s, os valores da aceleração espectral são os que estão apresentados na seguinte tabela.

Tabela 3.4 - Comparação das acelerações espectrais no período fundamental (T_1) do pórtico obtidas com a de o espectro de controlo.

Referência [A]	Aceleração espectral (g)							
	Perfil 1	Perfil 1b	Perfil 1c	Perfil 2	Perfil 2b	Perfil 2c	Perfil 2d	Perfil 2e
0.293	0.244	0.348	0.243	0.31	0.319	0.394	0.405	0.348

Como se pode verificar o perfil 1 e a derivação 1c atenuam o valor de aceleração espectral para o respetivo período fundamental, T_1 , do pórtico, mostrando que a variação do peso volúmico não tem uma grande influência. Já a variação da velocidade das ondas de corte da areia, variação 1b, amplificou bastante a aceleração espectral. No caso do perfil 2 (solos do tipo S1) e todas as suas derivações provocaram uma amplificação da aceleração no período T_1 .

Dado a predominância do primeiro modo é esperado que esta amplificação/atenuação dos valores de aceleração espectral para o período T_1 se façam refletir nos resultados obtidos da análise.

Após isto foi realizado um conjunto de 9 análises ao pórtico utilizando o Seismostruct [45], a partir dos 8 espectros de resposta filtrados pelos perfis e a partir do espectro de resposta denominado referência [A]. Para averiguar se existiu uma amplificação dos esforços induzidos pelo sismo à estrutura foram comparados os momentos dos pilares, ao nível de cada piso, que os espectros de resposta filtrados geraram com os momentos induzidos pelo espectro de resposta de referência [A]. Essa comparação é traduzida pelo fator de amplificação que é apresentado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Fatores de amplificação dos momentos fletores dos pilares, ao nível de cada piso, dos espectros de resposta filtrados por cada perfil em comparação ao espectro de resposta de controlo.

	Solo homogéneo de areia			Solo brando estratificado				
	Perfil 1	Perfil 1b	Perfil 1c	Perfil 2	Perfil 2b	Perfil 2c	Perfil 2d	Perfil 2e
Piso 1	0.83	1.19	0.83	1.05	1.08	1.35	1.39	1.19
Piso 2	0.83	1.19	0.83	1.05	1.08	1.35	1.39	1.19
Piso 3	0.78	1.12	0.77	0.99	1.02	1.27	1.31	1.11

Como se pode ver os perfis cujo as acelerações espectrais, no período fundamental, foram amplificadas os momentos são maiores, o que era de esperar.

Em relação ao tipo de perfil verifica-se que o perfil 2, solos brandos estratificados, e as suas derivações, como foi dito anteriormente, são os que mais influenciam na amplificação no sinal do sismo. Verificou-se também uma diferença significativa ao aumentar as velocidades das ondas de corte (V_s) e o índice de plasticidade (IP). Este último que é um fator essencial no tipo de solo S1 visto que estes tipos de solos têm valores de V_s baixos. Evidencia-se que existe uma grande importância em saber o período fundamental da estrutura já que a amplificação dos espectros de resposta não é igual, existindo zonas de períodos que podem ser consideradas problemáticas.

4

Caso de estudo

4.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado o caso de estudo escolhido para estudar o comportamento sísmico por aplicação da metodologia descrita no capítulo 3.

O edifício em análise é um edifício habitacional existente composto por 9 pisos em betão armado, situado em Lisboa e fundado em solos estratificados. Foi criado um modelo 3D do edifício em estudo recorrendo ao programa Seismostruct [42].

Neste capítulo será, também, feita uma breve introdução ao programa e às suas funcionalidades, será explicado todo o processo da modelação como também as principais opções tomadas ao longo desse processo e serão descritos os tipos de análises que se realizaram à estrutura.

4.2 Caso de estudo

O caso de estudo trata-se de um edifício de habitação situado em Lisboa, Parque das Nações construído no ano de 2002. Este é constituído por uma estrutura de betão armado com um total de 9 pisos, em que dois são em cave. Todos os pisos apresentam características semelhantes à exceção do último piso e do piso da cobertura.

A superestrutura de betão armado é constituída por pilares, vigas, lajes, paredes resistentes (núcleo de elevadores e núcleo de escadas) e paredes de contenção. As lajes têm uma espessura de 0.22 m e são apoiadas nas vigas, sendo a estrutura composta por vigas de bordo em toda a sua envolvente, e em casos específicos são apoiadas em pilares e paredes resistentes. O edifício tem uma área de implantação 546 m² (21 x 26 m) e apresenta vãos com dimensões situadas entre 3m e 7 m. Por fim, nos pisos em cave são compostos por paredes de contenção em betão armado em toda a sua envolvente. Na Figura 4.1 é apresentada uma planta de um piso tipo da estrutura.

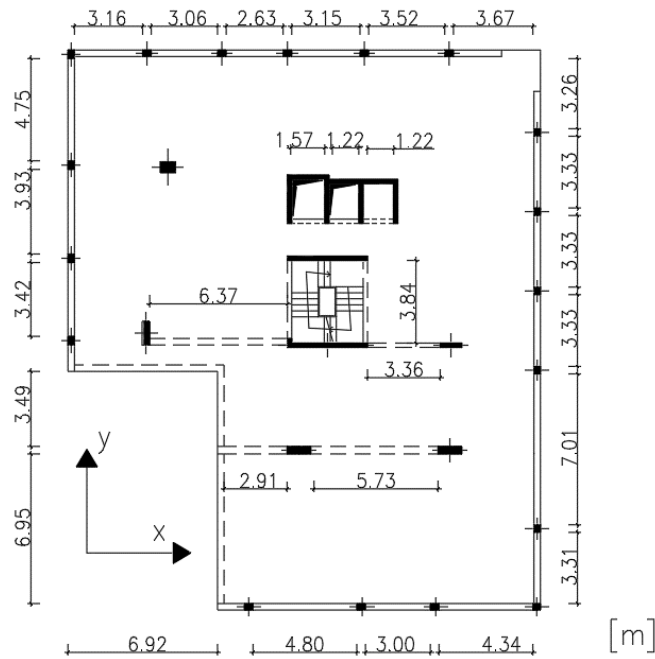


Figura 4.1 - Planta do piso tipo da estrutura.

Os materiais utilizados para os elementos de betão armado foram o betão C25/30 e o aço A500 NR, com as propriedades apresentadas na Tabela 4.1 e na Tabela 4.2, respetivamente.

Tabela 4.1 - Propriedades do betão

	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	E_{cm}
C25/30	25 MPa	16.7 MPa	2.6 MPa	30 GPa

Tabela 4.2 - Propriedades do aço

	f_{yd}	ϵ_{yd}
A500	435 MPa	$2.18 \cdot 10^{-3}$

4.3 Hipóteses de cálculo

4.3.1 Não linearidade física dos materiais

De modo a ter em conta a não linearidade física dos materiais representando, assim, a propagação dessa inelasticidade dos materiais ao longo dos elementos e das suas, respetivas, secções o Seismostruct usa um modelo de plasticidade distribuída em que cada secção é dividida em fibras.

Este modelo de fibras, apresentado na Figura 4.2 permite representar o comportamento de cada secção, sendo que cada fibra está associada a um estado de tensão e deformação uniaxial e para se obter o estado de tensão e deformação do elemento viga-coluna são realizadas integrações da resposta não linear uniaxial das tensões e deformações de cada uma dessas fibras a que essa secção se encontra dividida.

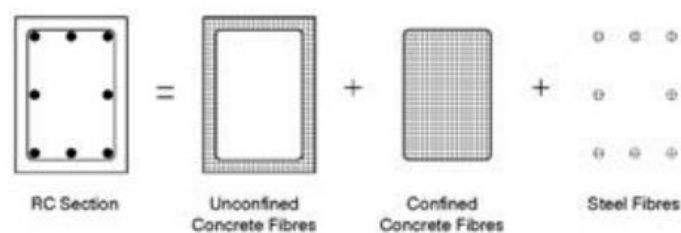


Figura 4.2 – Modelo de fibras usado. - Retirado de Seismostruct [45]

4.4 Modelação do caso de estudo

4.4.1 Materiais

Primeiramente na modelação de uma estrutura no Seismostruct [45] é necessário definir quais são os materiais que irão ser usados.

O programa tem, ao todo, vinte tipos de materiais que se podem utilizar. Para o betão C25/30 é utilizado o modelo não linear de Mander et al. (1988) [32] e para o aço A500 é utilizado o modelo de Menegotto-Pinto (1973) [35].

4.4.1.1 Betão - Modelo não linear

O modelo não linear de Mander et al. (1988) [32] é um modelo uniaxial não linear com confinamento constante, em que inicialmente foi programado por Madas (1993) [31], que segue a relação constitutiva proposta por Mander et al. (1988) [32] e as regras cíclicas propostas por Martinez-Rueda & Elnashai (1997) [33].

Para definir este modelo o utilizador pode escolher entre os vários tipos de betão que o Seismostruct dispõe ou então pode criar um material introduzindo os valores dos parâmetros necessários:

- Tensão de resistência à compressão – f_c
- Tensão de resistência à tração – f_t
- Módulo de elasticidade – E_c
- Deformação correspondente à tensão máxima – ϵ_c
- Peso volúmico

Aqui, como referido anteriormente, foi escolhido o betão C25/30 que já se encontra definido no programa.

4.4.1.2 Aço

O modelo Menegotto-Pinto é um modelo uniaxial para o aço em que inicialmente foi desenvolvido por Yassin (1994) [48], baseado numa relação de tensão e deformação proposta por Menegotto, Pinto (1973) [35] e considerando a influência isotrópica do endurecimento proposto por Filippou et al. (1983) [21]. Para que haja uma maior precisão numérica foi introduzido ao programa uma regra de “memória” do aço desenvolvida por Fragiadakis et al. (2008) [22], esta regra de “memória” tem em conta o processo em que um material é submetido a um estado de tensão, sendo depois retirado esse estado de tensão e, por fim, sendo submetido novamente a um estado de tensão.

Para definir este modelo do aço o utilizador pode escolher entre os vários tipos de aço que se encontram definidos, por defeito, no programa ou então pode criar um material introduzindo os valores dos parâmetros necessários à sua completa definição:

- Módulo de elasticidade – E_s
- Tensão de cedência do aço – f_y
- Parâmetro de endurecimento por deformação – μ
- Parâmetro de forma da curva de transição inicial – R_0
- Coeficientes de calibração da forma da curva de transição – A_1 e A_2
- Coeficientes de calibração do endurecimento isotrópico – A_3 e A_4
- Peso volúmico

Para o aço utilizado nesta modelação escolheu-se o modelo já definido para o A500.

4.4.2 Secções

O Seismostruct [45] dispõe ao utilizador diversas secções, estas variam entre secções de um só tipo material, secções de betão armado e secções mistas, sendo um exemplo uma secção que utiliza betão armado com perfis de aço. Dado que o caso em estudo é um edifício em betão armado todas as secções utilizadas são referentes a secções de betão armado. Com esta grande possibilidade de escolha é possível criar um número bastante extenso de secções, variando as suas diversas dimensões, os tipos de materiais e a quantidade e disposição das armaduras.

Para a definição das secções é necessário especificar os materiais que as definem, betão e aço, as suas dimensões, o respetivo recobrimento, as armaduras longitudinais e as armaduras transversais. Estes são os critérios que todas as secções têm em comum, sendo que algumas têm particularidades que serão explicadas de seguida.

A modelação da estrutura a ser estudada requereu a utilização de cinco diferentes tipos de secção.

- **Secção retangular e retangular assimétrica em betão armado – rcrs e rcars;**

A secção retangular, ilustrada na Figura 4.3, foi utilizada para a definição de todos os pilares. A definição das armaduras longitudinais desta secção é feita de uma forma simétrica, sendo que o número, a disposição e o tipo de varões de uma face são os mesmos na face oposta.

A secção retangular assimétrica é igual à anterior, mas esta permite definir as armaduras longitudinais de forma assimétrica, isto é, permite que o número, a disposição e o tipo dos varões utilizados sejam diferentes entre a face superior da secção e a face inferior da secção.

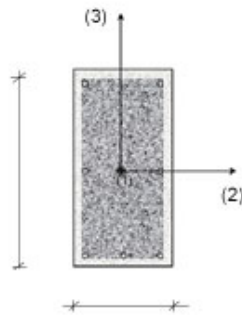


Figura 4.3 – Secção retangular - Retirado de Seismostruct [45]

- **Secção em L de betão armado– rclcs;**

Para definir vigas foi usada a secção rclcs, neste caso com um formato em “L”. Como se pode observar pela Figura 4.4, é possível ver um exemplo em que a manipulação das dimensões que definem as secções é possível obter praticamente qualquer uma.

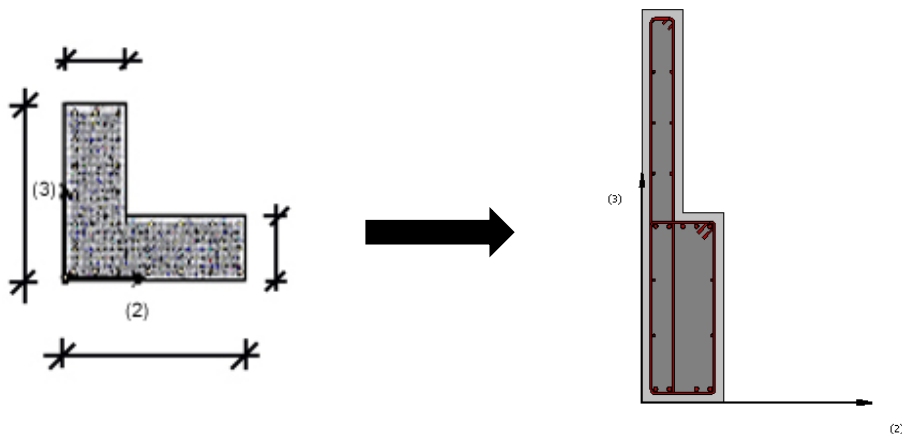


Figura 4.4 – Secção em L. - Retirado de Seismostruct [45]

- **Secção retangular para paredes (com pilares fictícios) de betão armado– rcrws;**

Para definir as paredes do núcleo de escadas e do núcleo de elevadores foi utilizada a secção rcrws. Como se pode ver pela Figura 4.5 é necessário de definir, para além das características enunciadas anteriormente, os pilares fictícios.

Apesar do Seismostruct [45] ter secções próprias para modelar a forma em “U” das paredes no núcleo de elevadores optou-se por modelar utilizando esta secção com o método que o programa aconselha. Este método passa por subdividir a forma em “U”, como se encontra ilustrado na Figura 4.5, em secções retangulares. É possível reparar que existe, neste exemplo, dois varões que não são considerados, mas o facto de haver uma sobreposição das paredes, na parte superior, que dividiram a secção em “U” resulta que a modelar essas secções retangulares se vai contar duas vezes o varão que se encontra sobreposto, resultando que a quantidade de armadura não seja alterada.

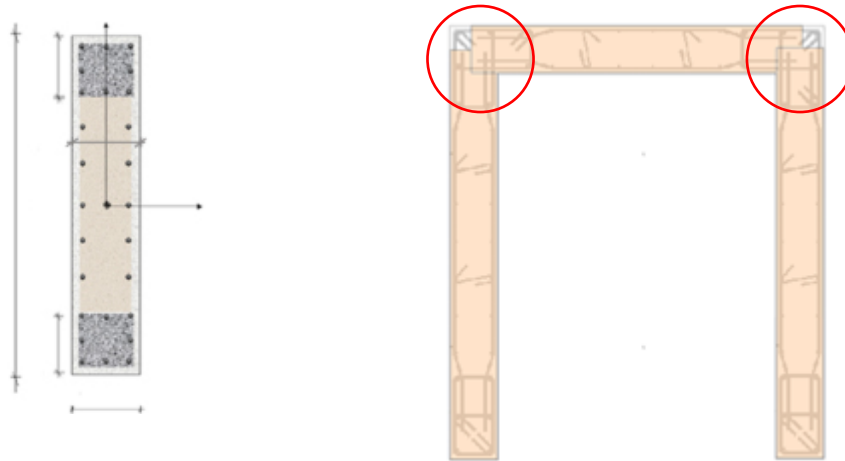


Figura 4.5 -Secção retangular para paredes, com pilares fictícios e exemplo da modelação de uma parede em U. - Retirado de Seismostruct [45]

- **Secção retangular para paredes, sem pilares fictícios, em betão armado– rcbws.**

Por último, a secção retangular, ilustrada na Figura 4.6, foi a utilizada para definir as paredes de contenção.

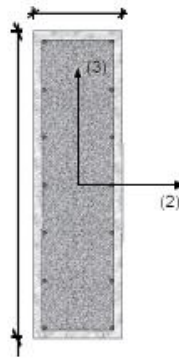


Figura 4.6 Secção retangular para paredes, sem pilares fictícios. - Retirado de Seismostruct [45]

4.4.3 Elementos estruturais

Para a modelação dos elementos estruturais como as vigas, pilares e paredes, e para a modelação de elementos não estruturais massas ou elementos de ligação de modo a simular algum tipo de comportamento o Seismostruct [45] apresenta 17 tipos de elementos.

Nesta modelação foram utilizados dois tipos de elementos. O elemento `infrmFBPH` para a modelação dos elementos estruturais (vigas, pilares e paredes) e o elemento `link` para a modelação dos elementos não estruturais, neste caso as molas que representam a interação do solo com as paredes de contenção do edifício.

4.4.3.1 Elemento inelástico de rótulas plásticas – infrmFBPH

Este é um elemento inelástico de rótulas plásticas baseado nas forças em que contempla a não linearidade física dos materiais, referida anteriormente. Este modelo foi o escolhido pois é o que apresenta uma precisão, de acordo com o Seismostruct [45], mais elevada comparativamente ao baseado nos deslocamentos (infrmDBPH) e por ser possível definir as rótulas plásticas nos elementos.

Para a definição da classe deste elemento é necessário escolher as secções que o vão compor, o número de fibras em que a secção irá ser subdividida e o comprimento das rótulas plásticas. Em relação ao número de fibras, estas dependem das características geométricas e dos materiais da secção e também depende do grau de inelasticidade que o elemento será submetido. O Seismostruct aconselha que para secções de elementos simples sejam definidas pelo menos 100 fibras, sendo que para secções mais complexas e que iram ser submetidas a graus de inelasticidade maiores sejam definidas pelo menos 200 fibras. Aqui, observando estruturas já modeladas disponíveis na base de dados do programa, optou-se por definir 150 fibras em secções mais simples e 200 fibras para secções mais complexas. Em relação ao comprimento das rótulas plásticas optou-se por usar o comprimento que já vem inserido por defeito, 16.67 %. Na realização das análises houve a convergência da solução em todas as iterações realizadas pelo programa, o que revelou que tanto o número de fibras como o comprimento das rótulas plásticas foram o suficiente.

4.4.3.2 Elemento tipo ‘link’

Este é um elemento que permite formular ligações entre outros elementos estruturais de modo a replicar um tipo de comportamento que o utilizador pretende. Para esta modelação este elemento foi utilizado para simular a interação das paredes de contenção com o solo permitindo assim a criação de uma mola. Existem várias opções para a representação deste tipo de elemento de ligação pelo que se escolheu a opção que permite definir o comportamento do elemento por o meio de uma curva linear simétrica, que se encontra representado na Figura 4.7, em que é só necessário obter o parâmetro de rigidez da mola.

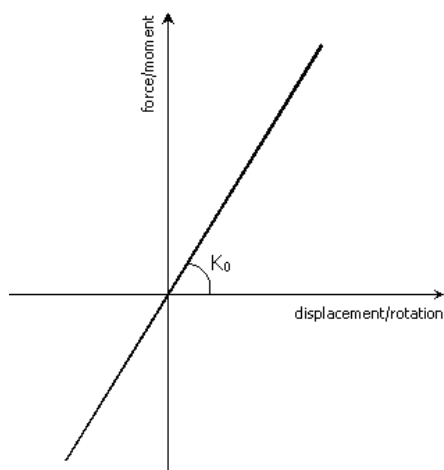


Figura 4.7 - Curva de comportamento do elemento mola

4.4.4 Condições de apoio e de fronteira

De modo a simular encastramentos perfeitos em todos os pilares e paredes foram restringidos todos os graus de liberdade em todos os nós da base. Para definição das lajes, estas são definidas no Seismostruct [45] como diafragmas rígidos que ligam todos os nós de cada piso.

Para a definição da ligação/interação das paredes de contenção com solo foram utilizados os elementos link referidos em 4.4.3.2. Para o cálculo da rigidez desses elementos utilizou-se o método apresentado por Bohnhoff (2014) [7].

Esse método consiste em:

1. Cálculo de G_{max}

$$G_{max} = \rho V_{smax}^2 \quad (4.1)$$

em que:

ρ massa volúmica do solo;

V_{smax} velocidade máxima das ondas de corte do solo.

2. Cálculo do módulo de Young, E

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (4.2)$$

em que:

ν coeficiente de Poisson

3. Cálculo da rigidez da mola, K_H

$$K_H = 2. t. E \quad (4.3)$$

em que:

t zona de influência da mola, em m

4.4.5 Ações gravíticas

As cargas permanentes e sobrecargas consideradas nesta análise são as seguintes:

- Revestimento de cobertura.....1,00 kN/m²
- Revestimento de pisos.....1,50 kN/m²
- Paredes divisórias.....1,00 kN/m²
- Paredes exteriores.....6,50 kN/m
- Sobrecarga de piso em geral – Categoria A.....2,00 kN/m²
- Sobrecarga de cobertura.....0,40 kN/m²
- Sobrecarga de escadas.....2,00 kN/m²

Em relação às cargas que são aplicadas nas lajes, visto que no Seismostruct [45] são representadas por diafragmas rígidos, estas são aplicadas em forma de massas adicionais distribuídas nos elementos que as suportam. Este é um processo automático, em que quando é definido no Building Modeller do Seismostruct [45] a laje, com as suas zonas de apoio e respetivas cargas, estas em conjunto com o peso próprio da laje são inseridas como massas adicionais distribuídas nos

elementos de apoio consoante a sua área tributária. Em relação às paredes exteriores, estas foram colocadas como massas adicionais distribuídas nos elementos viga de bordo.

4.4.6 Combinação das ações

As ações consideradas no modelo numérico foram definidas com base na combinação de ações para a ação sísmica estabelecida pelo Eurocódigo 0 [12] para edifícios de habitação.

- Combinação sísmica:

$$E_{sism} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (4.4)$$

em que:

- A_{Ed} valor de cálculo da ação sísmica;
- $\psi_{2,i}$ coeficiente de combinação para o valor quase-permanente de uma ação variável, i ;
- $G_{k,j}$ valor característico da ação permanente, j ;
- $Q_{k,i}$ valor característico da ação variável, i ;
- P valor representativo de uma ação de pré-esforço;
- “+” significa “a combinar com”;
- Σ significa “o efeito combinado de”.

4.4.7 Modelo 3D da estrutura

A modelação da estrutura resultou no modelo 3D apresentado na Figura 4.8.

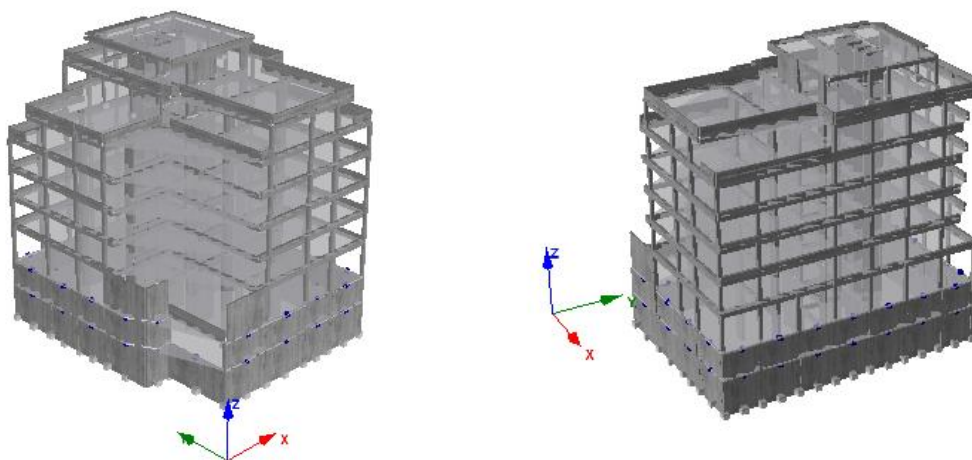


Figura 4.8 – Modelo 3D da estrutura no Seismostruct [45].

4.5 Tipos de análises

O Seismostruct tem ao dispor do utilizador nove tipos de análise. A análise modal, análise estática linear, análise estática não linear (pushover), análise pushover adaptativa, análise estática time-history, análise dinâmica não linear (time-history), análise dinâmica incremental, análise dinâmica linear (modal por espectro de resposta) e análise da encurvadura.

Nesta dissertação serão realizados, ao todo, quatro tipos de análises. A análise modal e a análise pushover são usadas para avaliar a estrutura e serão explicadas de seguida. É também realizada a análise modal por espectro de resposta, na utilização do método N2 modificado, e a análise pushover adaptativa é utilizada realizando a comparação com a análise pushover convencional.

4.5.1 Análise modal

A análise modal é uma análise estática linear onde é possível obter os modos de vibração da estrutura modelada e as suas respetivas frequências naturais, para isso o Seismostruct [45] utiliza o algoritmo de Lanczos, proposto por Hughes, (1987) [25].

Visto que se trata de uma análise linear não seria necessário utilizar elementos que contemplassem a não linearidade física dos materiais descrito no subcapítulo 4.3.1 mas como se irá realizar uma análise pushover, que é uma análise não linear, ter-se-ia de ter essa particularidade em conta.

4.5.2 Análise pushover

A análise pushover é uma análise estática não linear que permite avaliar a resposta da estrutura modelada em relação à sua capacidade de resistir, ou não, a um determinado tipo de forças ou de deslocamentos impostos, permitindo assim estimar qual é a capacidade resistente dessa estrutura obtendo os seus deslocamentos e a sua deformação. Por fim, permite também estimar quais são os deslocamentos que correspondem ao colapso.

Como referido anteriormente, pelo meio de aplicação de forças (para a obtenção de deslocamentos) à estrutura ou a aplicação de deslocamentos (para a obtenção de forças), é possível estimar o seu comportamento. As forças, ou deslocamentos, impostos são aplicados incrementalmente, sendo que se mantêm proporcionais ao carregamento inicial definido. A equação (4.5) apresenta o processo de análise por aplicação de cargas.

$$P = \lambda \cdot P_0 \quad (4.5)$$

Em que o fator de incremento, λ , é automaticamente aumentado até a um limite definido pelo utilizador.

A análise pushover efetuada ao caso de estudo deste presente trabalho tem como objetivo obter a curva de capacidade resistente da estrutura, os deslocamentos alvos relativos a cada espectro de resposta, os perfis de deslocamento, os perfis de drifts em altura e as curvas de fragilidade. Na realização desta análise é adotado um nível de conhecimento KL2 ao que corresponde um fator de confiança de 1.2.

Por fim, é utilizada também a análise pushover adaptativa que é um método de análise semelhante ao explicado anteriormente, mas em que as forças ou deslocamentos impostos são atualizados a cada fase da análise consoante a forma e participação de cada modo.

4.5.2.1 Método N2

Existem diversos métodos que se utilizam para o tratamento de resultados obtidos através de uma análise pushover, um deles é o método N2. Este é o método que o EC8 [14] estipula e foi o considerado nesta dissertação, sendo que já vem implementado, por defeito, no Seismostruct [45].

O método N2, proposto por Fajfar e Fischinger (1988) [18] e adotado no EC8 [14], é um método de análise não linear que permite obter uma resposta da estrutura a solicitações de um sismo previsto, considerando a sua rigidez, resistência e ductilidade de uma forma relativamente simples. O método transforma um sistema com múltiplos graus de liberdade num sistema com um grau de liberdade, calculando para esse sistema simples um deslocamento alvo e, por fim, transformando esse deslocamento alvo do sistema de um grau de liberdade para o sistema de múltiplos graus de liberdade. Os passos para a concretização deste método, que anteriormente e de uma forma sucinta foram descritos, são os seguintes:

1. Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade;
2. Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica;
3. Determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade;
4. Determinação do deslocamento alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade;
5. Determinação do deslocamento alvo para o sistema com múltiplos graus de liberdade.

1. Transformação num sistema equivalente de um só grau de liberdade

a) obtenção do coeficiente de transformação, Γ , através da equação (4.6).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.6)$$

Sendo que a massa de um sistema equivalente, m^* , é dada pela equação (4.7).

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i \quad (4.7)$$

Resultando:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)} \quad (4.8)$$

em que:

m_i massa do piso i ;

Φ_i deslocamento normalizado do piso i .

b) Obtenção da força de corte na base, F^* e o deslocamento d^* do sistema equivalente de um grau de liberdade, estes são calculados através das equações (4.9) e (4.10).

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (4.9)$$

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \quad (4.10)$$

em que:

F_b força de corte na base do sistema de vários graus de liberdade;

d_n deslocamento do nó de controlo do sistema de vários graus de liberdade.

2. Determinação da relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica;

Esta relação idealizada, apresentada na Figura 4.9, é determinada tendo em consideração que a força de cedência (resistência última do sistema idealizado) é igual à força de corte na base para a formação do mecanismo plástico (ponto 'A' apresentado na figura), a energia de deformação real e idealizada são iguais (representada pela área sob as curvas força/deformação) e que a rigidez pós-cedência é igual a zero.

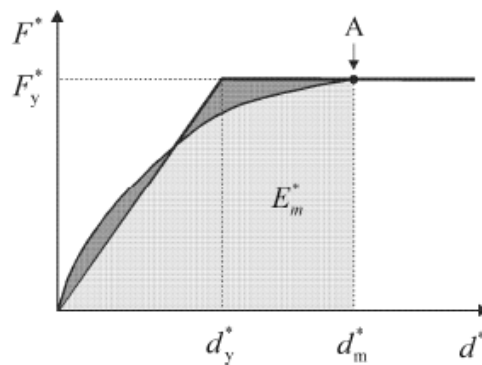


Figura 4.9 - Relação idealizada força/deslocamento elasto-perfeitamente plástica. - Retirado EC8 [14]

Assim o deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado de um só grau de liberdade, d_y^* , pode ser determinado pela equação (4.11).

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right) \quad (4.11)$$

em que:

d_m^* deslocamento referente ao mecanismo plástico (ponto A);

F_y^* força de cedência;

E_m^* energia de deformação até à formação do mecanismo plástico.

3. Determinação do período do sistema idealizado equivalente com um só grau de liberdade;

Para determinar o período, T^* , do sistema idealizado equivalente de um só grau de liberdade é utilizada a equação (4.12).

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{F_y^*}} \quad (4.12)$$

4. Determinação do deslocamento alvo para o sistema equivalente com um só grau de liberdade;

a) Primeiramente determina-se o deslocamento alvo no período, T^* , e com comportamento elástico através da equação (4.13).

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (4.13)$$

em que:

$S_e(T^*)$ valor do espectro de resposta elástico da aceleração para o período T^* .

b) De seguida é possível determinar o deslocamento alvo, d_t^* , para o sistema equivalente com um só grau de liberdade. Para isso é feita a distinção entre estruturas com períodos curtos, com resposta elástica ou com resposta não linear, e estruturas com períodos médios e longos.

4.1. Períodos curtos, $T^* < T_c$

Com resposta elástica, $F_y^* / m^* \geq S_e(T^*)$:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.14)$$

Com resposta não linear, $F_y^* / m^* < S_e(T^*)$:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left(1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right) \geq d_{et}^*, \text{ com } q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*} \quad (4.15)$$

4.2. Períodos médios e longos, $T^* \geq T_c$

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (4.16)$$

5. Determinação do deslocamento alvo para o sistema com múltiplos graus de liberdade.

Por último é possível obter o deslocamento alvo, d_t , do nó de controlo para o sistema com múltiplos graus de liberdade com recurso ao coeficiente de transformação, anteriormente calculado no passo 1.

$$d_t = \Gamma d_t^* \quad (4.17)$$

4.5.2.2 Método N2 modificado

O método N2 quando aplicado na sua versão original não contabiliza os efeitos da torção que uma estrutura possa vir a ter ao ser solicitada nas duas direções horizontais, deste modo para que se possa ter resultados que englobem estes efeitos é proposta uma extensão ao método N2, apresentada em Fajfar et al. (2005) [19].

Esta extensão ao método N2 propõe que seja realizada uma combinação dos efeitos de torção que são calculados por meio de uma análise por espectros de resposta, com os resultados obtidos na análise pushover. Essa combinação traduz-se na obtenção de coeficientes corretivos que devem ser aplicados aos resultados obtidos na análise pushover. A realização da extensão ao método N2 pressupõe os seguintes passos:

1. Realização de uma análise modal por espectros de resposta à estrutura através das combinações CQC (combinação quadrática completa) e SRSS (raiz quadrada da soma dos quadrados dos resultados), registando os deslocamentos máximos atingidos em cada direção em pontos considerados notáveis à análise a ser desenvolvida;
2. Normalizar, em cada direção, os deslocamentos obtidos anteriormente em relação aos deslocamentos do centro de massa;
3. Em relação à análise pushover, registar e normalizar os deslocamentos dos mesmos pontos notáveis à análise, em relação ao centro de massa;
4. Determinar os fatores de correção para cada ponto notável e para cada direção. Caso os deslocamentos normalizados no ponto 2. sejam menores ou iguais a 1 o fator de corretivo a aplicar é 1, caso contrário para determinar o fator corretivo é necessário dividir os deslocamentos normalizados no ponto 2. pelos deslocamentos normalizados no ponto 3., o resultado dessa divisão é o fator de correção
5. Por último, multiplicar os resultados, da análise pushover, dos pontos considerados relevantes pelos respetivos fatores de correção determinados anteriormente.

Com a aplicação desta extensão do método N2 torna-se possível contabilizar os efeitos da torção, já que para valores de deslocamentos normalizados obtidos pela análise modal por espectro de resposta iguais a 1 significa que a torção não influencia de modo significativo estes pontos e para os restantes em que serão aplicados fatores corretivos, o valor destes irá depender da sua localização ao centro de massa.

A extensão ao método N2, proposta por Fajfar et al. (2005) [19] foi considerada neste trabalho por o caso de estudo se classificar como um sistema torsionalmente flexível.

4.6 Carregamento sísmico

Na análise do caso de estudo são consideradas as mesmas condições de fundação e sismos do capítulo 3, sendo utilizado na análise pushover com a aplicação do método N2 e N2 modificado os espectros de resposta da Figura 3.13. Relembrado que no capítulo 3, antes da obtenção dos espectros de resposta finais, foi realizado um ajuste dos espectros de resposta dos acelerogramas seleccionados para períodos entre 0.05 s e 2 s. Este intervalo enquadra-se para o caso de estudo.



Avaliação do desempenho sísmico do caso de estudo

5.1 Introdução

Neste capítulo é apresentada a avaliação do desempenho sísmico do edifício em estudo, os resultados das análises e verificações efetuadas. Primeiramente, é apresentado o resultado da análise modal e a classificação do tipo de estrutura. De seguida, é apresentado os resultados das análises pushover efetuadas em que se obtém as curvas de capacidade e os deslocamentos alvos e a partir desses resultados são construídos perfis de deslocamentos e drifts para uma análise global da estrutura e para uma análise local. É também verificada a rotura por esforço transversal de elementos parede e são apresentadas as curvas de fragilidade com as respetivas probabilidades de excedência, de cada limite.

Esta análise corresponde ao passo 6 da metodologia descrita no Capítulo 3, sendo que a ação sísmica considerada é representada por os espectros de resposta obtidos no subcapítulo 3.3.3, Figura 3.13.

5.2 Análise modal

Concluída a modelação da estrutura em estudo procedeu-se à sua análise. A análise modal ao caso de estudo permitiu a obtenção dos modos de vibração mais dominantes da estrutura, os seus respetivos períodos e formas modais. Este é um passo essencial para se perceber se a estrutura apresentará alguma particularidade que se tenha de considerar. Na Tabela 5.1 são apresentados os três principais modos de vibração, que são compostos por um modo na direção Y, com um período correspondente de 1.01 s e dois modos na direção X com períodos de 0.68 s e 0.55 s.

Tabela 5.1 - Características dos modos dominantes do caso de estudo

Direção	Período (s)	M_y (ton)	M_y (%)	M_x (ton)	M_x (%)
Y	1.01	2008.57	54.81	2.03	0.06
X	0.68	8.51	0.23	586.97	16.02
X	0.55	0	0	1427.04	38.95

Na Figura 5.1 são apresentadas as configurações dos modos de vibração acima referidos.

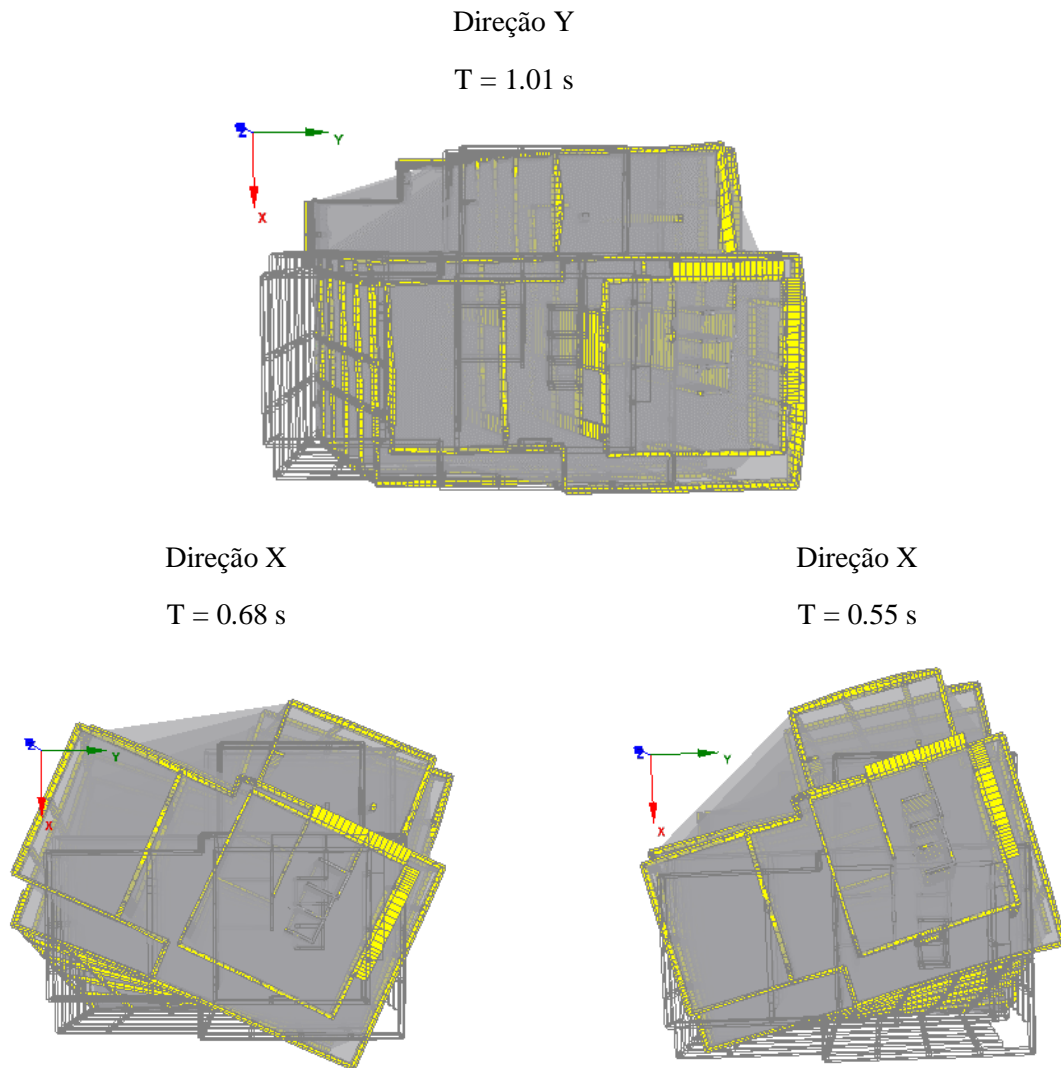


Figura 5.1 - Configuração dos modos dominantes do caso de estudo

Com a observação das deformadas dos modos de vibração verificou-se um primeiro modo de translação segundo a direção Y, um segundo modo, segundo a direção X, que apresenta uma influência significativa da torção e um terceiro modo, também segundo a direção X, com alguma influência da torção. Devido a esta situação procedeu-se à classificação do sistema estrutural, verificando a sua sensibilidade à torção de acordo com o EC8 [14]. Assim em acordo com o subcapítulo 2.2.5, é necessário realizar os cálculos da equação (2.4). Para que se possa determinar os parâmetros rigidez de torção e rigidez lateral, de cada piso, que são necessários para a verificação da equação (2.4), foram primeiramente, aplicados momentos M_{z_i} nos centros de massa, de cada piso (i), com o valor de 1000 kNm com o intuito de medir as rotações θ_{z_i} , e os deslocamentos δ_{x_i} e δ_{y_i} nos respetivos centros de massa. A escolha do valor do momento nada influencia a análise, sendo que o importante é que os momentos sejam aplicados no centro de massa. Deste modo, aplicando as equações (5.1) e (5.2), é possível determinar a rigidez de torção, $K_{\theta_{z_i}}$ e os centros de rigidez $d_{x_{CRI}}$ e $d_{y_{CRI}}$.

$$K_{\theta_{z_i}} = \frac{M_{z_i}}{\theta_{z_i}} \quad (5.1)$$

$$d_{x_{CRi}} = \frac{\delta_{y_i}}{\theta_{z_i}} \quad \wedge \quad d_{y_{CRi}} = -\frac{\delta_{x_i}}{\theta_{z_i}} \quad (5.2)$$

Para a determinação das rigidezes laterais recorreu-se a um método semelhante, em que agora é aplicado forças horizontais nas duas direções F_{x_i} , F_{y_i} nos centros de rigidez, de cada piso, determinados pelas equações de (5.2). Foram aplicadas forças de 100 kN de forma a medir os deslocamentos δ_{x_i} e δ_{y_i} dos pisos. Aplicando a equação (5.3) determina-se as rigidezes laterais $K_{\delta_{x_i}}$ e $K_{\delta_{y_i}}$ de cada piso.

$$K_{\delta_{x_i}} = \frac{F_{x_i}}{\delta_{x_i}} \quad \wedge \quad K_{\delta_{y_i}} = \frac{F_{y_i}}{\delta_{y_i}} \quad (5.3)$$

Determinados os parâmetros de rigidez de torção e lateral procedeu-se à verificação da equação (2.4), sendo os resultados apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Verificação da equação (2.4)

Piso	K_{θ_z} [kNm/rad]	K_{δ_x} [kN/m]	K_{δ_y} [kN/m]	r_x [m]	r_y [m]	l_s [m]	$r_x \geq l_s$ (Direção Y)	$r_y \geq l_s$ (Direção X)
C	7.91×10^5	2.19×10^4	5.59×10^3	11.89	6.01	4.73	Verifica	Verifica
7	9.23×10^5	2.56×10^4	6.62×10^3	11.81	6.01	8.75	Verifica	Não Verifica
6	1.09×10^6	3.07×10^4	8.06×10^3	11.62	5.95	9.35	Verifica	Não Verifica
5	1.32×10^6	3.89×10^4	1.03×10^4	11.35	5.82	9.59	Verifica	Não Verifica
4	1.69×10^6	5.38×10^4	1.41×10^4	10.96	5.6	9.59	Verifica	Não Verifica
3	2.36×10^6	8.64×10^4	2.18×10^4	10.4	5.23	9.59	Verifica	Não Verifica
2	3.84×10^6	1.87×10^5	4.34×10^4	9.41	4.53	9.59	Não Verifica	Não Verifica
1	1.24×10^7	2.86×10^6	3.52×10^6	1.88	2.08	9.77	Não Verifica	Não Verifica
-1	4.72×10^7	8.23×10^6	7.27×10^6	2.55	2.39	9.77	Não Verifica	Não Verifica

Analisando os resultados da Tabela 5.2 verifica-se que a estrutura não cumpre a equação (2.4), sendo classificada, de acordo com as definições estabelecidas pelo EC8 [14], como uma estrutura torsionalmente flexível. Desta forma a torção terá, maioritariamente na direção X, uma grande influência em elementos afastados do centro de massa, sendo necessário a aplicação do método N2 modificado.

5.3 Análise pushover

5.3.1 Curvas de capacidade resistente e deslocamentos alvos

Um dos principais objetivos desta análise pushover é a obtenção das curvas de capacidade resistente que permitem caracterizar uma determinada estrutura consoante a sua capacidade de resistir às forças laterais impostas em função do deslocamento lateral. Foram então, aplicadas cargas incrementais, tanto na direção X como na direção Y. Essas cargas laterais aplicadas na análise pushover seguem dois padrões de distribuição, como estipulado no EC8 [14]. Uma distribuição uniforme, em que as forças laterais são aplicadas proporcionalmente à massa concentrada em cada nó do modelo estrutural, independentemente da altura e uma distribuição modal, em que as forças laterais são determinadas a partir do produto da massa concentrada de cada nó pela configuração do modo mais relevante na dada direção. Os resultados a considerar deveram ser aqueles que apresentem ser mais condicionantes entre ambas as distribuições.

Deste modo estas curvas são, normalmente, representadas num gráfico pela força de corte na base em função do deslocamento no topo da estrutura, em que neste último é utilizado um nó denominado de ‘controlo’ que representa o centro de massa desse último piso e é onde se faz a medição dos deslocamentos. Na Figura 5.2 apresenta-se as respetivas curvas de capacidade resistente da estrutura, para ambas as distribuições de forças laterais e ambas as direções.

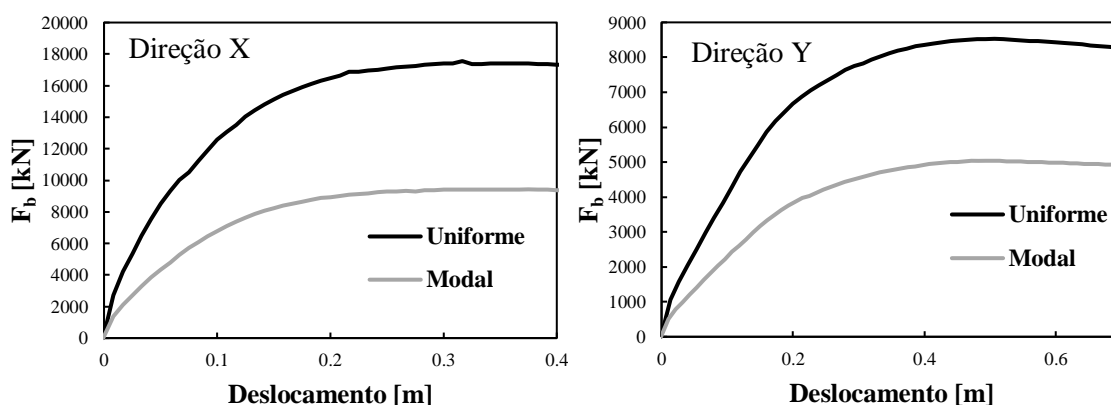


Figura 5.2 - Curvas de capacidade do caso de estudo

Como se pode observar, em ambas as direções, a distribuição modal apresenta resultados mais condicionantes pois para os mesmos valores de forças de corte na base os deslocamentos no topo da estrutura, com esta distribuição, são superiores. Desta forma, visto que a curva de capacidade relativa à distribuição modal apresenta resultados mais conservadores, será esta a ser considerada na análise daqui em diante.

Comparando ambas as curvas de cada direção, pode-se verificar que a direção X apresenta uma capacidade resistente bastante superior, isto deve-se à existência mais dominante de paredes resistentes e pilares com o seu comprimento de maior inercia nesta direção. Ainda em relação às curvas de capacidade, a força de corte basal máxima, na direção X corresponde a 67 % da massa total já na direção Y, corresponde a 32 % da massa total.

5.3.2 Desempenho sísmico do edifício

Para a determinação dos deslocamentos alvos é utilizado o método N2, abordado no subcapítulo 4.5.2.1 e implementado no Seismostruct [45]. O deslocamento alvo é obtido para cada espectro de resposta de cada perfil de solo considerado neste estudo (Figura 3.13) de forma a comparar a influência que cada perfil tem no caso de estudo. Na Tabela 5.3 são apresentados todos os deslocamentos alvos.

Tabela 5.3 - Deslocamentos alvos referentes a cada espectro resposta de cada perfil de solo considerado

Deslocamento alvo [m] - Direção X								
Referência [A]	P1	P1b	P1c	P2	P2b	P2c	P2d	P2e
0.034	0.031	0.042	0.031	0.041	0.043	0.048	0.051	0.049
Deslocamento alvo [m] - Direção Y								
Referência [A]	P1	P1b	P1c	P2	P2b	P2c	P2d	P2e
0.070	0.226	0.172	0.229	0.261	0.251	0.188	0.182	0.215

Com a obtenção dos deslocamentos alvos é possível perceber a diferença entre ambas as direções, em que a direção Y apresenta deslocamentos alvos bastante superiores, logo mais condicionantes. Esta diferença é explicada pela maior resistência apresentada na curva de capacidade na direção X. Em relação ao tipo de solo, pode-se verificar que os perfis 2 (tipo S₁), e as suas variantes, apresentam um maior deslocamento que os perfis 1 (tipo D) e as suas variantes, e que ambos, na generalidade, amplificam os deslocamentos quando comparados com o solo, utilizado como referência (tipo A). É importante referir que todos os deslocamentos alvos são inferiores ao deslocamento no limite de plasticidade do sistema idealizado que corresponde a 0.141 m e 0.262 m na direção X e Y, respetivamente.

É apresentado o mapa de danos na Figura 5.4 e Figura 5.5 para os três deslocamentos apresentados na Figura 5.3.

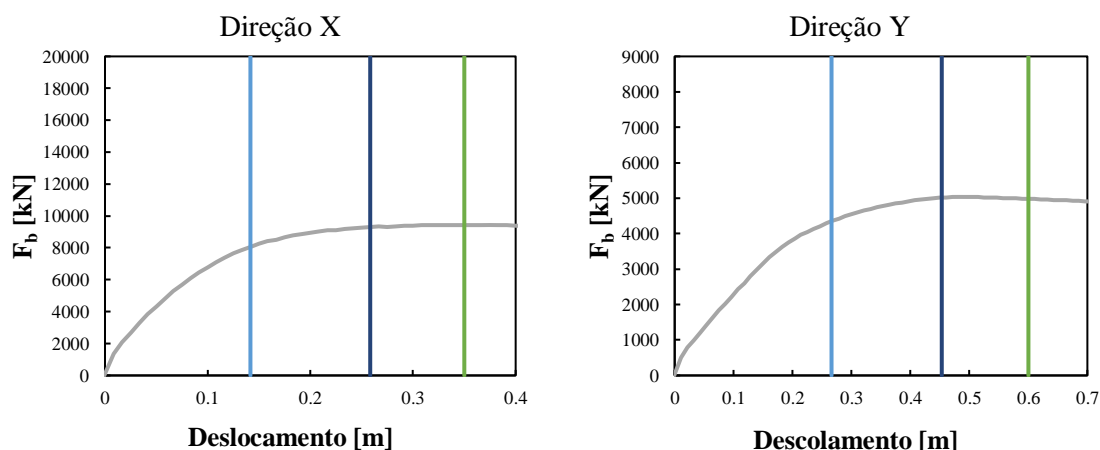


Figura 5.3 - Curva de capacidade para a distribuição modal com a identificação dos três deslocamentos utilizados para a realização do mapa de danos, em ambas as direções.

Na direção X são apresentados os danos para os deslocamentos de 0.148 m, 0.258 m e 0.350 m. O mapa de danos apresentado na Figura 5.4, segue um tema de cores em que a tons de castanho é representado a cedência do aço, a verde o esmagamento do betão não confinado e a azul o esmagamento do betão confinado. Nesta direção é observado que os primeiros elementos a serem

danificados são as paredes resistentes do núcleo de elevadores e escadas e que próximo do final da análise os elementos do piso térreo encontram-se, na sua maioria, danificados.

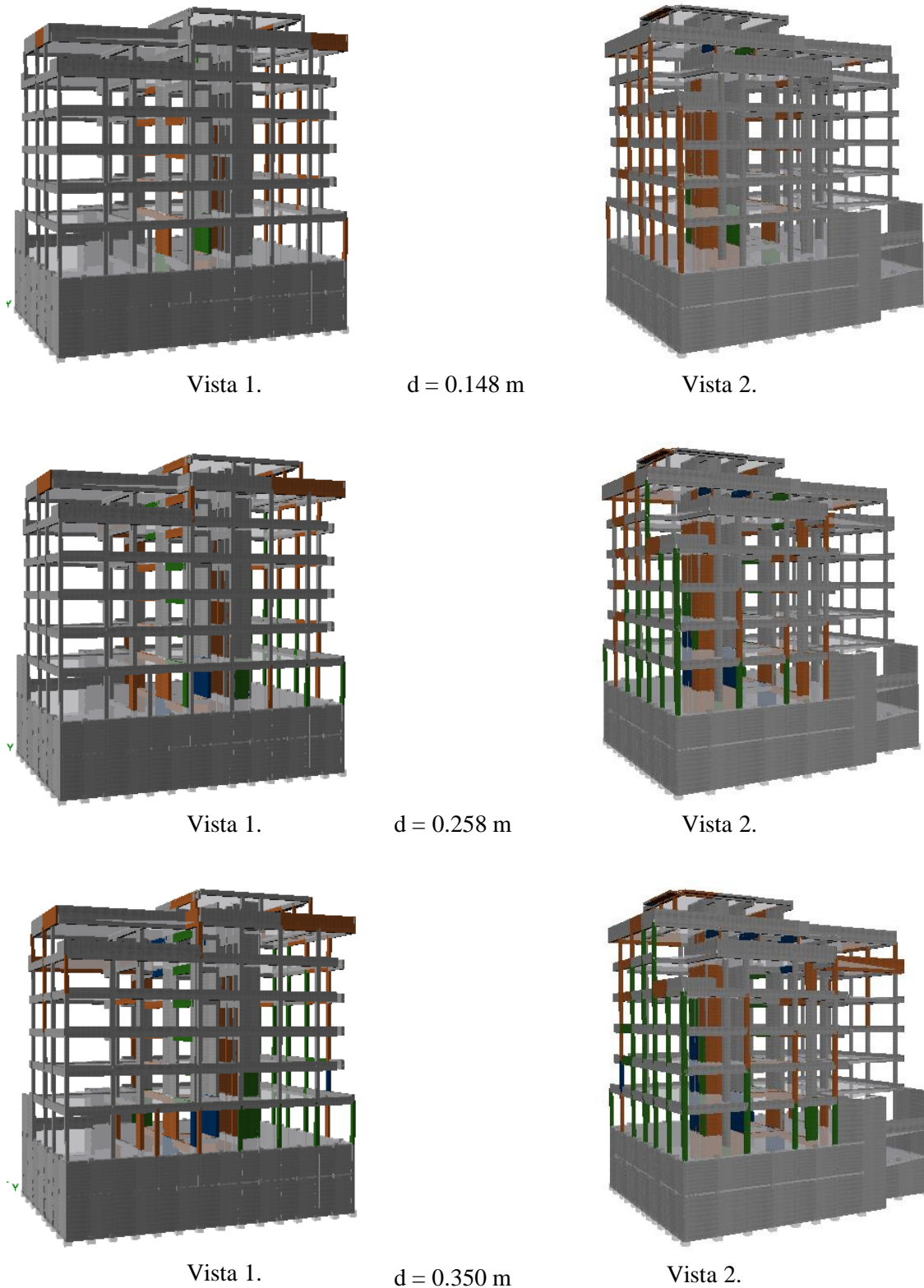


Figura 5.4 - Mapa de danos na direção X.

Na direção Y são apresentados os danos para os deslocamentos de 0.266 m, 0.453 m e 0.600 m. O mapa de danos apresentado na Figura 5.5, segue o mesmo tema de cores. À semelhança da

direção X, os primeiros elementos a entrar em cedência são as paredes resistentes orientadas segundo a direção Y e próximo do final da análise todos os elementos (pilares e paredes resistentes) do piso térreo estão danificados.

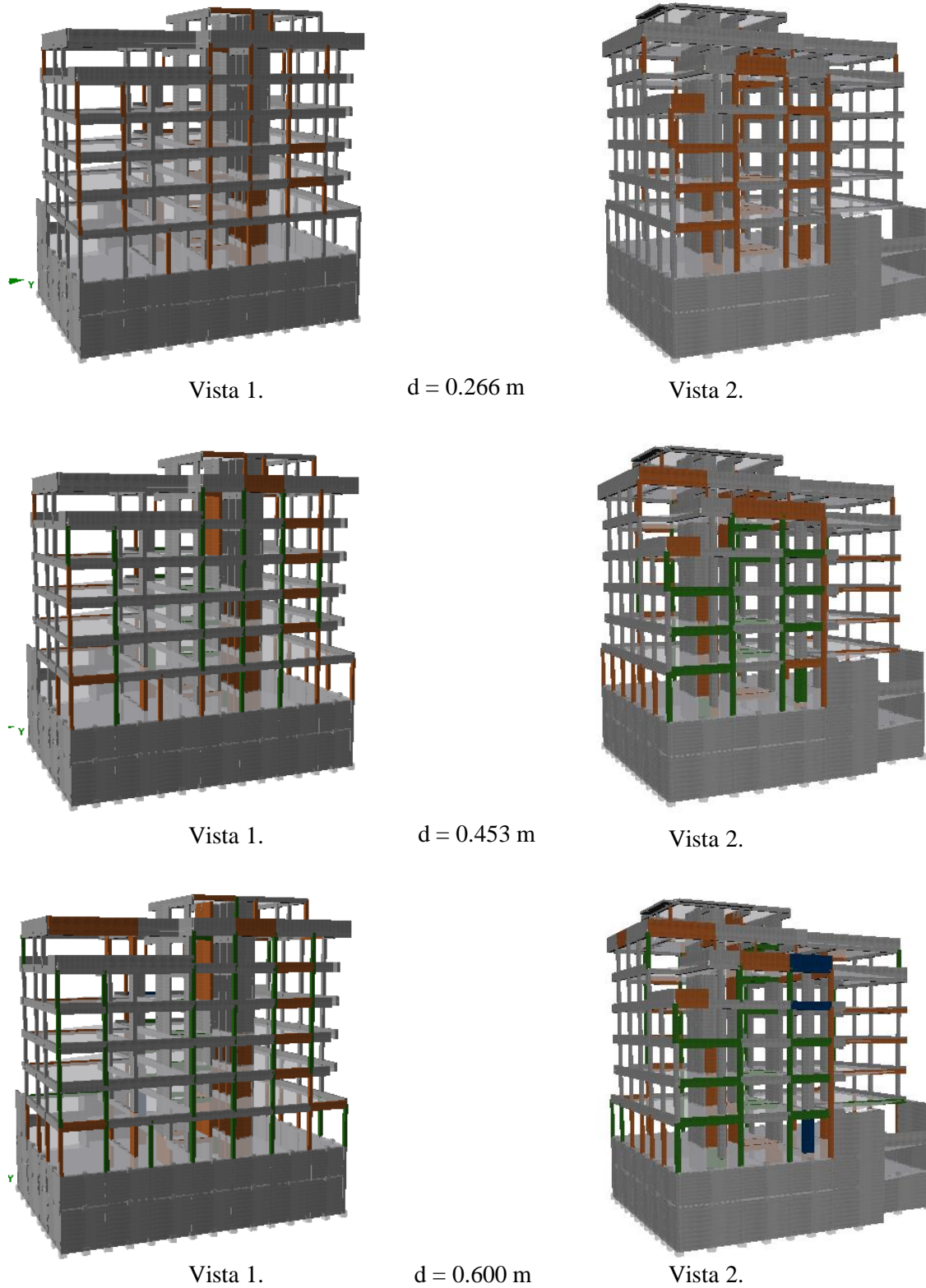


Figura 5.5 - Mapa de danos na direção Y.

Pela observação dos danos em ambas as direções conclui-se que os elementos, pilares e paredes resistentes, do piso térreo são os mais condicionantes. Este carácter mais condicionante da transição do piso -1 para o piso 1 será também observado no subcapítulo 5.3.5, na verificação do esforço transversal de alguns elementos.

5.3.3 Perfis de deslocamentos e drifts

Para avaliar o desempenho sísmico ao nível dos pisos procedeu-se a análise dos perfis de deslocamento e dos drifts. Foram realizadas duas análises. Primeiro realizou-se uma análise global da estrutura a partir dos deslocamentos e drifts relativos ao centro de massa de cada piso e, de seguida, realizou-se outra análise, local, onde é analisado um pilar, a título de exemplo, que se encontra na periferia do edifício (afastado do centro de massa) com o objetivo de verificar o efeito da torção. Em relação aos perfis de drift é também apresentado o limite imposto no Eurocódigo 8 [14], para que se possa analisar o cumprimento, ou não, desse limite.

5.3.3.1 Análise global

Na análise global são retirados os deslocamentos do centro de massa de cada piso e são contruídos os perfis de deslocamento em altura, em ambas as direções, apresentado na Figura 5.6. Pode-se observar que a direção Y apresenta deslocamentos mais significantes que a direção X, devido à maior capacidade resistente que a direção X tem. Consta-se, de um modo geral, que o perfil 2 e suas variações apresentam um perfil de deslocamentos mais condicionantes.

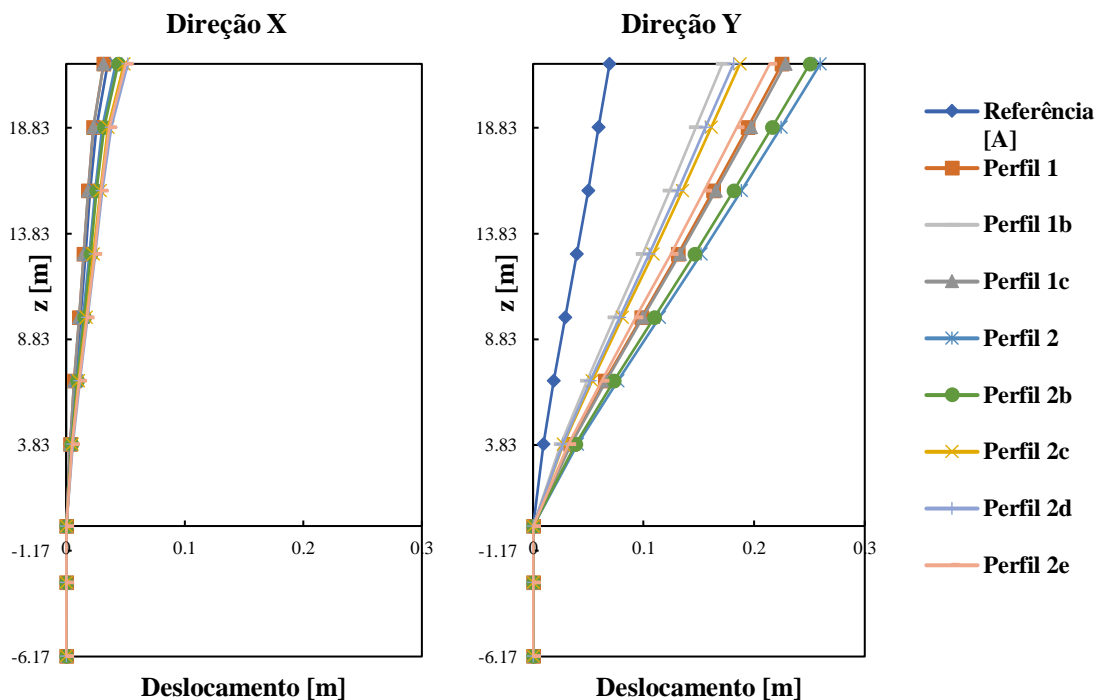


Figura 5.6 - Perfis de deslocamento dos centros de massa

De seguida foram contruídos os perfis drift (deslocamento relativo entre pisos) para cada direção. Com os perfis apresentados na Figura 5.7 é possível observar o cumprimento do limite imposto pelo EC8 [14], calculado a partir da equação (2.1) e, novamente, o lado mais condicionante dos perfis 2.

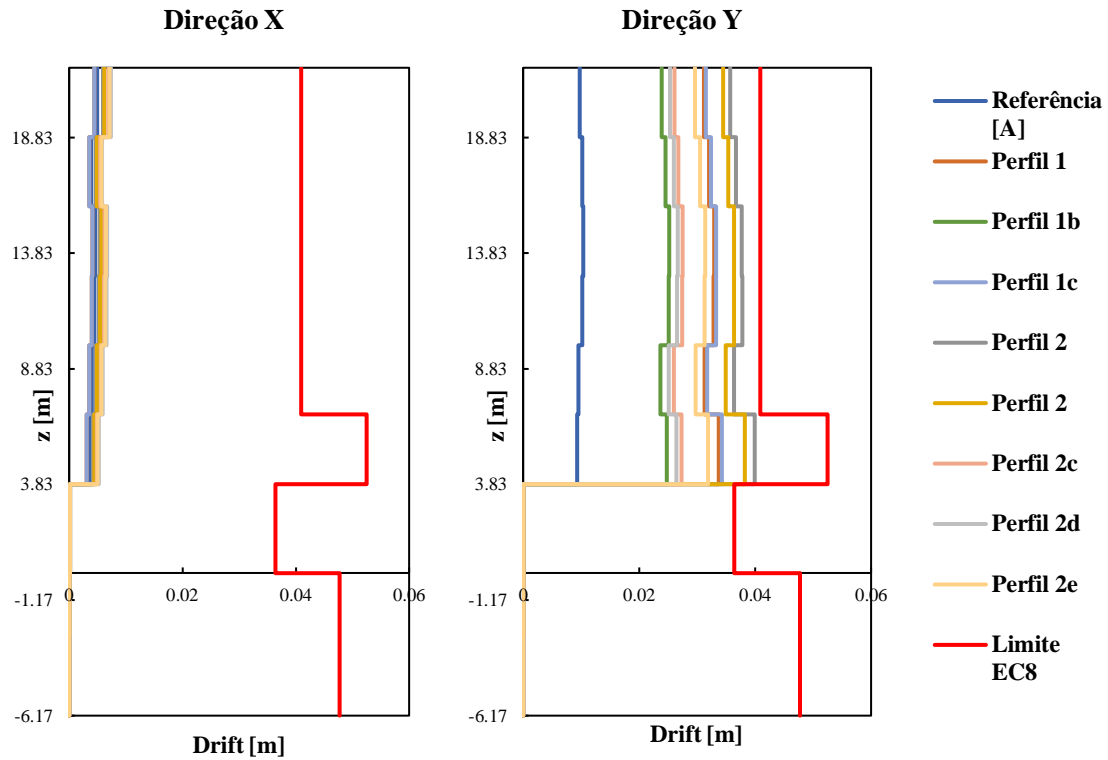


Figura 5.7 - Drifts relativos ao centro de massa de cada piso

5.3.3.2 Análise local

Na análise local foi selecionado o pilar 21 pois este é um pilar que se encontra, tanto na direção X como na direção Y afastado do centro de massa, como se pode observar pela Figura 5.8, pelo que se irá poder observar a influência da torção nas duas direções. Aplicou-se a extensão ao método N2, para que se pudesse contabilizar os efeitos da torção.

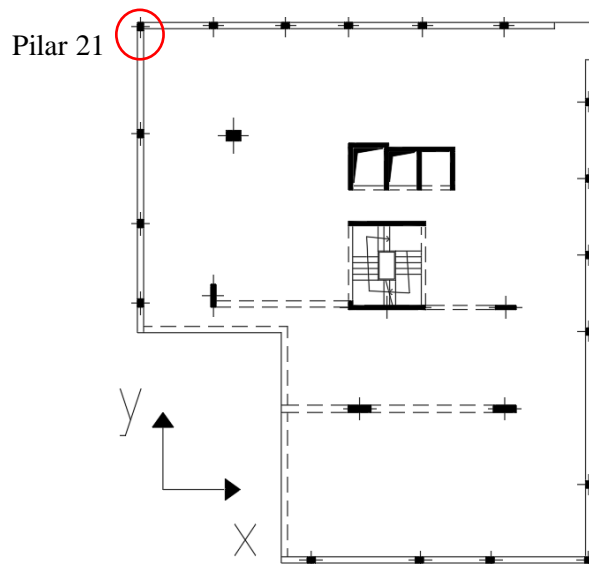


Figura 5.8 - Localização do Pilar 21.

Iniciando esta análise pela direção X, é apresentado na Figura 5.9 os perfis de deslocamento e na Figura 5.10 os perfis drift, obtidos pelo método N2 e os perfis obtidos pela aplicação do método N2 modificado. Esta é a direção que apresentou uma maior influência da torção pela verificação realizada no subcapítulo 5.2 que agora é constatada na amplificação dos deslocamentos dos pisos elevados, com um fator corretivo médio de 3.6 para o perfil 1, e suas variações, e de 3 para o perfil 2, e suas variações.

Em relação ao perfil de deslocamentos pode-se ver que no último piso a amplificação é menor, isto deve-se à menos relevante influência da torção pois o último piso, no subcapítulo 5.2 verifica a equação (2.4). Por último em relação aos drifts verifica-se também o aumento dos drifts mas, à exceção do perfil 1b, existe o cumprimento do limite.

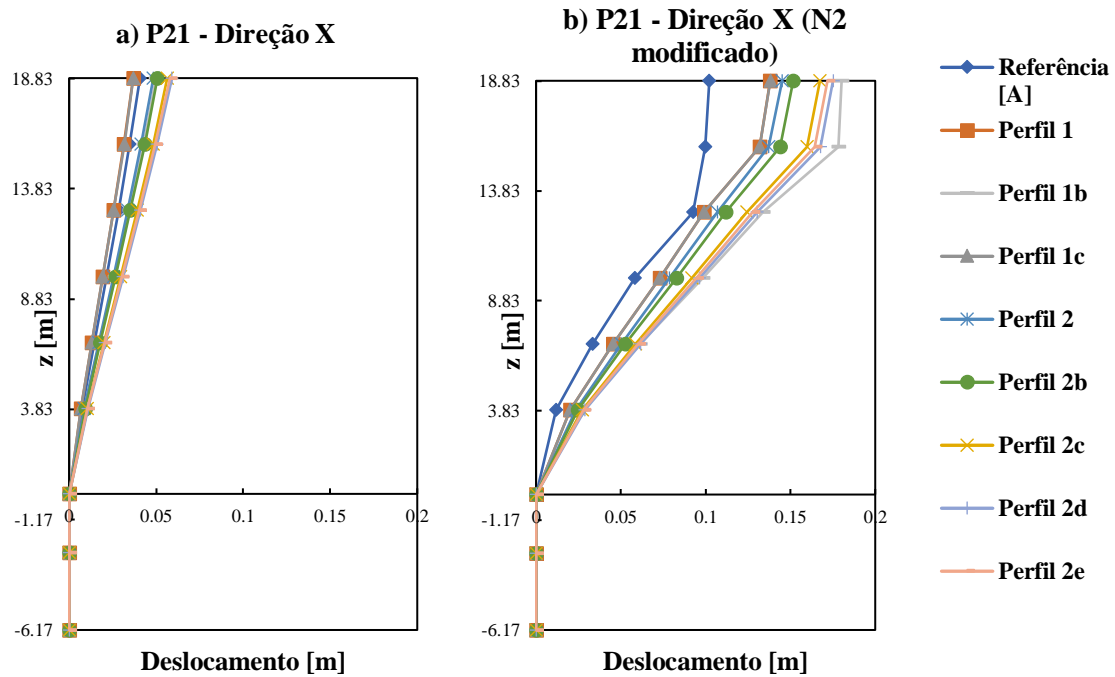


Figura 5.9 - Perfis de deslocamento do pilar 21, na direção X: a) método N2 e b) método N2 modificado.

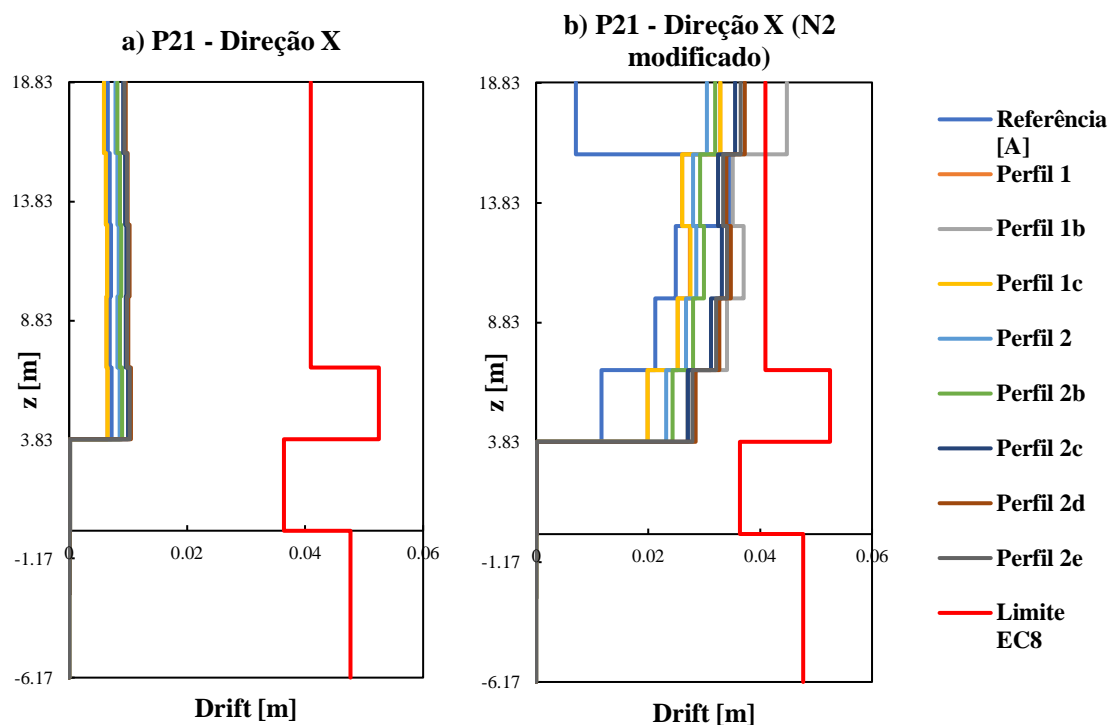


Figura 5.10 - Perfis drift do pilar 21, na direção X: a) método N2 e b) método N2 modificado.

Seguindo com a análise na direção Y do pilar 21, é apresentado na Figura 5.11 os perfis de deslocamento e na Figura 5.12 os perfis drift obtidos pelo método N2 e os perfis obtidos pela aplicação do método N2 modificado. Pela verificação realizada no subcapítulo 5.2 esta direção não tinha uma grande influência da torção.

Essa menor influência da torção é também verificada pelos perfis de deslocamento e pelos perfis de drift, sendo que apenas houve amplificação para o perfil 1, e suas variações, com um fator corretivo médio de 1.26. Já no caso do perfil 2, e suas variações, obteve-se um fator corretivo de 1, não havendo amplificação.

Na análise dos drifts, essa amplificação conduziu ao incumprimento do limite por parte do perfil 1 e 1b.

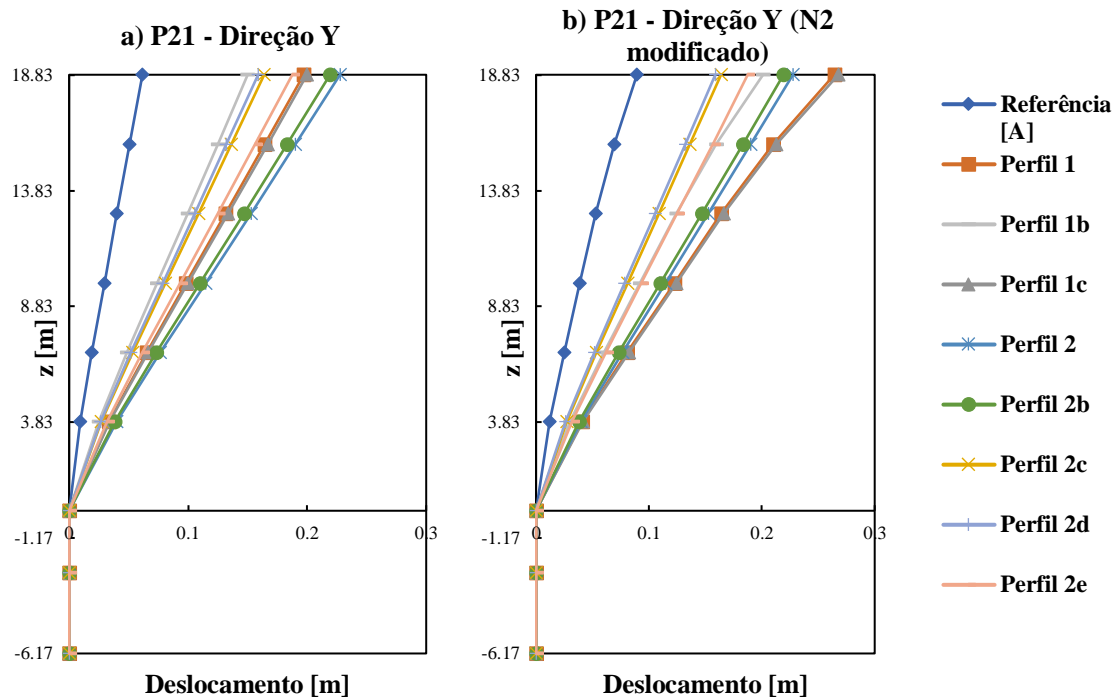


Figura 5.11 - Perfis de deslocamento do pilar 21, na direção Y: a) método N2 e b) método N2 modificado.

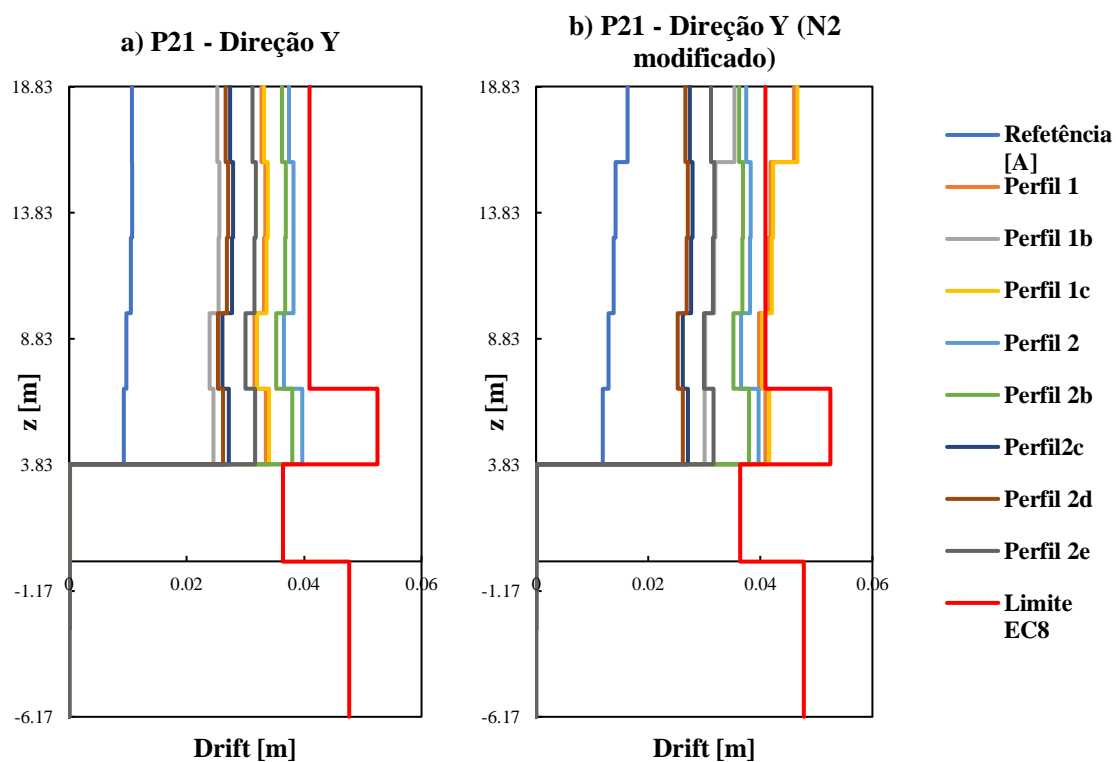


Figura 5.12 - Perfis drift do pilar 21, na direção X: a) método N2 e b) método N2 modificado.

5.3.4 Análise pushover adaptativa

A utilização da análise pushover convencional para a determinação dos deslocamentos relativos entre pisos pode conduzir a resultados menos precisos. Em diversos trabalhos, como em Bhatt (2011) [5], é sugerido métodos de análise como a análise pushover 3D e a análise pushover adaptativa que permitem analisar estruturas irregulares e ter em consideração a contribuição de todos os modos de vibração. Deste modo, foi realizada a análise pushover adaptativa do programa Seismostruct [45]. É feita uma breve comparação dos resultados dos deslocamentos entre pisos globais (no centro de massa de cada piso) com os obtidos pela análise pushover convencional.

Primeiramente, na Figura 5.13, é apresentado as curvas de capacidade obtidas com a análise pushover adaptativa. Verifica-se uma ligeira diferença entre as curvas de capacidade obtidas anteriormente, sendo que a análise pushover convencional apresenta uma capacidade resistente da estrutura menor.

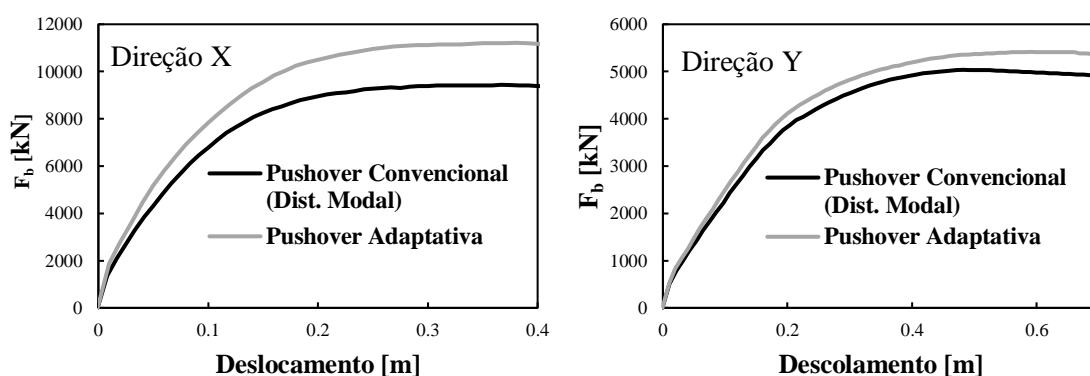


Figura 5.13 – Comparação das curvas de capacidade da análise pushover adaptativa e da análise pushover convencional.

Posto isto, foram obtidos os deslocamentos relativos entre pisos, para o centro de massa de cada piso, da análise pushover adaptativa. Estes são apresentados, e comparados com os obtidos pela análise pushover convencional, na Figura 5.14 e Figura 5.15. Verificam-se ligeiras diferenças entre ambos e os deslocamentos entre pisos obtidos pela análise pushover adaptativa apresentam ser, em geral, mais conservadores.

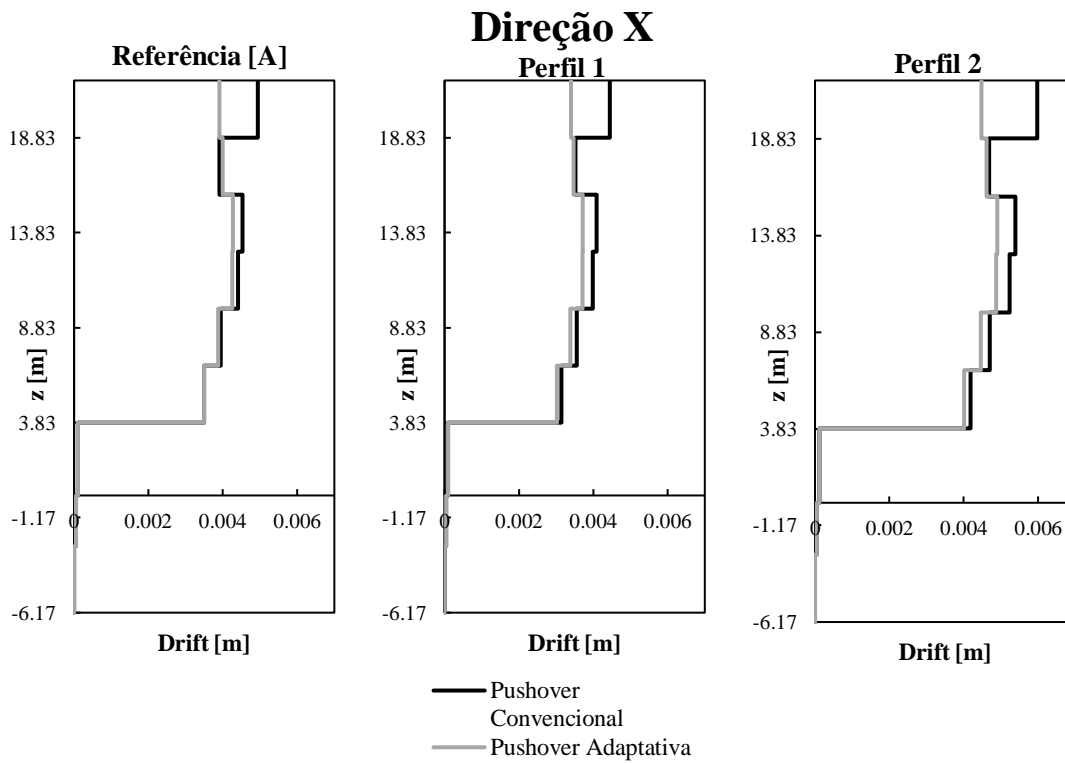


Figura 5.14 - Perfis de drift, na direção X, da análise pushover adaptativa e análise pushover convencional.

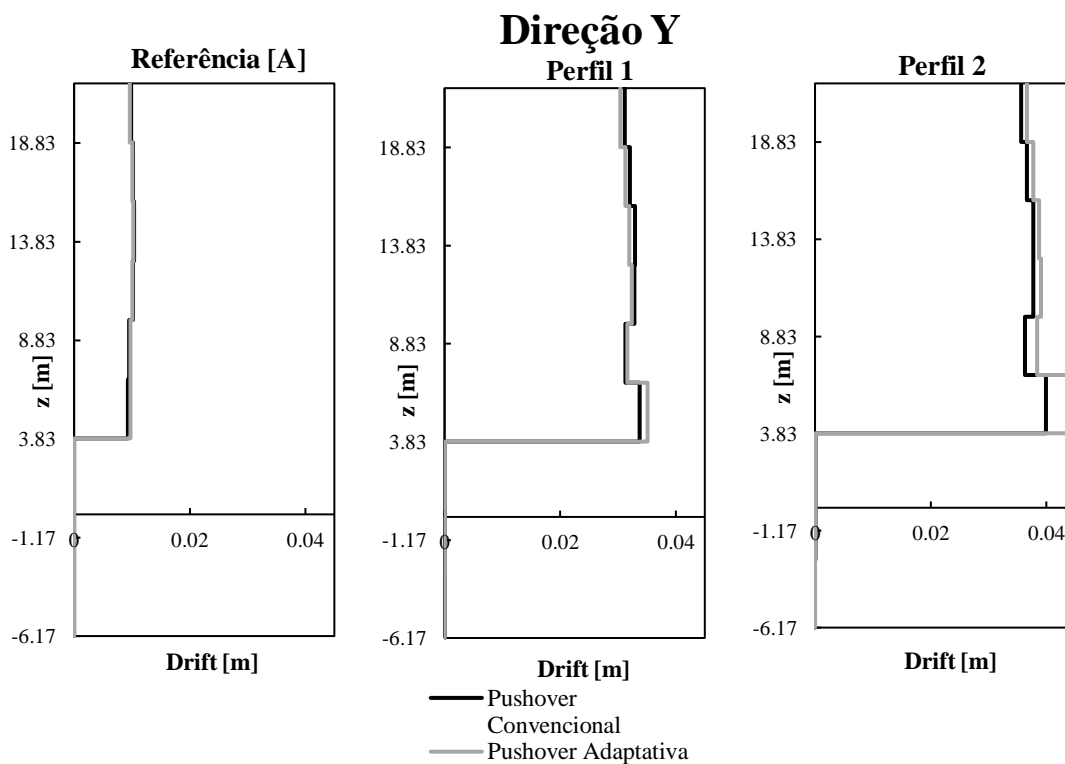


Figura 5.15 - Perfis de drift, na direção Y, da análise pushover adaptativa e análise pushover convencional.

5.3.5 Verificação da rotura por esforço transverso de elementos parede

As paredes resistentes são concebidas para proporcionar a uma estrutura uma maior capacidade de resistir a forças laterais, como as forças induzidas pelo um sismo ou pelo vento, tornando a sua existência fundamental. Assim estas, são elementos estruturais bastante afetados pelo esforço transverso, que em caso de uma rotura podem conduzir o colapso da estrutura. Para avaliar a capacidade resistente ao esforço transverso atuante foram selecionadas duas paredes em cada direção. Uma parede do núcleo de escadas para a direção X (a) e uma parede do núcleo de elevadores orientada segundo a direção Y (b), a Figura 5.16 elucida as paredes selecionadas.

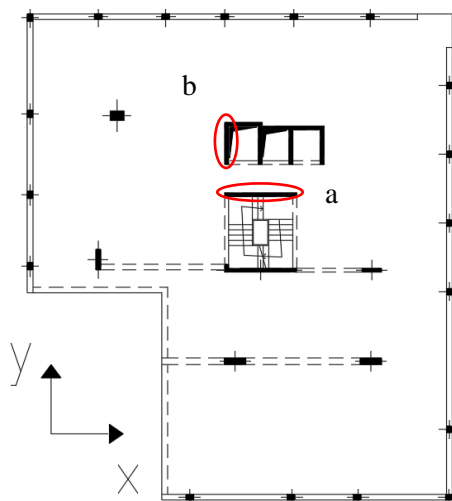


Figura 5.16 - Paredes escolhidas para a análise

Primeiramente é calculado o esforço transverso resistente de cada parede utilizando a equação (5.4) do EC2 [13].

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (5.4)$$

em que:

- A_{sw} área total dos estribos;
- s espaçamento dos estribos;
- z toma o valor de $z = 0.9d$, em que d corresponde à altura útil da secção, que é a distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade das armaduras tracionadas;
- f_{ywd} valor da tensão de cedência do aço das armaduras de esforço transverso;
- θ ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga, foi considerado 30° .

As armaduras de esforço transverso de ambas as paredes são compostas por varões de 10 mm com um espaçamento, entre varões, de 0.20 m. As suas dimensões são apresentadas na Tabela 5.4

De acordo com a equação anterior foram calculados o esforço transverso resistente que corresponde aos valores de 1948 kN para a parede do núcleo de escadas na direção X e de 1176 kN para a parede do núcleo de elevadores na direção Y.

Tabela 5.4 - Dimensões das paredes em análise

	Comprimento da secção [m]	Largura da secção [m]
Parede do núcleo de escadas (direção X)	3.70	0.20
Parede do núcleo de elevadores (direção Y)	2.25	0.20

Posto isto, é necessário obter os esforços transversos atuantes. Da análise pushover obtém-se diversos valores de esforço transverso consoante o deslocamento no nó de controlo. O esforço transverso atuante foi determinado para o deslocamento alvo de cada perfil. São apresentados na Tabela 5.5 e Tabela 5.6 os valores de esforço transverso atuante em cada parede.

Tabela 5.5 - Esforço transverso atuante na parede do núcleo de escadas (direção X) para cada perfil de solo

	Vsd [kN]								
	Cobertura	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Piso -1
Referência [A]	58.8	65.2	256.1	428.2	577.7	574.1	838.7	-2713.5	609.1
Perfil 1	48.7	62.2	240.8	393.1	540.4	515.8	807.8	-2517.8	566.6
Perfil 1b	86.8	74.4	289.9	519.5	665.7	695.4	913.9	-3159.7	704.2
Perfil 1c	48.8	62.2	240.9	393.4	540.7	516.2	808.0	-2519.3	566.9
Perfil 2	82.6	73.0	284.8	505.7	652.3	677.0	902.5	-3092.1	689.8
Perfil 2b	89.4	74.5	293.3	528.1	670.4	707.4	923.0	-3193.4	708.1
Perfil 2c	107.5	74.7	317.6	588.7	703.5	792.7	987.3	-3429.3	734.7
Perfil 2d	117.1	75.6	333.1	626.0	726.5	844.4	1028.9	-3573.0	742.8
Perfil 2e	112.6	74.8	324.4	605.7	712.9	816.7	1005.3	-3495.7	742.1

Tabela 5.6 - Esforço transverso atuante na parede do núcleo de elevadores (direção Y) para cada perfil de solo

	Vsd [kN]								
	Cobertura	Piso 7	Piso 6	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1	Piso -1
Referência [A]	6.5	18.9	29.6	129.8	150.4	242.8	180.6	-513.6	-145.3
Perfil 1	30.5	39.6	68.9	252.6	382.6	553.2	347.4	-827.2	-192.5
Perfil 1b	31.0	41.7	48.2	218.6	320.8	481.3	348.4	-859.2	-178.2
Perfil 1c	30.1	39.0	68.4	254.1	384.9	556.3	345.0	-821.6	-192.4
Perfil 2	30.7	33.7	81.9	274.7	418.1	599.8	339.6	-793.0	-196.7
Perfil 2b	30.7	35.4	79.1	268.8	408.8	587.4	341.3	-801.1	-195.4
Perfil 2c	33.6	45.6	62.4	230.0	346.0	509.5	359.4	-870.6	-186.8
Perfil 2d	32.5	44.2	56.9	225.5	336.7	499.1	355.6	-867.3	-183.7
Perfil 2e	33.6	42.1	76.9	250.0	379.1	547.7	361.2	-853.4	-194.5

Com os valores da Tabela 5.5 e Tabela 5.6 foram construídos os gráficos da Figura 5.17 onde é feita a comparação dos esforços transversos atuantes com o resistente para ambas as paredes.

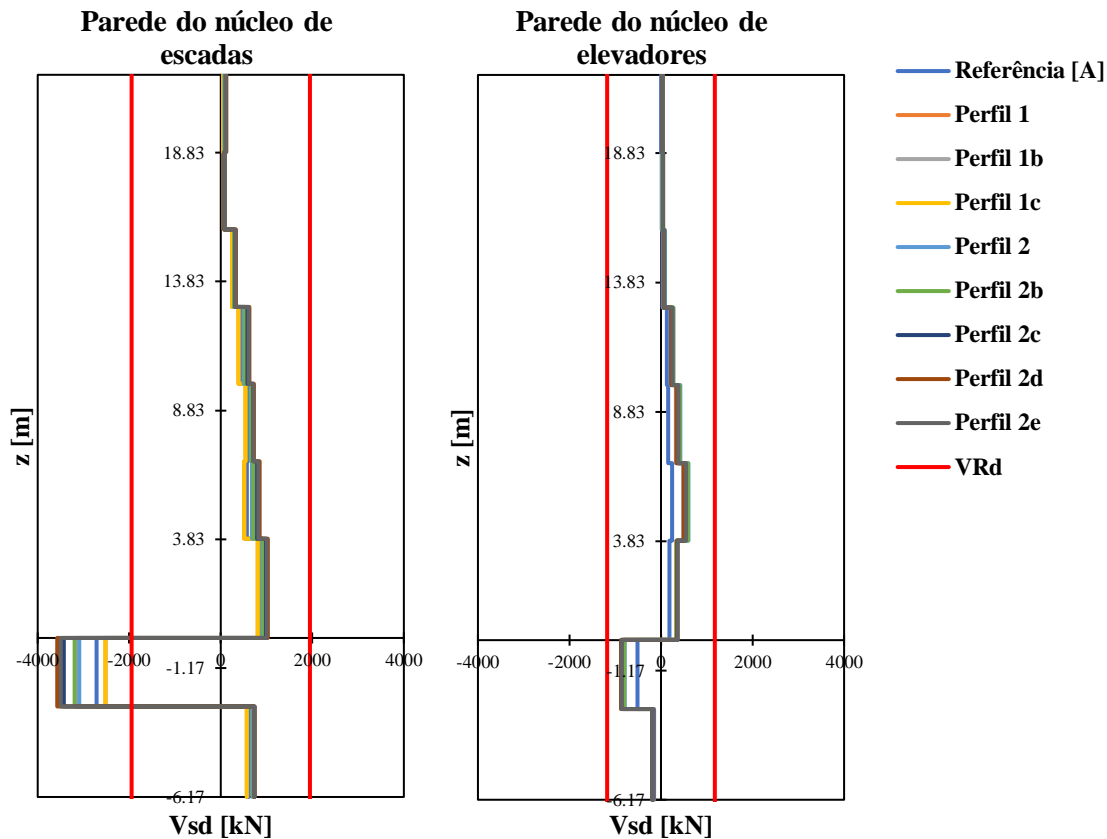


Figura 5.17 - Verificação do esforço transverso das paredes do núcleo de escada e do núcleo de elevadores.

Verifica-se valores máximos, em termos absolutos, de esforços transversos atuantes no piso 1, sendo este o piso que corresponde ao fim das paredes de contenção. Na parede do núcleo de escadas, direção X, os valores do piso 1 estão em incumprimento do valor de esforço transverso resistente. Para os restantes valores, em ambas as paredes, é verificado o esforço transverso.

5.3.6 Curvas de fragilidade

Para a construção das curvas de fragilidade seguiu-se a metodologia HAZUS [20], em que é usado o deslocamento espectral como medida de intensidade. Desta forma, a probabilidade de igualar ou exceder um determinado limite de dano é dada pela equação (5.5).

$$P[ds|S_d] = \phi \left[\frac{1}{\sigma_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (5.5)$$

em que:

S_d valor do deslocamento espectral;

ds estado de dano;

$\bar{S}_{d,ds}$ valor mediano do deslocamento espectral relativa a cada nível de dano, ds;

σ_{ds} desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral associado a cada estado de dano, ds;

ϕ função de distribuição cumulativa normal.

Esta metodologia tem em consideração quatro estados de dano, dano ligeiro, dano moderado, dano extenso e dano total (colapso da estrutura). Assim, para os cálculos dos parâmetros descritos acima, valor mediano e desvio padrão, foi utilizado a formulação apresentada no projeto RISK-EU [17]. Para o cálculo do desvio padrão, σ_{dsi} , de cada limite de estado de dano são usadas as expressões (5.7)-(5.10) em que os números de 1 a 4 representam cada limite, sendo o 1, dano ligeiro até ao 4, dano total (colapso da estrutura). O valor do desvio padrão é determinado em função da ductilidade última, μ_u , que é calculada pela expressão (5.6).

$$\mu_u = \frac{Sd_u}{Sd_y} \quad (5.6)$$

$$\sigma_{ds1} = 0.25 + 0.07 \ln(\mu_u) \quad (5.7)$$

$$\sigma_{ds2} = 0.20 + 0.18 \ln(\mu_u) \quad (5.8)$$

$$\sigma_{ds3} = 0.10 + 0.40 \ln(\mu_u) \quad (5.9)$$

$$\sigma_{ds4} = 0.15 + 0.50 \ln(\mu_u) \quad (5.10)$$

Já os valores medianos do deslocamento espectral, $\bar{S}_{d,dsi}$, para cada limite de estado de dano, são calculados pelas expressões (5.11)-(5.14).

$$\bar{S}_{d,ds1} = 0.25Sd_y \quad (5.11)$$

$$\bar{S}_{d,ds2} = Sd_y \quad (5.12)$$

$$\bar{S}_{d,ds3} = Sd_y + 0.25(Sd_u - Sd_y) \quad (5.13)$$

$$\bar{S}_{d,ds4} = Sd_u \quad (5.14)$$

As curvas de fragilidade foram construídas, de acordo com os critérios apresentados, e foram obtidas as probabilidades de ocorrência de cada nível de dano relativo a cada deslocamento alvo. Na Figura 5.18 e Figura 5.19 são apresentadas as curvas de fragilidade da estrutura e na Tabela 5.7 e Tabela 5.8 são apresentadas as probabilidades de ocorrência de cada estado de dano relativas a cada perfil, nas direções X e Y respetivamente.

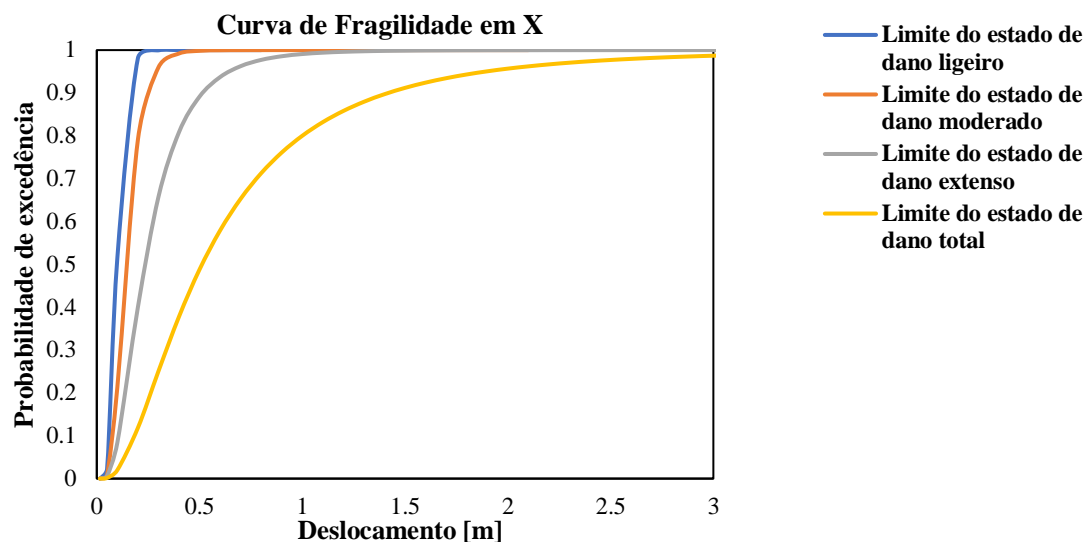


Figura 5.18 - Curvas de fragilidade da estrutura na direção X.

Tabela 5.7 - Probabilidades de ocorrência de cada nível de dano, para cada perfil, na direção X. Lê-se : SD - Sem dano; DL - Dano leveiro; DM - Dano moderado; DE - Dano extenso e DT - Dano total (colapso)

	Direção X					
	Deslocamento alvo (m)	Probabilidade de ocorrência de determinado estado de dano (%)				
		SD	DL	DM	DE	DT
Referência [A]	0.034	98.76	0.79	0.11	0.24	0.09
Perfil 1	0.031	98.96	0.67	0.09	0.2	0.08
Perfil 1b	0.042	98.23	1.13	0.16	0.34	0.13
Perfil 1c	0.031	98.97	0.66	0.09	0.2	0.08
Perfil 2	0.041	98.30	1.09	0.15	0.33	0.13
Perfil 2b	0.043	98.19	1.16	0.17	0.35	0.14
Perfil 2c	0.048	97.87	1.36	0.19	0.41	0.16
Perfil 2d	0.051	97.03	1.86	0.39	0.53	0.2
Perfil 2e	0.049	97.78	1.42	0.2	0.43	0.17

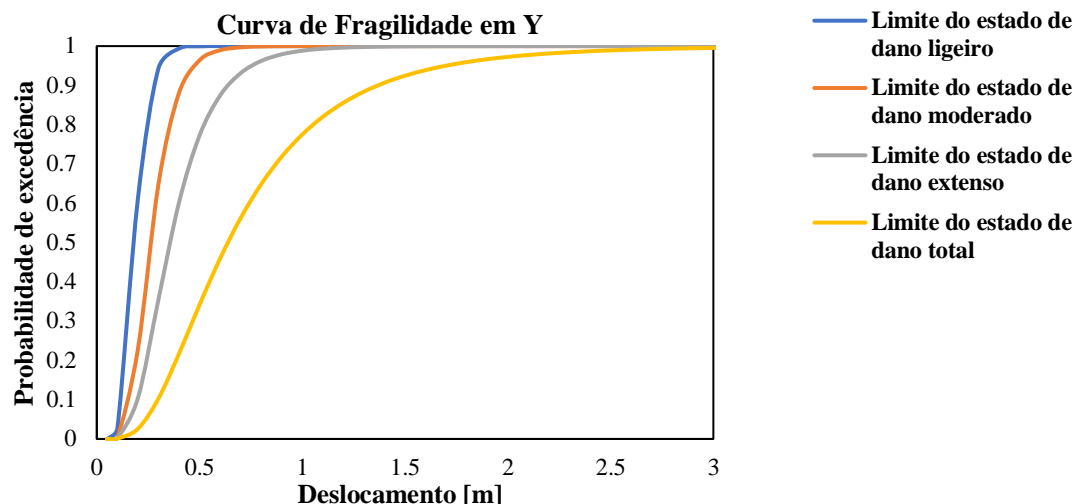


Figura 5.19 - Curvas de fragilidade da estrutura na direção Y.

Tabela 5.8 - Probabilidades de ocorrência de cada nível de dano, para cada perfil, na direção Y. Lê-se : SD - Sem dano; DL - Dano leveiro; DM - Dano moderado; DE - Dano extenso e DT - Dano total (colapso).

	Direção Y					
	Deslocamento alvo (m)	Probabilidade de ocorrência de determinado estado de dano (%)				
		SD	DL	DM	DE	DT
Referência [A]	0.070	98.94	0.91	0.04	0.07	0.04
Perfil 1	0.226	30.22	36.01	16.85	12.33	4.58
Perfil 1b	0.172	55.34	28.15	8.98	5.65	1.88
Perfil 1c	0.229	29.29	35.77	17.33	12.82	4.8
Perfil 2	0.261	18.62	32.92	22.76	18.42	7.28
Perfil 2b	0.251	21.93	33.8	21.07	16.68	6.51
Perfil 2c	0.188	46.04	33.88	10.95	6.86	2.27
Perfil 2d	0.182	49.43	31.79	10.23	6.42	2.13
Perfil 2e	0.215	33.97	37.01	14.95	10.36	3.71

De uma forma geral e lógica é observado que para deslocamentos alvos mais condicionantes estão relacionadas probabilidades de ocorrência de um estado de dano, também, mais condicionantes. Percebe-se, novamente, que a direção Y apresenta ser bem mais condicionante que a direção X.

Por fim, os valores das probabilidades de dano total (colapso) são comparados com o valor limite da probabilidade de ruína, P_f , calculado a partir da equação (2.6), presente no EC0 [12]. É também utilizado o documento Model Code 2010 [9] como complemento a esta análise. Este documento é baseado no EC0 [12] e estabelece valores de índices de fiabilidade consoante as consequências de rotura, período de vida útil e os custos relativos das medidas de segurança. Deste modo considerando um período de vida útil de 50 anos obtêm-se os índices de fiabilidade apresentados na Tabela 5.9 relativos às consequências da rotura: reduzido, pequeno, moderado e elevado e relativos aos custos das medidas de segurança: elevado, moderado e baixo.

Tabela 5.9 – Índices de fiabilidade relativamente a um período de referência de 50 anos, β_{50} . Retirado de Model Code 2010 [9].

Custos relativos das medidas de segurança	Consequências da rotura			
	Reduzido	Pequeno	Moderado	Elevado
Elevado	0	1.5	2.3	3.1
Moderado	1.3	2.3	3.1	3.8
Baixo	2.3	3.1	3.8	4.3

Aplicando a equação (2.6) do EC0 [12] são obtidas as probabilidades de ruína apresentadas na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – Probabilidades de ruína, em %, relativas aos índices de fiabilidade da Tabela 5.9. Retirado de Model Code 2010 [9].

Custos relativos das medidas de segurança	Consequências da rotura			
	Reduzido	Pequeno	Moderado	Elevado
Elevado	50	6.680	1.072	0.097
Moderado	9.680	1.072	0.097	0.00723
Baixo	1.072	0.097	0.00723	0.00085

Considerando a classe de consequências da rotura “Moderado” e os custos relativos das medidas de segurança “Elevado” e “Moderado”, é apresentado na Tabela 5.11 a comparação das probabilidades de ruína com as de dano tonal, que correspondem a valores de probabilidade calculados para os deslocamentos alvo.

Tabela 5.11 – Comparação das probabilidades de ruína com as probabilidades de colapso.

Probabilidade de ruína, Pf, (%)		1.072		0.097	
		Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Probabilidade de colapso (%)	Referência [A]	0.09	0.04	0.09	0.04
	Perfil 1	0.08	4.58	0.08	4.58
	Perfil 1b	0.13	1.88	0.13	1.88
	Perfil 1c	0.08	4.8	0.08	4.8
	Perfil 2	0.13	7.28	0.13	7.28
	Perfil 2b	0.14	6.51	0.14	6.51
	Perfil 2c	0.16	2.27	0.16	2.27
	Perfil 2d	0.2	2.13	0.2	2.13
	Perfil 2e	0.17	3.71	0.17	3.71

Na observação da Tabela 5.11 verifica-se que o solo de referência [A] cumpre as probabilidades de ruína apresentadas e que, principalmente, na direção Y (a mais condicionante) os perfis de solo considerados (perfis 1 e 2) ultrapassam o valor da probabilidade de ruína.

6

Considerações finais

O comportamento sísmico de um edifício de betão armado existente é condicionado por diversos fatores, entre eles a informação disponível sobre a estrutura e as condições de fundação e de geologia local. O primeiro fator determina o nível de conhecimento e condiciona o tipo de análise que pode ser realizado. A definição da ação é outro ponto-chave e é fortemente condicionada pelas condições geológicas locais. No caso em que as condições de fundação apresentam uma variação de rigidez significativa, caso de solos estratificados para os quais não existe uma definição regulamentar, a ação sísmica na fundação pode apresentar uma amplificação espectral considerável relativamente à ação sísmica no substrato rochoso.

No presente trabalho procurou-se perceber e analisar a influência das condições de fundação na resposta sísmica de uma estrutura de betão armado existente, através de análises estáticas não lineares e dos métodos N2 original (EC8) e N2 modificado. Neste processo esteve em consideração a definição de uma metodologia a ser aplicada nos casos em que EC8 não prevê regras claras para a definição da ação sísmica, como é o caso dos solos classificados como S1 e dos solos estratificados.

A metodologia foi aplicada primeiramente a um caso base, um pórtico plano. Foram considerados dois tipos de perfis de solo, um solo brando estratificado composto por uma camada de areia e outra de argila e um solo homogéneo composto por areia. A utilização dos dois perfis de solo permitiu estabelecer uma comparação de modo a averiguar o comportamento mais condicionante. Foram obtidos espetros de resposta à superfície dos dois perfis de solo com recurso a análise lineares equivalentes no domínio da frequência., tendo em conta a ação sísmica a atuar no substrato rochoso. A obtenção destes espetros revelou o carácter mais condicionante dos solos brandos estratificados, em que se pôde observar uma maior amplificação espectral quando comparados com o solo homogéneo. Para períodos baixos (0-0,35 s) houve uma atenuação das acelerações espectrais, sendo que, a partir do período 0.8 s, teve início uma zona de grande amplificação que teve o seu pico entre os períodos 1.2 s e 1.4 s, consoante o perfil de solo.

Numa segunda fase, a metodologia foi aplicada a um caso de estudo real, um edifício habitacional de 9 pisos, em que dois são em cave, situado em Lisboa, Parque das nações. A modelação não linear foi realizada com recurso ao programa Seismostruct considerando um modelo de plasticidade distribuída. Os edifícios com assimetrias na sua configuração em planta são suscetíveis à torção e o seu comportamento dinâmico é influenciado pelos modos de vibração superiores, o que torna o método N2 original, por si só, insuficiente para descrever a resposta da estrutura à ação dos sismos. Daqui resultou a necessidade de, no edifício em questão, utilizar

também o método N2 modificado, complementando a análise estática não-linear com os resultados da análise modal por espectro de resposta. Foram obtidos e analisados os deslocamentos alvos, os perfis de deslocamentos e drifts para os perfis de solos estudados, o que possibilitou a comparação do desempenho sísmico do edifício em função das condições de fundação. Apesar de, na generalidade, o limite do EC8 para o deslocamento entre pisos ser cumprido, verificou-se que os solos brandos estratificados produziram deslocamentos e drifts mais condicionantes para a estrutura.

Realizou-se, também, a verificação do esforço transversal para elementos mais condicionantes. À exceção do piso 1 na direção X, houve o cumprimento do limite do esforço transversal resistente. No entanto, os valores do esforço transversal atuante revelaram ser maiores para o caso dos solos brandos estratificados.

Por fim, foram obtidas as curvas de fragilidade da estrutura e determinadas as probabilidades de ocorrência de cada estado de dano para cada perfil de solo. Os valores de probabilidade de colapso foram comparados com o valor limite da probabilidade de ruína, estabelecido pelo EC0. Devido à utilização do deslocamento espectral como medida de intensidade e visto que esse deslocamento foi mais condicionante para o caso dos solos brandos estratificados, as probabilidades de cada estado de dano também o foram.

A ausência de regras claras no EC8 sobre a análise sísmica dos solos brandos estratificados e solos tipo S1, devido aos efeitos de amplificação que estes produzem, colocou sérios desafios no que diz respeito à definição da ação sísmica. A metodologia aplicada no presente trabalho provou ser uma ferramenta viável a ser usada no caso dos perfis de solo com características idênticas.

6.1 Divulgação dos resultados

Os resultados preliminares do trabalho foram apresentados na conferência "1st Croatian Conference on Earthquake Engineering" e foi publicado um artigo [2] nos anais da conferência.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Durante a realização do trabalho surgiram algumas questões que poderão contribuir para a melhor compreensão de alguns aspetos sobre a temática em estudo.

- A planta irregular da estrutura conduz a problemas de torção que não são considerados adequadamente nas análises estáticas não lineares e no método N2 recomendado pelo EC8. A realização de análises pushover 3D permitiria comparar os resultados obtidos por aplicação do método N2 modificado conferindo uma maior confiança nos resultados obtidos;
- A definição da ação sísmica através do método proposto combinado com a realização de análises dinâmicas não lineares pode melhorar o conhecimento sobre o comportamento de estruturas fundadas em condições que requerem um estudo mais detalhado, como os solos brandos estratificados;
- Realização de análises dinâmicas não lineares (IDA) combinando com uma abordagem probabilística para a consideração da variabilidade da ação sísmica e da incerteza na definição de várias propriedades dos materiais para a definição das curvas de fragilidade.

Bibliografia

- [1] Abrahamson N.A. (1992) "Non-stationary spectral matching," *Seismological Research Letters*, Vol. 63, No. 1, p. 30.
- [2] Alves, J.; Santana, T.; Cismasiu, I. (2021) – “Seismic performance of a RC building founded on soft stratified soils.”, *Proceedings of the 1st Croatian Conference on Earthquake Engineering*. pp 1199-1208, Zagreb, Croatia.
- [3] American Society of Civil Engineers (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10, Reston, VA.
- [4] Antoniou, S.; Pinho, R. (2003) – “SeismoStruct: Seismic Analysis Program by Seismosoft”, *Technical manual and User manual*.
- [5] Bhatt, C. (2011) – “Seismic Assessment of Existing Buildings Using Nonlinear Static Procedures (NSPs) – A New 3D Pushover Procedure.” *Tese de Doutouramento*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- [6] Beresnev, I. A., K.-L. Wen, and Y. T. Yeh (1995). Nonlinear soil amplification: Its corroboration in Taiwan, *Bulletin of the Seismological Society of America* 85, pp. 496-515.
- [7] Bohnhoff, D. R. (2014). “Modeling Soil Behavior with Simple Springs”, *Research & Technology, Frame Building News*, USA
- [8] Bolisetti, C., Andrew S. (2015). “Site Response, Soil-Structure Interaction and Structure-Soil-Structure Interaction for Performance Assessment of Buildings and Nuclear Structures.”, *Report: MCEER-15-002*.
- [9] CEB-FIP (2013), *Comité Euro-Internacional de Betão - Federação Internacional de Pré-esforço, fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Laussane.
- [10] EduPro Civil Systems, Inc. Proshake 2.0 – Educational Version. Disponível em: <http://www.proshake.com/PS2.0Educational.html>. Acedido a Abril 2020.
- [11] Estêvão, J. M. C.; Silva, E.; Silva, J. (2007) “Avaliação da resposta sísmica de edifícios sítos em solos brandos estratificados” *Em Sísmica 2007 – 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- [12] Eurocódigo 0: Bases para projeto de estruturas (2009). CEN -Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [13] Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1: Regras gerais e regras para edifícios (2010). CEN -Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [14] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (2010). CEN -Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [15] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 3: Avaliação e reforço de edifícios (2010). CEN -Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [16] Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos, Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos (2010). CEN -Comité Europeu de Normalização, Bruxelas, Bélgica.
- [17] European Commission(editor): RISK-UE Project.: RISK-UE Project: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to dierent European towns. WP4: Vulnerability of current buildings. 2003.
- [18] Fajfar P. & Fischinger M. (1988) "N2 - A Method for Non-Linear Seismic Analysis of Regular Buildings". *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*. pp. 111-116, Tokyo-Kyoto, Japan.
- [19] Fajfar, P., Marusic, D. & Perus, I. (2005). *The Extension of the N2 Method to Asymmetric Buildings*. Proc. of the 4th European Workshop on the Seismic Behaviour of Irregular and Complex Structures, Thessaloniki, Greece.
- [20] FEMA & NIBS Mitigation Division: Washington, D.C.: *Multi-hazard Loss Estimation Methodology - Earthquake Model - HAZUS R MH MR4 - Technical Manual*. 2003.
- [21] Filippou, F.; Popov, E.; Bertero, V. (1983) – “Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behaviour of Reinforced Concrete Joints”, *Earthquake Engineering Research Center, Report N° UCB/EERC 83-19*, University of California, Berkeley, California.
- [22] Fragiadakis M., Pinho R., Antoniou S. (2008) "Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading," in *Progress in Computational Dynamics and Earthquake Engineering*, Eds. M.

- Papadrakakis, D.C. Charmpis, N.D. Lagaros and Y. Tsompanakis, A.A. Balkema Publishers – Taylor & Francis, The Netherlands.
- [23] Hancock J., Watson-Lamprey J., Abrahamson N.A., Bommer J.J., Markatis A., McCoy E., Mendis R. [2006] "An improved method of matching response spectra of recorded earthquake ground motion using wavelets." *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10 pp. 67–89.
- [24] Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Ilhan, O., Xing, G., Groholski, D.R., Phillips, C.A., and Park, D. (2020) "DEEPSOIL 7.0, User Manual". Urbana, IL, Board of Trustees of University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [25] Hughes T.J.R. (1987) *The Finite Element Method, Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis*, Prentice-Hall.
- [26] Idriss, I. M.; Sun, Joseph I (1992).; *User's manual for SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits*. Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA.
- [27] Konder, R. L. and Zelasko, J. S. (1963) "A hyperbolic stress-strain formulation of sands." *Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sao Paulo, Brasil, 289-324.
- [28] Kramer S.L. (1996) *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice Hall, USA
- [29] LNEC (2019). "Metodologia para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes baseada em análises de fiabilidade estrutural", Lisboa, Portugal. Relatório 81/2019 – DE/NESDE.
- [30] Luzi L, Puglia R, Russo E & ORFEUS WG5 (2016). *Engineering Strong Motion Database*, version 1.0. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, Observatories & Research Facilities for European Seismology. doi: 10.13127/ESM
- [31] Madas, P. (1993) – "Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading", PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK.
- [32] Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R. (1988) – "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol.114, No.8, pp.1804-1826.
- [33] Martinez-Rueda, J. E.; Elnashai, A. S. (1997) – "Confined Concrete Model Under Cyclic Load", *Materials and Structures*, Vol.30, No.197, pp.139-147.
- [34] Masaki K., Yamazaki Y., Seo K., Samano T., Guitierrez C. & Mena E. (1988) "Measurement of shear wave velocity of subsurface in Mexico City by board banging method tripartite observation of microtremor". *Proceedings of the Ninth World Conference in Earthquake Engineering*. Pp 405-410, Tokyo-Kyoto, Japan.
- [35] Menegotto, M.; Pinto, P. E. (1973) – "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending", *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Switzerland, pp. 15-22.
- [36] NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas, e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [37] PEER 2013/03 – PEER NGA-West2 Database, by: Timothy D. Ancheta, Robert B. Darragh, Jonathan P. Stewart, Emel Seyhan, Walter J. Silva, Brian S.J. Chiou, Katie E. Wooddell, Robert W. Graves, Albert R. Kottke, David M. Boore, Tadahihiro Kishida and Jennifer L. Donahue.
- [38] Santana, T. (2017). Material de apoio 6a e 6b – "Resposta sísmica de camadas de solo horizontais sobre estratos rígidos.", FCT-UNL, Caparica. Disponível em: Documentação de apoio da Unidade Curricular - Fundamentos de Engenharia Sísmica.
- [39] Santos, A. J. (2011). Material de apoio -" Fundações de estruturas – Notas acerca do comportamento mecânico dos solos.", IST, Lisboa. Acedido em: <http://www.civil.ist.utl.pt/>
- [40] Schnabel PB, Lysmer J, Seed HB (1972), "SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites", Report No. EERC72-12, University of California, Berkeley.
- [41] Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Report No. EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- [42] Seed, H. B.; Sun, J.; Jaime, A.; Lysmer, J. (1987) – "Relationships between soil conditions and earthquake ground motions in Mexico City in the earthquake of Sept. 19, 1985." *Earthquake Engineering Research Center*, Report n° UCB/EERC 87-15, University of California, Berkeley
- [43] Seismosoft. (2020). SeismoMatch – A computer program for spectrum matching of earthquake records. Disponível em URL: www.seismosoft.com/; Acedido em: Maio de 2020.
- [44] Seismosoft. (2020). SeismoSelect – A computer program for selection and scaling of ground motion records Disponível em URL: <https://seismosoft.com/>; Acedido em: Maio de 2020.
- [45] Seismosoft. (2020). SeismoStruct- A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of

- framed structures. Disponível em URL: <https://seismosoft.com/>; Acedido em: Maio de 2020.
- [46] Vieira, A.M.P (1995). Estudo da Amplificação dos Movimentos Sísmicos por Depósitos de Solo com Estratificação Horizontal. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa. Relatório 134/1995 – NEGE.
- [47] Vucetic, M. and Dobry, R. (1991). "Effect of soil plasticity on cyclic response," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107.
- [48] Yassin, M. H. M. (1994) – “Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures Under Monotonic and Cyclic Loads”, PhD Thesis, University of California, Berkeley, USA.
- [49] Yee E, Stewart JP, Tokimatsu K (2013) Elastic and large-strain nonlinear seismic site response from analysis of vertical array recording. *Journal of Geotech. Geoenviron. Eng.*, 139 (10), 1789-1801
- [50] Youngs, R.R. (2004). Software validation report for SHAKE04, Geomatrix Consultants.

Anexo A

1. Critérios de filtragem utilizados pelo SeismoSelect

Os critérios que o SeismoSelect utiliza para filtrar as bases de dados são a magnitude do sismo, a distância ao epicentro, o tipo de falha que originou o sismo, as velocidades das ondas de corte que fornece uma indicação do tipo de solo onde estes eventos sísmicos foram registados (e.g. valores de V_s superiores a 800m/s indica afloramentos rochosos), a duração efetiva (D5-D95) que representa a duração do sismo correspondente a 5% e a 95% da energia total acumulada da intensidade de Arias, o valor máximo da aceleração, quando e onde ocorreu o sismo.

2. Exemplo de input de um acelerograma no SeismoMatch

Na Figura A.1 é apresentado um exemplo de input de um acelerograma do sismo de Whittier Narrows, Los Angeles, tendo sido selecionado o formato em que existem múltiplos valores de acelerações por linha devido ao tipo de formato do ficheiro. O time step é igual a 0.005s (essa informação vem no ficheiro de cada registo) e o fator de escala é 1 porque neste caso como tanto no programa e do ficheiro do acelerograma as unidades da aceleração estão em g.

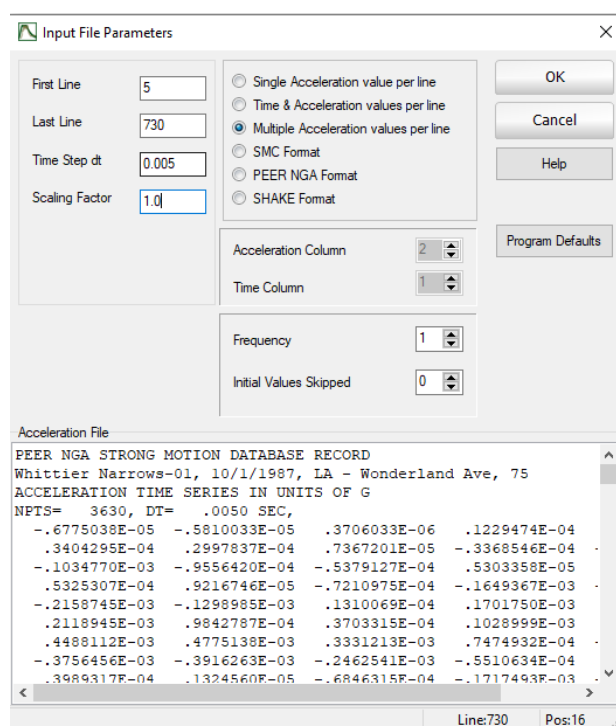


Figura A.1 – Input, do SeismoMatch [43], do acelerograma do sismo de Whittier Narrows , Los Angeles

3. Output dos espectros de resposta ajustados no SeismoMatch

Para a construção da Figura 3.7 b) foram copiados, um a um, os dados dos espectros de resposta ajustados do programa para ficheiros .txt (estes serão os ficheiros usados para a análise dos solos), originando 16 ficheiros com a informação relativa a cada espectro de resposta para cada acelerograma. No exemplo da Figura A.2, pode-se verificar as tabelas com os dados relativos a um acelerograma do sismo de Coyote Lake 1979, EUA. A tabela do lado esquerdo corresponde aos dados originais do acelerograma e o lado direito corresponde aos dados ajustados do acelerograma. Assim, na tabela dos dados ajustados do acelerograma (lado direito) copiou-se os valores da aceleração em função do período para o ficheiro .txt. Este processo foi feito para os restantes 15 acelerogramas.

Input/Output Accs Time Series Response Spectra Mean Matched Spectrum Ground Motion Parameters

Damping Value 5% Refresh

Original Accelerograms Matched Accelerograms Comparisons Table

COYH1.AT2

Parameters from Original Accelerogram Spectrum						Parameters from Matched Accelerogram Spectrum					
Period (s)	Acc (g)	Vel (cm/sec)	Disp (cm)	Pseudo-Acc (g)	Pseudo-Vel (cm/	Period (s)	Acc (g)	Vel (cm/sec)	Disp (cm)	Pseudo-Acc (g)	Pseudo-Vel (cm/
0.00000	0.09407	0.00000	0.00000	0.09407	0.00000	0.00000	0.11806	0.00000	0.00000	0.11806	0.00000
0.02000	0.10658	0.11444	0.00106	0.10649	0.33253	0.02000	0.12035	0.12379	0.00120	0.12034	0.37578
0.04000	0.15822	0.62545	0.00627	0.15780	0.98548	0.04000	0.16523	0.68579	0.00656	0.16496	1.03020
0.06000	0.34062	2.89326	0.03033	0.33905	3.17622	0.06000	0.32440	2.63543	0.02890	0.32304	3.02619
0.08000	0.32582	3.80130	0.05159	0.32437	4.05159	0.08000	0.37579	4.49240	0.05949	0.37408	4.67241
0.10000	0.35059	5.01220	0.08674	0.34906	5.44998	0.10000	0.42689	5.77922	0.10565	0.42516	6.63810
0.12000	0.23639	4.66650	0.08423	0.23538	4.41003	0.12000	0.42706	7.75959	0.15207	0.42499	7.96246
0.14000	0.29303	5.59860	0.14205	0.29166	6.37510	0.14000	0.42756	7.94942	0.20742	0.42589	9.30917
0.16000	0.23903	6.02576	0.15138	0.23796	5.94453	0.16000	0.42733	11.03495	0.27044	0.42513	10.62010
0.18000	0.29373	8.49828	0.23544	0.29243	8.21832	0.18000	0.42729	11.01345	0.34251	0.42542	11.95585
0.20000	0.26672	8.31009	0.26318	0.26478	8.26804	0.20000	0.42683	12.59146	0.42190	0.42447	13.25448
0.22000	0.17018	6.00482	0.20355	0.16924	5.81333	0.22000	0.42899	13.18384	0.51367	0.42710	14.67049
0.24000	0.14857	6.00109	0.21133	0.14765	5.53261	0.24000	0.42983	14.76650	0.61290	0.42821	16.04561
0.26000	0.14057	6.50427	0.23446	0.13958	5.66606	0.26000	0.40740	15.74135	0.68145	0.40568	16.46808
0.28000	0.13029	5.96650	0.25216	0.12944	5.65854	0.28000	0.38485	17.15427	0.74574	0.38279	16.73440
0.30000	0.09241	5.03577	0.20501	0.09167	4.29365	0.30000	0.34972	16.00266	0.77836	0.34804	16.30201

Figura A.2 - Interface do programa SeismoMatch - Exemplo da exportação dos dados do espectro de resposta ajustado para um acelerograma do sismo de Coyote Lake 1979, EUA

