U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO

CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE VIADUTOS EXTENSOS SOB AÇÕES SÍSMICAS EM CONDIÇÕES DESFAVORÁVEIS DO SOLO DE FUNDAÇÃO. O CASO DO VIADUTO DO GRANDE CANAL NA CIDADE DO MÉXICO

MARGARIDA DE HENRIQUES MARTINS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professora Doutora Cristiana Ferreira

Coorientador: Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes

Supervisor na Instituição: Engenheiro Filipe Cavadas

JULHO DE 2026

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2025/2026

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E GEORRECURSOS

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2025/2026 - Departamento de Engenharia Civil e Georrecursos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2026*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

"Slow down, you crazy child
You're so ambitious for a juvenile"
Billy Joel

AGRADECIMENTOS

Chegou ao fim um dos capítulos mais importantes da minha vida mas a conclusão deste percurso não teria sido possível sem o apoio, disponibilidade e o carinho de todas as pessoas que fizeram parte dele.

À Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, agradeço a formação proporcionada, as oportunidades concedidas e todos os conhecimentos adquiridos ao longo destes anos. A todos os docentes que contribuíram para este percurso académico fica um sincero obrigada pela disponibilidade, conhecimento transmitido e apoio demonstrado.

Um agradecimento muito especial aos orientadores, Professora Doutora Cristiana Ferreira e Professor Doutor João Paulo Miranda Guedes, pelo acompanhamento, partilha de conhecimentos e pelo contributo essencial para a concretização deste trabalho. Agradeço também à empresa, GEG, que disponibilizou os elementos necessários ao desenvolvimento do caso de estudo e, em particular, ao Engenheiro Filipe Cavadas, pela atenção e disponibilidade ao longo deste processo.

A todos os amigos que estiveram presentes desde o início e àqueles que se juntaram pelo caminho, mas que assumiram igual importância, fica um enorme obrigada. Pelos cafés, viagens, aventuras, jantares, churrascos e noitadas de estudo obrigada por tornarem este percurso mais leve e por estarem presentes muito para além dos momentos académicos. Em especial agradeço ao Jacinto, à Inês, ao Manel, ao Nelo, ao Xoto e ao Tomás por terem acompanhado todo este percurso de perto, ajudado e por todos os sorrisos que proporcionaram mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos amigos do Erasmus, obrigada por terem tornado tudo mais fácil, mesmo nos momentos de maior incerteza, e por terem transformado uma cidade desconhecida num lugar de memórias inesquecíveis. Em especial, à Vitória, por ter sido casa numa outra cidade, pela companhia nos dias de estudo, conversas e por tudo aquilo que foi vivido e partilhado.

Ao André, agradeço profundamente, por tantas vezes ter ouvido falar dos mesmos problemas, dúvidas e resultados como se fosse sempre a primeira vez. Obrigada por me dares força para continuar, por não permitir que o desânimo vencesse nos momentos mais difíceis, pela grande paciência, amor e por estares sempre presente, mesmo quando esta dissertação parecia ocupar todo o espaço disponível.

Aos meus pais, por todas as oportunidades que sempre me proporcionaram e por garantirem que nunca me faltasse o apoio necessário para seguir o meu caminho. À minha mãe, por ser um exemplo de força e resiliência, por acreditar sempre em mim e nunca me deixar desistir. Ao meu pai, por estar sempre disponível para ajudar e por procurar encontrar uma solução para cada problema. À minha irmã e ao meu cunhado, pela preocupação constante e por nunca deixarem de perguntar como estava. Um obrigada também à minha avó por todas as boas memórias e carinho que me dá todos os dias.

Por fim, quero expressar o meu agradecimento por todo o apoio e carinho ao longo deste percurso, incluindo aqueles que partiram antes do tempo, mas cujo amor, legado e presença permanecerão para sempre no meu coração.

A todos, o meu mais sincero obrigada!

RESUMO

A avaliação sísmica de viadutos extensos implantados em solos moles exige a consideração conjunta da variabilidade geotécnica, da modificação do movimento sísmico durante a sua propagação no terreno e da resposta dinâmica da estrutura. Neste contexto, a dissertação avalia a influência das condições locais do solo no comportamento sísmico do Viaduto do Grande Canal, integrado na *Autopista Urbana Siervo de la Nación*, na Cidade do México, uma região marcada pela elevada sismicidade e pela presença de depósitos argilosos lacustres de reduzida rigidez e elevada compressibilidade.

A estratégia adotada desenvolveu-se de forma sequencial. Inicialmente, procedeu-se à análise da informação geotécnica disponível, proveniente de ensaios de campo, e à definição de sete perfis representativos distribuídos ao longo do traçado. Estes perfis foram caracterizados e organizados em quatro grupos, considerando a sucessão e a espessura das unidades geotécnicas e os respetivos parâmetros resistentes e dinâmicos, com particular incidência na velocidade de propagação das ondas de corte. Seguidamente, foram construídos modelos no programa STRATA, nos quais se efetuaram análises unidimensionais de resposta sísmica local com registos associados aos sismos de 1985 e de 2017. Avaliaram-se a evolução da aceleração máxima em profundidade e os espetros de resposta à superfície.

A componente estrutural foi inicialmente estudada através de modelos simplificados de um grau de liberdade e de pórtico bidimensional implementados em MATLAB. Posteriormente, foi desenvolvido no Autodesk Robot Structural Analysis um modelo representativo de um troço do viaduto, permitindo comparar a resposta associada ao espetro regulamentar mexicano com a correspondente ao espetro resultante da resposta sísmica local. A análise foi complementada por uma representação simplificada da interação solo-fundação-estrutura, considerando a deformabilidade das fundações através de rigidezes equivalentes e avaliando a interação cinemática das estacas mediante a redução do espetro regulamentar.

Os resultados evidenciaram uma variabilidade geotécnica significativa ao longo do traçado e demonstraram que a resposta à superfície depende simultaneamente das características do perfil e do conteúdo em frequência do movimento de entrada. Os registos de 1985 apresentaram, em geral, respostas envolvidas pelos espetros de dimensionamento, enquanto os registos de 2017 originaram excedências em períodos curtos. As análises estruturais mostraram ainda que uma maior PGA não corresponde necessariamente à solicitação mais gravosa, assumindo particular importância a relação entre o conteúdo espetral da ação sísmica e os períodos próprios da estrutura. No caso analisado, o espetro resultante da resposta sísmica local revelou-se mais exigente do que o regulamentar na proximidade do modo longitudinal dominante. A introdução da flexibilidade da fundação produziu alterações moderadas nas características dinâmicas e na força horizontal global, enquanto a redução associada à interação cinemática se concentrou em períodos inferiores ao período fundamental dominante.

Conclui-se que a utilização de um único perfil geotécnico ou de uma ação sísmica uniforme pode não representar adequadamente as solicitações ao longo de viadutos extensos. Os resultados reforçam a importância de considerar a variabilidade geotécnica, a resposta sísmica local e as condições de fundação na avaliação estrutural deste tipo de infraestruturas.

PALAVRAS-CHAVE: viadutos extensos, resposta sísmica local, solos argilosos moles, interação solo-fundação-estrutura, Cidade do México.

ABSTRACT

The seismic assessment of long viaducts founded on soft soils requires the combined consideration of geotechnical variability, the modification of seismic motion during its propagation through the ground, and the dynamic response of the structure. In this context, this dissertation assesses the influence of local soil conditions on the seismic behaviour of the *Gran Canal Viaduct*, which forms part of the *Autopista Urbana Siervo de la Nación* in Mexico City, a region characterised by high seismicity and the presence of lacustrine clay deposits with low stiffness and high compressibility.

The adopted methodology was developed sequentially. First, the available geotechnical data obtained from field tests were analysed, and seven representative profiles distributed along the viaduct alignment were defined. These profiles were characterised and organised into four groups according to the sequence and thickness of the geotechnical units and their strength and dynamic parameters, with particular emphasis on shear-wave velocity. Subsequently, models were developed in STRATA, in which one-dimensional local seismic response analyses were performed using records associated with the 1985 and 2017 earthquakes. The variation of peak ground acceleration with depth and the acceleration response spectra at the surface were evaluated.

The structural component was initially studied through simplified single-degree-of-freedom and two-dimensional frame models implemented in MATLAB. Subsequently, a model representing a section of the viaduct was developed in Autodesk Robot Structural Analysis, allowing the response associated with the Mexican code spectrum to be compared with that corresponding to the spectrum derived from the local seismic response. The analysis was complemented by a simplified representation of soil-foundation-structure interaction, accounting for foundation flexibility through equivalent stiffnesses and assessing pile kinematic interaction by reducing the code spectrum.

The results revealed significant geotechnical variability along the alignment and demonstrated that the surface response depends both on the characteristics of the soil profile and on the frequency content of the input motion. The 1985 records generally produced responses enveloped by the design spectra, whereas the 2017 records led to exceedances at short periods. The structural analyses further showed that a higher PGA does not necessarily correspond to the most demanding structural response, highlighting the importance of the relationship between the spectral content of the seismic action and the natural periods of the structure. For the analysed case, the spectrum derived from the local seismic response was more demanding than the code spectrum in the vicinity of the dominant longitudinal mode. The introduction of foundation flexibility produced moderate changes in the dynamic characteristics and global horizontal force, whereas the reduction associated with kinematic interaction was concentrated at periods shorter than the dominant fundamental period.

It is concluded that the use of a single geotechnical profile or a uniform seismic action may not adequately represent the demands acting along long viaducts. The results reinforce the importance of considering geotechnical variability, local seismic response, and foundation conditions in the structural assessment of this type of infrastructure.

KEYWORDS: long viaducts, local seismic response, soft clay soils, soil-foundation-structure interaction, Mexico City.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS I

RESUMO III

ABSTRACT V

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA 1

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS 2

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 3

2. ESTADO DE ARTE 5

2.1. ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO DO PROBLEMA 5

2.2. ESTRATIGRAFIA E FORMAÇÃO DE SOLOS 5

2.2.1. ENQUADRAMENTO GERAL 5

2.2.2. SOLOS ARGILOSOS 6

2.2.3. SOLOS GRANULARES 6

2.2.4. COMPARAÇÃO ENTRE SOLOS ARGILOSOS E SOLOS GRANULARES 7

2.3. PROPRIEDADES DAS ARGILAS 8

2.3.1. SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E IMPLICAÇÕES NO COMPORTAMENTO 8

2.3.2. INTERAÇÕES FÍSICAS E QUÍMICAS ENTRE AS PARTÍCULAS DE ARGILA E ÁGUA 9

2.3.3. ESTRUTURA DOS SOLOS ARGILOSOS 10

2.3.4. CONSISTÊNCIA E LIMITES DE ATTERBERG 11

2.3.5. COMPRESSIBILIDADE E CONSOLIDAÇÃO 12

2.3.6. RESISTÊNCIA AO CORTE 13

2.4. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO 15

2.4.1. ENSAIO SPT 15

2.4.2. ENSAIO CPT 16

2.5. CORRELAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE PARÂMETROS 18

2.5.1. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM SOLOS ARGILOSOS 18

2.5.2. RIGIDEZ INICIAL E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS DE CORTE 19

2.5.3. ESTIMATIVA DO MÓDULO DE DISTORÇÃO INICIAL A PARTIR DO CPT 20

2.5.4. ESTIMATIVA DA VELOCIDADE DAS ONDAS DE CORTE A PARTIR DO SPT 20

2.6. COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS SOLOS E RESPOSTA SÍSMICA LOCAL 22

2.6.1. ORIGEM DA AÇÃO SÍSMICA E PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS 22

2.6.2. Parâmetros do Movimento Sísmico Relevantes em Engenharia 25
2.6.3. Propagação de Ondas em Depósitos Estratificados 27
2.6.4. Propriedades Dinâmicas dos Solos 29
2.6.5. Análise Unidimensional da Resposta Sísmica Local 30
2.6.6. Utilização de Espetros na Avaliação da Resposta Sísmica Local 31
2.7. Soluções Estruturais e de Fundação para Viadutos em Solos Moles 32
2.7.1. Tipologias Estruturais e Sistemas de Proteção Sísmica 32
2.7.2. Fundações em Caixa com Estacas de Atrito 33
2.7.3. Interação solo-fundação-estrutura 35
2.8. Síntese e Identificação de Lacunas 36

3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E DA SISMICIDADE DA CIDADE DO MÉXICO 39
3.1. Contextualização Geológica e Histórica do Vale do México 39
3.2. Zonamento Geotécnico da Cidade do México 40
3.3. Estratigrafia Típica da Cidade do México 41
3.4. Propriedades das Argilas da Cidade do México 42
3.4.1. Teor em Água e Índice de Vazios 43
3.4.2. Limites de Atterberg 43
3.4.3. Resistência Não Drenada 43
3.4.4. Compressibilidade 44
3.4.5. Propriedades Dinâmicas 45
3.5. Sismicidade e Enquadramento Tectónico do México 47
3.6. Resposta Sísmica Local na Bacia do México 49
3.7. Implicações para Viadutos em Contexto Sísmico 50
3.8. Sismos de 1985 e 2017: Efeitos Observados na Cidade do México 51

4. CASO DE ESTUDO 55
4.1. Enquadramento do Estudo 55
4.2. Caracterização Geotécnica 56
4.2.1. Enquadramento Geológico-Geotécnico 56
4.2.2. Campanha de Investigação Geotécnica 59
4.2.3. Condições de Fundação 61
4.3. Caracterização Estrutural 66
4.3.1. Ação Sísmica e Espetro de Projeto 66
4.3.2. Conceção Geral do Viaduto V2 69

4.3.3. Superestrutura e Configuração do Tabuleiro 70
4.3.4. Superestrutura: Pilares e Travessas 72
4.3.5. Materiais Estruturais 74
4.4. Síntese do Caso de Estudo 75

5. METODOLOGIA DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E RESPOSTA SÍSMICA 77
5.1. Informação Geotécnica Disponível e Seleção dos Perfis Representativos 77
5.2. Tratamento da Informação Geotécnica e Construção dos Perfis de Cálculo 78
5.3. Definição dos Perfis Geotécnicos para Modelação no STRATA 82
5.4. Seleção, Preparação e Introdução dos Registos Sísmicos no STRATA 83
5.4.1. Critérios Gerais de Seleção e Fator de Escala Aplicado aos Registos Sísmicos 83
5.4.2. Pesquisa Inicial na Base de Dados Engineering Strong-Motion Database 84
5.4.3. Avaliação Preliminar dos Primeiros Registos Testados 85
5.4.4. Reformulação da Pesquisa e Testes Intermédios 85
5.4.5. Obtenção dos Registos Sísmicos Mexicanos 87
5.4.6. Tratamento dos Ficheiros de Aceleração e Introdução no STRATA 87
5.5. Programa de Análises Executado e Grandezas Selecionadas para Avaliação 88
5.6. Caracterização Dinâmica Complementar do Perfil S1-V4 89

6. METODOLOGIA ESTRUTURAL 91
6.1. Enquadramento Geral da Análise Estrutural 91
6.2. Seleção e Preparação dos Sinais Sísmicos para Análise Estrutural 91
6.3. Modelo Estrutural Simplificado 92
6.3.1. Objetivo e Modelos Considerados 92
6.3.2. Modelo de um Grau de Liberdade 94
6.3.3. Modelo Pórtico Bidimensional Simplificado 94
6.3.4. Resposta Dinâmica no Domínio do Tempo 95
6.4. Modelo Estrutural no Autodesk Robot 96
6.4.1. Enquadramento e Objetivo do Modelo 96
6.4.2. Idealização Geométrica do Troço Modelado 96
6.4.3. Secção Equivalente do Tabuleiro e Elementos de Ligação 97
6.4.4. Materiais Considerados 101
6.4.5. Cargas Permanentes e Casos de Carga 102
6.4.6. Definição da Massa e Análise Modal Inicial 103

6.4.7. Definição da Ação Sísmica no Autodesk Robot 103
6.4.8. Espetros de Resposta 104
6.4.9. Combinação Modal e Combinações de Carga 104
6.5. Consideração simplificada da interação solo-fundação-estrutura 105
6.5.1. Determinação e implementação das rigidezes equivalentes da fundação 105
6.5.2. Consideração da interação cinemática através da redução do espetro regulamentar 110

7. ANÁLISE DE RESULTADOS 115
7.1. Análise Geotécnica 115
7.1.1. Perfis Geotécnicos Analisados 115
7.1.2 Análise dos Perfis Geotécnicos 116
7.1.2.1. Perfil S1-V4 117
7.1.2.2. Perfil S1-V6 119
7.1.2.3. Perfil S2-V1 121
7.1.2.4. Perfil S2-V2 123
7.1.2.5. Perfil S2-V7 125
7.1.2.6. Perfil S3-V8 128
7.1.2.7. Perfil S3-V9 130
7.1.2.8. Síntese 132
7.1.3. Comparação dos Perfis Geotécnicos 133
7.1.3.1. Grupo 1 135
7.1.3.2. Grupo 2 136
7.1.3.3. Grupo 3 137
7.1.3.4. Grupo 4 138
7.1.4. Resposta Sísmica Local: Sismo de 1985 139
7.1.4.1. Evolução da Aceleração Máxima em Profundidade 139
7.1.4.2. Espetros de Resposta em Aceleração à Superfície 143
7.1.5. Resposta Sísmica Local: Sismo de 2017 148
7.1.5.1. Evolução da Aceleração Máxima em Profundidade 148
7.1.5.2. Espetros de resposta em aceleração à superfície 152
7.1.6. Comparação entre os Sismos de 1985 e 2017 156
7.1.6.1. Resultados Sismo 1985 156
7.1.6.2. Resultados Sismo 2017 157
7.1.6.3. Síntese Comparativa 158

7.1.7. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DO PERFIL S1-V4 158
7.2. ANÁLISE ESTRUTURAL 163
7.2.1. ANÁLISE PRELIMINAR SINAL CS7820 163
7.2.2. ANÁLISE PRELIMINAR SINAL FJ7420 168
7.2.3. SÍNTESE DOS RESULTADOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL SIMPLIFICADA 173
7.2.4. ANÁLISE ESTRUTURAL AUTODESK ROBOT 175
7.2.4.1. Caracterização Modal do Modelo 175
7.2.4.2. Resposta Estrutural ao Espetro Regulamentar Mexicano 176
7.2.4.3 Resposta Estrutural ao Espetro Real 180
7.2.4.4 Comparação entre o Espetro Regulamentar e o Espetro Real 183
7.2.5. AVALIAÇÃO SIMPLIFICADA DA INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO-ESTRUTURA 184
7.2.5.1. Influência da Flexibilidade da Fundação 184
7.2.5.2. Avaliação da Interação Cinemática através da Redução do Espetro Regulamentar 185

8. CONCLUSÕES 191
8.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES 191
8.2. CONTRIBUTOS CIENTÍFICOS E METODOLÓGICOS 194
8.3. LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 195

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Microestrutura de partículas argilosas (caulinite) observadas por microscopia eletrónica de varrimento (SEM), evidenciando a sua morfologia laminar e elevada superfície específica. Mitchell & Soga (2005) [7]. 8

Figura 2- Representação esquemática da dupla camada elétrica em torno de uma partícula argilosa, evidenciando a camada adsorvida e a camada difusa no fluido intersticial. 10

Figura 3- Representação esquemática de estruturas típicas em solos argilosos: (a) estrutura floculada; (b) estrutura orientada (ou dispersa). 10

Figura 4- Curva típica de compressão de um solo argiloso, representando a variação do índice de vazios em função da tensão efetiva vertical [8]. 13

Figura 5- Variação típica da resistência não drenada [8]..... 14

Figura 6- Perfis típicos de resultados de ensaios CPT: resistência de ponta, resistência lateral e pressão neutra em função da profundidade [9]. 18

Figura 7- Representação esquemática da teoria do ressalto [16]. 23

Figura 8- Propagação de uma onda P num meio elástico [16]..... 24

Figura 9- Propagação de uma onda S num meio elástico [16]..... 24

Figura 10- Reflexão e refração de ondas sísmicas numa interface entre materiais com diferentes velocidades de propagação, de acordo com a lei de Snell [17]..... 25

Figura 11- Representação temporal do movimento sísmico em termos de aceleração, velocidade e deslocamento[18]..... 26

Figura 12- Esquema de propagação e refração de uma onda sísmica através de um meio estratificado, com aumento da velocidade das ondas de corte [18]. 28

Figura 13- Representação esquemática do comportamento tensão–deformação de um meio elástico linear ideal e de um meio real, ilustrando a relação entre tensão de corte (τ) e deformação de corte (γ), bem como o efeito do amortecimento interno na resposta cíclica do material [17]. 30

Figura 14- Representação esquemática do funcionamento de uma fundação em caixa com estacas de atrito. 34

Figura 15- Representação esquemática da interação e da transferência de energia entre o solo, a fundação e a estrutura [23]..... 35

Figura 16- Zonamento geotécnico da Cidade do México, com identificação das zonas I (Lomas), II (Transição) e III (Lago) [2]. 40

Figura 17- Perfil estratigráfico típico da zona lacustre da Cidade do México, evidenciando as principais formações (FAS, Capa Dura e FAI) e a variação da resistência à penetração com a profundidade. 41

Figura 18- Variação do índice de vazios com a pressão de consolidação para amostras indeformadas, sedimentadas e remoldadas das argilas lacustres da Cidade do México [24]..... 44

Figura 19- Regimes de deformação, limiares de deformação e resposta mecânica associada em solos da Cidade do México [26]. 46

Figura 20-Distribuição global das principais placas tectónicas, evidenciando a localização do México numa zona de interação entre a Placa Norte-Americana, a Placa do Pacífico, a Placa de Cocos e a Placa das Caraíbas [28]. 47

Figura 21- Enquadramento tectónico do México, com representação das principais estruturas tectónicas, falhas, lineamentos, vulcões quaternários e limites associados às placas oceânicas e continentais [29]. 48

Figura 22- Espetros elásticos associados às diferentes zonas sísmicas da Cidade do México, de acordo com o código sísmico de 2004 [31]. 50

Figura 23- Distribuição dos edifícios danificados no sismo de Puebla-Morelos de 2017, sobreposta ao zonamento geotécnico da Cidade do México [31]. 53

Figura 24- Localização da autoestrada Siervo de la Nación na Zona Metropolitana da Cidade do México [34]..... 55

Figura 25- Localização do Estado do México [34]. 56

Figura 26- Localização do município de Ecatepec de Morelos no estado do México [34]. 57

Figura 27- Zonamento geotécnico da Bacia do México e localização aproximada da área de estudo [34] 58

Figura 28- Esquema simplificado da organização dos viadutos e dos principais nós de ligação da Autopista Urbana Siervo de la Nación [35]..... 61

Figura 29- Secção transversal das estacas pré-fabricadas adotadas nas fundações do viaduto V2 [35] 62

Figura 30- Planta da fundação do tipo H1, evidenciando a configuração em “H” do maciço de encabeçamento e a distribuição das estacas. 63

Figura 31- Elevação transversal da fundação do tipo H1, evidenciando o maciço de encabeçamento, a coluna e a disposição dos grupos de estacas. 63

Figura 32- Excerto da planta de implantação dos apoios do Viaduto V2 e sua relação com as condutas da PEMEX existentes ao longo do corredor [35]..... 65

Figura 33- Espetro sísmico horizontal de projeto adotado para o Viaduto V2, correspondente ao solo do tipo IIIb e considerando um fator de importância igual a 1,5 [36]..... 68

Figura 34- Solução corrente de apoio do Viaduto V2, constituída por duas colunas e respetivo cabeçal transversal [36] 69

Figura 35- Secção transversal corrente do tabuleiro do Viaduto V2, constituída por sete vigas-caixão pré-fabricadas do tipo Cx160 e laje complementar executada in situ [36]. 70

Figura 36- Esquema longitudinal modular do Viaduto V2, evidenciando a alternância entre módulos com continuidade sobre pares de pilares e vãos simplesmente apoiados 71

Figura 37- Pormenor que evidencia o apoio simplesmente apoiado e a ligação ao módulo com continuidade estrutural. 73

Figura 38- Secção longitudinal do cabeçal pré-fabricado, evidenciando os vazamentos interiores e as zonas de ligação às colunas..... 73

Figura 39- Excerto do perfil geotécnico com indicação da estratigrafia e do ensaio. 77

Figura 40- Representação esquemática do modelo estrutural simplificado: sistema de um grau de liberdade. 92

Figura 41- Representação esquemática do modelo estrutural simplificado: pórtico bidimensional simplificado. 93

Figura 42- Alçado longitudinal do viaduto com identificação dos espaçamentos entre pilares. ... 96

Figura 43- Idealização longitudinal do troço do viaduto modelado no Autodesk Robot. 97

Figura 44- Secção transversal do tabuleiro C160. 98

Figura 45- Secção transversal dos pilares do modelo. 100

Figura 46- Perfis geotécnicos selecionados S1-V4, S1-V6 e S2-V1 115

Figura 47- Perfis geotécnicos selecionados S2-V2, S2-V7, S3-V8 e S3-V9 116

Figura 48-Distribuição esquemática dos perfis geotécnicos selecionados ao longo do traçado. 133

Figura 49-Evolução da PGA ao longo dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os sinais associados ao sismo de 1985. 139

Figura 50-Evolução da PGA ao longo dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os sinais associados ao sismo de 1985. 140

Figura 51-Evolução da PGA ao longo do perfil S2-V7 para os sinais associados ao sismo de 1985. 141

Figura 52-Evolução da PGA ao longo dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os sinais associados ao sismo de 1985. 142

Figura 53-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os sinais associados ao sismo de 1985. 144

Figura 54-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os sinais associados ao sismo de 1985. 145

Figura 55-Espetros de resposta em aceleração à superfície do perfil S2-V7 para os sinais associados ao sismo de 1985. 146

Figura 56-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os sinais associados ao sismo de 1985. 147

Figura 57-Evolução da PGA ao longo dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os registos associados ao sismo de 2017. 148

Figura 58-Evolução da PGA ao longo dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os registos associados ao sismo de 2017. 149

Figura 59-Evolução da PGA ao longo do perfil S2-V7 para os registos associados ao sismo de 2017. 150

Figura 60-Evolução da PGA ao longo dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os registos associados ao sismo de 2017. 151

Figura 61-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os registos associados ao sismo de 2017. 152

Figura 62-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os registos associados ao sismo de 2017. 153

Figura 63-Espetros de resposta em aceleração à superfície do perfil S2-V7 para os registos associados ao sismo de 2017. 154

Figura 64-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os registos associados ao sismo de 2017. 155

Figura 65- Comparação dos espetros de resposta em aceleração à superfície com o espetro de dimensionamento do Viadutos 2, para os registos não escalados do sismo de 1985 156

Figura 66- Comparação dos espetros de resposta em aceleração à superfície com o espetro de dimensionamento do Viaduto 2, para os registos não escalados do sismo de 2017. 157

Figura 67- Perfis inicial (cima) e final da velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S1-V4 para o registo FJ7420. 159

Figura 68- Curvas de degradação do módulo de distorção e de evolução do amortecimento consideradas para os materiais do perfil S1-V4. 160

Figura 69- Distribuição do amortecimento e da energia dissipada em profundidade no perfil S1-V4 para o registo FJ7420. 161

Figura 70- Função de transferência entre a base e a superfície do perfil S1-V4 para o cenário analisado. 162

Figura 71-Acelerograma do sinal CS7820 em rocha. 163

Figura 72-Acelerograma do sinal CS7820 à superfície para o perfil S1-V4. 164

Figura 73-Espetro de resposta elástico do sinal CS7820 à superfície para 5% de amortecimento. 164

Figura 74-Resposta em aceleração absoluta do modelo de um grau de liberdade para T=0,5 s. 165

Figura 75-Localização do período T=0,5 s do modelo de um grau de liberdade no espetro de resposta. 165

Figura 76-Resposta dinâmica do pórtico 2D: aceleração absoluta no topo. 166

Figura 77-Localização do período fundamental T. 167

Figura 78-Comparação entre o espetro de resposta do sinal CS7820 à superfície, o espetro regulamentar, com indicação dos períodos próprios dos modelos estruturais simplificados. 167

Figura 79-Acelerograma do sinal FJ7420 em rocha. 168

Figura 80-Acelerograma do sinal FJ7420 à superfície para o perfil S1-V4. 169

Figura 81-Espetro FJ7420 à superfície. 169

Figura 82-Resposta em aceleração absoluta do modelo de um grau de liberdade para o sinal FJ7420 à superfície, com T=0,5 s. 170

Figura 83-Localização do período T=0,5 s do modelo de um grau de liberdade no espectro de resposta do sinal FJ7420 à superfície. 170

Figura 84-Resposta dinâmica do pórtico 2D em aceleração absoluta no topo para o sinal FJ7420 à superfície. 171

Figura 85-Localização do período fundamental T. 172

Figura 86-Comparação entre o espetro de resposta do sinal FJ7420 à superfície, o espetro regulamentar considerado e os períodos próprios dos modelos estruturais simplificados.....172

Figura 87-Configuração do primeiro modo de vibração do modelo estrutural T =041s. 176

Figura 88-Configuração deformada e distribuição dos deslocamentos longitudinais UX para o espetro regulamentar mexicano.....178

Figura 89- Envolventes positiva e negativa dos esforços transversos Fz para o espetro regulamentar mexicano: em cima a envolvente máxima; em baixo envolvente mínima.....179

Figura 90- Envolventes positiva e negativa dos momentos fletores My para o espetro regulamentar mexicano: em cima a envolvente Máxima e em baixo a envolvente mínima. 179

Figura 91- Configuração deformada e distribuição dos deslocamentos longitudinais UX para o espetro real.....181

Figura 92- Envolventes positiva e negativa dos esforços transversos FZ para o espetro real: em cima a envolvente máxima e em baixo a envolvente mínima. 182

Figura 93- Envolventes positiva e negativa dos momentos fletores MY para o espetro real: em cima a envolvente máxima e em baixo a envolvente mínima. 182

Figura 94- Avaliação do efeito de filtragem associado à interação cinemática das estacas: (a) comparação entre o espetro regulamentar original e o espetro reduzido; (b) detalhe do intervalo de períodos afetado pela redução; (c) evolução do fator de redução ξT. 187

Figura 95-Análise de sensibilidade do efeito de filtragem associado à interação cinemática para um diâmetro hipotético de estaca de 2,0m.....189

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia (adaptado de Lambe & Whitman, 1979) [6]. 9

Tabela 2- Classificação das argilas em função do Cu [6]. 14

Tabela 3- Relação entre N160 e o índice de compacidade de areias [10]. 16

Tabela 4- Fatores corretivos considerados na correlação de Ohta e Goto (1978) para a estimativa de Vs [13],[15]. 21

Tabela 5- Síntese comparativa dos sismos de 1985 e 2017 com efeitos significativos na Cidade do México. 51

Tabela 6-Pontos de investigação geotécnica realizados ao longo do traçado da Autoestrada Urbana Siervo de la Nación [34]. 59

Tabela 7- Síntese das soluções de fundação adotadas nos tramos A, B e C do Viaduto V2. 66

Tabela 8- Parâmetros considerados na definição dos espetros de aceleração para as diferentes zonas sísmicas [36]. 67

Tabela 9- Síntese das principais propriedades dos materiais estruturais adotados no Viaduto V2. 74

Tabela 10- Ensaios selecionados..... 78

Tabela 11- Valores de resistência de ponta, qc, de acordo com a documentação disponibilizada. 79

Tabela 12- Tipos de solo considerados no STRATA..... 82

Tabela 13- Registos sísmicos selecionados na primeira fase de pesquisa. 85

Tabela 14- Registos pré-selecionados na segunda fase de pesquisa para o intervalo de 6,0Mw a 7,5Mw. 86

Tabela 15- Registos pré-selecionados na segunda fase de pesquisa para o intervalo 7,5Mw a 8,0Mw. 86

Tabela 16- Registos sísmicos mexicanos considerados para a análise do Viaduto V2. 88

Tabela 17- Registos sísmicos mexicanos considerados para a análise do Viaduto V3. 88

Tabela 18- Outputs selecionados no programa STRATA para análise da resposta sísmica local. 89

Tabela 19- Síntese dos outputs adicionais selecionados no STRATA para a caracterização dinâmica do perfil S1-V4 no cenário sísmico considerado. 90

Tabela 20- Parâmetros geométricos da secção equivalente do tabuleiro. 100

Tabela 21- Propriedades dos materiais reais considerados no modelo. 101

Tabela 22- Propriedades da barra rígida. 102

Tabela 23- Combinações de carga introduzidas no modelo para análise sísmica. 105

Tabela 24- Síntese análise geotécnica por camada no ensaio S1-V4. 117

Tabela 25- Classificação do solo por camada. 118

Tabela 26- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S1-V4. 118

Tabela 27- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S1-V6. 119

Tabela 28- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S1-V6. 120

Tabela 29- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S1-V6. 120

Tabela 30- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S2-V1. 121

Tabela 31- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S2-V1. 122

Tabela 32- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S2-V1. 122

Tabela 33- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S2-V2. 123

Tabela 34- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S2-V2. 124

Tabela 35- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S2-V2. 125

Tabela 36- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S2-V7. 125

Tabela 37- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S2-V7. 127

Tabela 38- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S2-V7. 127

Tabela 39-Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S3-V8. 128

Tabela 40-Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S3-V8. 129

Tabela 41-Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S3-V8. 129

Tabela 42-Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S3-V9. 130

Tabela 43-Classificação geotécnica das unidades e da camada intercalar do perfil S3-V9. 131

Tabela 44-Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S3-V9. 131

Tabela 45-Constituição de cada grupo. 134

Tabela 46-Comparação das principais características dos perfis do grupo G1. 135

Tabela 47-Comparação das principais características dos perfis do grupo G2. 136

Tabela 48-Principais características do perfil pertencente ao grupo G3. 137

Tabela 49-Comparação das principais características dos perfis do grupo G4. 138

Tabela 50-Síntese dos resultados máximos obtidos nos modelos estruturais simplificados para os sinais analisados. 173

Tabela 51-Razão entre a aceleração absoluta máxima da estrutura e a PGA do movimento sísmico aplicado. 174

Tabela 52-Frequências, períodos e participação de massa dos modos de vibração do modelo estrutural. 175

Tabela 53- Verificação da força horizontal associada ao primeiro modo para o espetro regulamentar mexicano. 177

Tabela 54- Valores extremos dos deslocamentos e das rotações para o espetro regulamentar mexicano 177

Tabela 55- Valores extremos dos esforços internos para o espetro regulamentar mexicano. 178

Tabela 56-Verificação da força horizontal associada ao primeiro modo para o espetro real. 180

Tabela 57- Valores extremos dos deslocamentos e das rotações para o espetro real.....180

Tabela 58- Valores extremos dos esforços internos para o espetro real. 181

Tabela 59- Comparação da resposta estrutural obtida com o espetro regulamentar mexicano e com o espetro real. 183

Tabela 60- Comparação dos principais parâmetros dinâmicos e da força horizontal global dos modelos com fundação rígida e flexível. 184

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROBLEMA

As pontes e os viadutos constituem elementos essenciais das redes de transporte, assegurando a mobilidade de pessoas e a continuidade das ligações urbanas e interurbanas. Em regiões de elevada sismicidade, a preservação da segurança e funcionalidade destas infraestruturas tem uma elevada importância, pois, após um sismo, o desempenho destas estruturas pode condicionar as operações de emergência, evacuação e recuperação. No entanto, a avaliação sísmica destas estruturas não deve limitar-se às características da superestrutura, devendo considerar também a influência do terreno na resposta do sistema [1].

A Cidade do México integra um dos contextos geotécnicos e sísmicos mais complexos para a implantação de infraestruturas. Uma grande parte da área urbana encontra-se sobre antigos depósitos lacustres formados pela deposição e alteração de materiais vulcânicos no interior da Bacia do México. Estes depósitos deram origem a solos argilosos geologicamente recentes, caracterizados por teores em água elevados, grande compressibilidade e reduzida resistência ao corte. Auvinet e Juárez referem que, em algumas zonas lacustres, o teor em água pode ultrapassar 500% e o índice de plasticidade pode exceder 300%, enquanto a resistência não drenada pode atingir valores particularmente reduzidos [2].

Para além das dificuldades associadas à resistência e à deformabilidade em condições estáticas, estes depósitos apresentam um comportamento dinâmico especialmente relevante. As reduzidas velocidades de propagação das ondas de corte, que na Formação Argilosa Superior podem variar aproximadamente entre 40 e 90 m/s, refletem a baixa rigidez do solo. Em simultâneo, a elevada plasticidade permite que estas argilas mantenham um comportamento aproximadamente linear e um amortecimento reduzido até níveis de deformação relativamente elevados. Esta combinação favorece a propagação e a amplificação das ondas sísmicas, contribuindo para os acentuados efeitos locais observados na Zona do Lago durante acontecimentos sísmicos [2].

A resposta sísmica à superfície não depende apenas das características do sismo na fonte ou da distância epicentral. É igualmente condicionada pela espessura, rigidez e disposição das diferentes camadas atravessadas pelas ondas sísmicas. A Bacia da Cidade do México apresenta uma geometria complexa e uma marcada variabilidade espacial das formações superficiais, verificando-se diferenças significativas nos perfis de velocidade das ondas de corte e nos períodos predominantes do terreno [3].

Esta variabilidade tem importância no estudo de infraestruturas extensas. Ao contrário de uma estrutura concentrada num único local, um viaduto com um longo comprimento pode atravessar formações com diferentes espessuras e características. A distribuição espacial das propriedades do subsolo da Cidade do México apresenta um carácter fortemente anisotrópico, sendo utilizadas técnicas para estimar a espessura das camadas e a variação de propriedades. Deste modo, a adoção de um único perfil

geotécnico para representar toda a extensão de uma infraestrutura poderá ocultar diferenças relevantes entre os vários locais de apoio [2].

A complexidade do problema é ainda agravada pelo processo de subsidência regional associado à extração de água dos aquíferos profundos. A redução das pressões intersticiais provoca a consolidação das camadas argilosas e o consequente aumento das tensões efetivas, alterando progressivamente as propriedades mecânicas e dinâmicas do terreno [4].

Esta evolução apresenta consequências diretas para o zonamento sísmico e para a definição das ações de projeto. O aumento da rigidez provocado pela consolidação pode alterar a intensidade e a distribuição de frequência dos movimentos sísmicos, pelo que os mapas de zonamento e os espetros de dimensionamento poderão necessitar de atualizações periódicas [4].

O caso analisado na presente dissertação corresponde à *Autopista Urbana Siervo de la Nación*, desenvolvida ao longo do *Gran Canal*. Esta infraestrutura inclui um viaduto elevado com vários quilómetros de extensão, implantado numa zona sujeita a elevada perigosidade sísmica e a condições geotécnicas desfavoráveis. Em alguns dos seus troços mais complexos foram adotadas secções mistas de aço e betão e uma estratégia sismorresistente baseada no isolamento e na dissipação de energia através de aparelhos de apoios de neoprene com núcleo de chumbo, demonstrando a importância atribuída à ação sísmica na conceção da estrutura [5].

Neste contexto, a avaliação do comportamento sísmico do viaduto exige uma abordagem que relacione a variabilidade geotécnica ao longo do traçado, a transformação dos movimentos sísmicos durante a sua propagação nos depósitos e a resposta dinâmica da estrutura. Assim, a presente dissertação adota uma abordagem sequencial e que permite estabelecer uma ligação fundamentada entre o terreno e a estrutura, mantendo a análise compatível com os dados disponíveis e com os objetivos definidos para o trabalho.

1.2. MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A escolha do tema desta dissertação resultou do interesse pessoal pela relação entre o comportamento do terreno e a resposta das estruturas. A interação solo-estrutura faz parte de uma das áreas mais desafiantes e fascinantes da Engenharia Civil pois exige a compreensão de fenómenos geotécnicos, sísmicos e estruturais que, embora sejam analisados de forma independente, encontram-se interligados no comportamento real das infraestruturas.

O desenvolvimento deste trabalho representou uma oportunidade para aplicar e consolidar os conhecimentos adquiridos ao longo do percurso académico, aproximando a caracterização geotécnica, a análise da resposta sísmica local e a avaliação do comportamento estrutural.

A motivação para o estudo também é reforçada pelas características particulares da Cidade do México, onde a elevada sismicidade se combina com a presença de depósitos argilosos moles. A geometria da bacia sedimentar e a variabilidade das propriedades geotécnicas em profundidade podem originar alterações significativas na amplitude e no conteúdo dos movimentos sísmicos à superfície. Estas condições fazem com que a cidade se insira em um contexto especialmente relevante para o presente estudo.

Este cenário particular assume uma importância adicional no caso de viadutos extensos, uma vez que ao longo da estrutura, os apoios podem encontrar-se sobre perfis geotécnicos distintos estando sujeitos a diferentes movimentos sísmicos à superfície. Nestas circunstâncias, a utilização de uma única caracterização do terreno ou de uma ação sísmica uniforme ao longo de toda a infraestrutura poderá não representar adequadamente a variabilidade das solicitações a que a estrutura se encontra sujeita.

Embora os espetros regulamentares sejam indispensáveis no dimensionamento sísmico, a sua utilização isolada poderá não evidenciar todas as particularidades associadas à resposta dinâmica de um depósito de solo específico. Neste sentido, a comparação entre os espetros resultantes da propagação de registos sísmicos através dos perfis locais e o espetro regulamentar mexicano integra uma avaliação indispensável para entender como é que as condições reais do terreno podem influenciar a ação sísmica considerada na análise estrutural.

O objetivo geral da presente dissertação consiste em avaliar a influência das condições geotécnicas locais na resposta sísmica de um viaduto extenso implantado em solos argilosos moles, tomando como caso de estudo o Viaduto do *Gran Canal*, integrado na *Autopista Urbana Siervo de la Nación*, na Cidade do México.

Numa primeira fase, pretende-se caracterizar a variabilidade geotécnica existente ao longo do traçado do viaduto, com base na informação proveniente dos ensaios disponíveis. A partir destes elementos são definidos perfis geotécnicos representativos e estimados os parâmetros necessários à modelação.

Seguidamente, procura-se avaliar a influência dos diferentes perfis na propagação dos movimentos sísmicos através da realização de análises unidimensionais de resposta sísmica local. Para esta avaliação são considerados registos associados aos sismos de 1985 e de 2017.

Numa fase posterior, procura-se avaliar a influência do conteúdo espetral dos sinais na resposta dinâmica da estrutura. Assim, são inicialmente utilizados modelos estruturais simplificados que permitem interpretar a relação entre os períodos próprios das estruturas, as frequências predominantes dos movimentos sísmicos e as respostas obtidas em termos de deslocamentos e acelerações.

A análise é posteriormente aprofundada através da construção de um modelo estrutural no Autodesk Robot Structural Analysis, representativo de um troço do viaduto. Neste modelo pretende-se comparar a resposta associada ao espetro regulamentar mexicano com a resposta produzida por um espetro resultante da propagação de um registo sísmico através de um dos perfis geotécnicos estudados, considerando grandezas como os deslocamentos, as reações e os esforços internos.

Embora a presente dissertação não desenvolva um modelo totalmente acoplado de interação solo-fundação-estrutura, procura estabelecer uma ligação coerente entre as diferentes componentes do problema. O trabalho constitui, deste modo, uma aproximação progressiva a uma área de particular interesse pessoal e profissional, permitindo aplicar conhecimentos de diversas áreas exigentes ao estudo de uma infraestrutura real implantada num contexto especialmente exigente.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada de forma a conduzir o leitor desde o enquadramento geral do comportamento sísmico de viadutos implantados em solos moles até à aplicação das metodologias desenvolvidas ao caso específico do Viaduto do Grande Canal, na Cidade do México.

Após o presente capítulo introdutório, no qual são apresentados o enquadramento do problema, a motivação, os objetivos e a metodologia geral do trabalho, o Capítulo 2 corresponde ao Estado da Arte. Neste capítulo são abordados os principais conceitos associados ao comportamento dos solos argilosos moles, à sua caracterização geotécnica e dinâmica, à propagação das ondas sísmicas e à resposta sísmica local. São igualmente apresentadas as metodologias de análise aplicáveis a viadutos implantados neste tipo de terreno, bem como as principais tipologias estruturais, soluções de fundação e estratégias de proteção sísmica.

O Capítulo 3 é dedicado à caracterização geotécnica e sísmica da Cidade do México. São apresentados o enquadramento geológico e histórico da Bacia do México, o zonamento geotécnico da cidade, a estratigrafia típica dos depósitos lacustres, as principais propriedades das argilas locais e o respetivo comportamento dinâmico. É ainda analisado o enquadramento tectónico e sísmico da região, com particular referência aos sismos de 1985 e de 2017 e aos efeitos de sítio observados na bacia.

O Capítulo 4 é dedicado ao caso de estudo do Viaduto do Grande Canal, integrado na *Autopista Urbana Siervo de la Nación*. Neste capítulo são apresentados o enquadramento geral da infraestrutura, as condições geológicas e geotécnicas ao longo do traçado, a campanha de investigação realizada, as soluções de fundação adotadas e as principais características estruturais do viaduto. São ainda descritos o espetro sísmico de projeto, a configuração do tabuleiro, os pilares, os elementos de ligação e os materiais estruturais considerados.

No Capítulo 5 descreve-se a metodologia adotada para a caracterização geotécnica e para a análise da resposta sísmica local. São apresentados os critérios utilizados na seleção e tratamento dos perfis geotécnicos, a determinação dos parâmetros necessários à modelação, a construção dos modelos no programa STRATA, a seleção e preparação dos registos sísmicos e o programa de análises realizado. Inclui-se ainda uma caracterização dinâmica complementar do perfil selecionado para a posterior análise estrutural, incidindo na evolução da rigidez e do amortecimento, na dissipação de energia e na resposta do perfil no domínio da frequência.

O Capítulo 6 apresenta a metodologia estrutural desenvolvida. Inicialmente, são descritos os modelos simplificados implementados em MATLAB, utilizados para interpretar a relação entre o conteúdo espetral dos movimentos sísmicos à superfície e as características dinâmicas das estruturas. Posteriormente, é apresentada a modelação de um troço representativo do viaduto no Autodesk Robot Structural Analysis, incluindo a definição geométrica, os materiais, as massas, as ações consideradas e a análise modal e espetral. O capítulo integra ainda uma avaliação simplificada da interação solo–fundação–estrutura, através da introdução de rigidezes equivalentes da fundação e da consideração da interação cinemática associada às estacas.

No Capítulo 7 são apresentados e discutidos os resultados obtidos. Inicialmente, analisam-se os sete perfis geotécnicos e a variabilidade observada ao longo do traçado. Seguidamente, avalia-se a resposta sísmica local associada aos registos dos sismos de 1985 e de 2017, incluindo a evolução da aceleração em profundidade, os espetros de resposta à superfície e uma caracterização dinâmica detalhada do perfil S1-V4. A componente estrutural inclui a análise dos modelos simplificados, a avaliação do modelo desenvolvido no Robot sob a ação dos espetros regulamentar e resultante da resposta sísmica local e, por fim, a análise complementar da influência da flexibilidade da fundação e da interação cinemática das estacas.

Por último, o Capítulo 8 reúne as principais conclusões da dissertação, sintetizando os resultados mais relevantes e avaliando o cumprimento dos objetivos inicialmente definidos. São ainda identificados os principais contributos científicos e metodológicos do trabalho, as respetivas limitações e recomendações para desenvolvimentos futuros relacionados com a resposta sísmica local, a variabilidade geotécnica e a interação entre o solo, a fundação e a estrutura.

2. ESTADO DE ARTE

2.1. ENQUADRAMENTO GEOTÉCNICO DO PROBLEMA

A caracterização geotécnica constitui uma etapa fundamental no desenvolvimento de qualquer obra de engenharia civil, uma vez que o comportamento dos solos apresenta uma elevada variabilidade espacial e depende de múltiplos fatores de natureza geológica, ambiental e histórica. Ao contrário dos materiais estruturais convencionais, produzidos em condições controladas, os solos resultam de processos naturais de formação, envolvendo fenómenos geológicos de alteração e desagregação física e decomposição química das rochas, podendo ainda incorporar matéria orgânica. Esta origem confere-lhes uma estrutura intrinsecamente heterogénea, cuja resposta mecânica e hidráulica não pode ser definida de forma determinística sem um adequado reconhecimento do terreno.

A complexidade associada ao comportamento dos maciços terrosos manifesta-se não apenas na diversidade das suas propriedades, mas também na sua variabilidade ao longo do espaço, mesmo em escalas reduzidas. A presença de poros, que podem estar preenchidos por ar ou água, introduz ainda dependências adicionais relacionadas com o estado de saturação e com as condições de escoamento. Neste contexto, a previsão do comportamento dos solos tanto em termos de resistência e deformabilidade torna-se um problema que exige a adoção de metodologias de caracterização que permitam reduzir os níveis de incerteza associados.

A investigação geotécnica recorre a um conjunto de técnicas complementares que visam a obtenção de parâmetros representativos do comportamento do solo, incluindo ensaios laboratoriais e ensaios in situ. Enquanto os primeiros permitem um maior controlo das condições de ensaio, os segundos assumem particular relevância por possibilitarem a caracterização do maciço terroso nas suas condições naturais, minimizando os efeitos de perturbação das amostras.

Neste contexto, diversos ensaios têm sido desenvolvidos e amplamente aplicados na prática geotécnica, constituindo a base para a interpretação do comportamento dos solos e para a definição de modelos de cálculo, os quais serão abordados em detalhe nas secções seguintes.

2.2. ESTRATIGRAFIA E FORMAÇÃO DE SOLOS

2.2.1. ENQUADRAMENTO GERAL

A formação dos solos resulta de um conjunto de processos naturais associados à transformação das rochas constituintes da crosta terrestre. Estes processos incluem a desintegração física, responsável pela fragmentação das rochas em partículas de menores dimensões, e a decomposição química, que conduz à alteração mineralógica dos materiais originais. A ação de agentes naturais como a água, o vento, o

gelo e a gravidade desempenha um papel determinante nesta transformação, promovendo não só a fragmentação como também a mobilização das partículas resultantes [6].

Neste contexto, e embora os solos possam ser genericamente classificados de acordo com a sua origem e granulometria, distinguindo-se entre materiais granulares e finos, a compreensão dos processos que conduzem à sua formação constitui um passo fundamental para a interpretação do seu comportamento.

2.2.2. Solos Argilosos

Os solos argilosos correspondem a uma classe de solos finos caracterizada pela predominância de partículas de dimensões muito reduzidas, geralmente inferiores a 0,002 mm, apresentando uma morfologia tipicamente laminar. Esta forma, aliada à sua reduzida dimensão, confere às argilas uma superfície específica muito elevada quando comparada com a superfície específica de solos granulares [6].

A elevada superfície específica das partículas de argila tem implicações diretas no seu comportamento, nomeadamente ao nível das interações físico-químicas que se estabelecem entre as partículas e a água presente nos vazios do solo. As partículas de argila apresentam cargas elétricas à sua superfície, que promovem a adsorção de iões e a formação de uma estrutura de dupla camada elétrica. Este fenómeno origina forças de atração e repulsão entre partículas, sendo determinante para a organização da estrutura do solo e para o seu comportamento mecânico [6].

Em consequência destas interações, o comportamento dos solos argilosos é fortemente dependente do teor em água. Pequenas variações no teor em água podem conduzir a alterações significativas nas suas propriedades, nomeadamente na resistência ao corte e na deformabilidade. Este comportamento é frequentemente descrito através dos limites de Atterberg, que permitem distinguir diferentes estados de consistência do solo, desde o estado líquido ao estado sólido, passando pelo estado plástico [6].

Do ponto de vista hidráulico, os solos argilosos caracterizam-se por uma permeabilidade muito reduzida, resultante da sua estrutura fina e da forte interação entre partículas e água. Esta característica condiciona a dissipação de pressões neutras, conduzindo a fenómenos de consolidação ao longo do tempo. Assim, quando sujeitos a carregamentos, estes solos tendem a apresentar deformações progressivas, frequentemente associadas a assentamentos significativos [6].

Adicionalmente, os solos argilosos apresentam, de forma geral, uma elevada compressibilidade, estando esta associada à reorganização da sua estrutura interna sob a ação de tensões efetivas crescentes. Em depósitos naturais, a estrutura inicial pode apresentar-se relativamente aberta, evoluindo ao longo do tempo devido ao peso próprio das camadas sobrejacentes e aos processos de consolidação [6].

Assim, os solos argilosos distinguem-se pelo seu comportamento complexo, controlado pela interação entre partículas e água, sendo caracterizados por elevada superfície específica, baixa permeabilidade, elevada compressibilidade e forte dependência do teor em água. Estas características exigem uma interpretação cuidadosa dos resultados obtidos em ensaios laboratoriais e in situ [6].

2.2.3. Solos Granulares

Os solos granulares, correspondem a materiais em que há predominância de partículas de maiores dimensões, como areias e cascalhos, facilmente distinguíveis a olho nu. Ao contrário dos solos argilosos, o seu comportamento é essencialmente controlado pelas características físicas das partículas, nomeadamente a sua dimensão, forma e distribuição granulométrica [6].

As partículas que constituem estes solos são, em geral, compostas por quartzo, um material quimicamente estável, sendo por isso praticamente inertes do ponto de vista químico. Adicionalmente, apresentam uma forma aproximadamente simétrica, o que permite, em muitas situações, a sua idealização como partículas esféricas para efeitos de análise. Como consequência, as interações entre partículas são dominadas por forças de natureza essencialmente gravítica [6].

O comportamento dos solos arenosos é fortemente influenciado pela sua distribuição granulométrica. Em solos bem graduados, caracterizados por uma ampla gama de dimensões de partículas, as partículas mais finas tendem a ocupar os vazios entre as partículas maiores, conduzindo a arranjos mais compactos e, consequentemente, a valores mais reduzidos do índice de vazios. Por outro lado, em solos mal graduados ou uniformes, constituídos por partículas de dimensões semelhantes, a capacidade de preenchimento dos vazios é limitada, resultando em estruturas mais abertas [6].

Desta forma, os solos arenosos distinguem-se por um comportamento governado pelas características geométricas das partículas e pela sua organização espacial, sendo a granulometria e o estado de compacidade os fatores mais determinantes para o seu desempenho geotécnico.

2.2.4. Comparação Entre Solos Argilosos e Solos Granulares

Os solos argilosos e os solos arenosos apresentam comportamentos geotécnicos significativamente distintos, resultantes das diferenças nas características das partículas que os constituem e nas interações que se estabelecem entre estas. Nos solos argilosos, compostos por partículas de dimensões muito reduzidas e forma laminar, o comportamento é fortemente condicionado por interações físico-químicas e pela presença de água, conduzindo a uma elevada dependência do teor em água, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. Em contraste, os solos arenosos, constituídos por partículas de maiores dimensões, aproximadamente uniformes e quimicamente estáveis, apresentam um comportamento dominado por interações de natureza essencialmente mecânica, sendo a granulometria e o arranjo das partículas os principais fatores que controlam o seu desempenho [6].

Do ponto de vista hidráulico, os solos argilosos caracterizam-se por uma permeabilidade muito reduzida, o que condiciona a dissipação de pressões neutras e conduz a fenómenos de consolidação ao longo do tempo. Por outro lado, os solos arenosos apresentam elevada permeabilidade, permitindo uma rápida circulação da água e uma resposta praticamente imediata às variações de carga. Esta diferença reflete-se também no comportamento mecânico, sendo os solos argilosos mais suscetíveis a deformações progressivas e assentamentos diferidos, enquanto os solos arenosos tendem a apresentar deformações essencialmente instantâneas, dependentes do seu estado de compacidade [6].

Adicionalmente, a resistência dos solos argilosos encontra-se fortemente dependente das condições de drenagem e do teor em água, sendo frequentemente descrita em termos de resistência não drenada. Em contraste, nos solos arenosos, a resistência ao corte está diretamente relacionada com o atrito entre partículas e com o seu grau de compactação, sendo menos influenciada pela presença de água em condições drenadas [6].

2.3. PROPRIEDADES DAS ARGILAS

2.3.1. SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E IMPLICAÇÕES NO COMPORTAMENTO

Com base no comportamento geral dos solos argilosos previamente descrito, torna-se fundamental proceder à sua caracterização através de parâmetros que permitam quantificar a sua resposta em contexto de engenharia. A superfície específica das partículas assume um papel determinante, fazendo parte de um dos fatores mais relevantes na explicação do comportamento destes materiais [6].

A superfície específica define-se como a área total de superfície das partículas por unidade de massa e apresenta, nos solos argilosos, valores significativamente superiores aos observados em solos granulares. Esta diferença resulta da reduzida dimensão das partículas e da sua geometria laminar, que contribuem para um aumento muito expressivo da área disponível para interação com o meio envolvente [6],[7]. A morfologia das partículas argilosas, em particular de minerais como a caulinite, pode ser observada através de microscopia eletrónica de varrimento, conforme ilustrado na Figura 1.

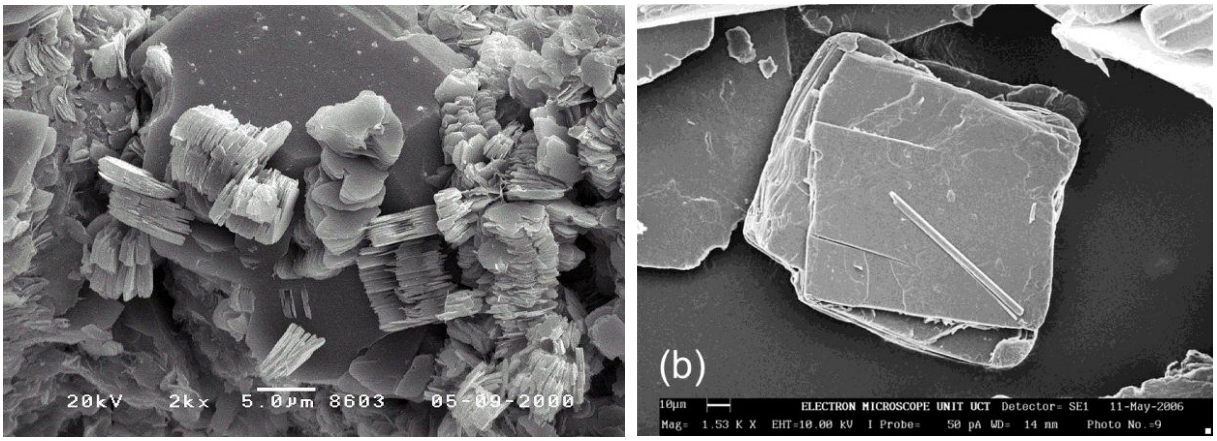


Figura 1- Microestrutura de partículas argilosas (caulinite) observadas por microscopia eletrónica de varrimento (SEM), evidenciando a sua morfologia laminar e elevada superfície específica. Mitchell & Soga (2005) [7].

Esta elevada superfície específica tem implicações diretas no comportamento geotécnico dos solos argilosos, uma vez que intensifica as interações entre as partículas e a água presente nos vazios. Em consequência, os efeitos associados às forças de superfície tornam-se dominantes, condicionando propriedades fundamentais como a plasticidade, a compressibilidade e a sensibilidade a variações do teor em água. Assim, pequenas alterações no conteúdo de água podem induzir em variações significativas no comportamento mecânico do solo, fenómeno que não se verifica com a mesma intensidade em solos granulares [6].

Esta diferença pode ser quantificada através dos valores típicos de superfície específica apresentados na Tabela 1, onde se evidencia a variação significativa entre diferentes minerais argilosos e materiais granulares.

Tabela 1- Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia (adaptado de Lambe & Whitman, 1979) [6].

Partículas	Diâmetro (μM)	Espessura/Diâmetro	Sup. Específica
Montmorilonite	1,0-0,1	1/100	800
Ilite	2,0-0,1	1/10	80-100
Caulite	3,0-0,3	1/3-1/10	10-20
Areia	2000-60	1	0,001-0,04

Observa-se que minerais como a montmorilonite apresentam valores de superfície específica várias ordens de grandeza superiores aos das areias, evidenciando o papel determinante da dimensão e da morfologia das partículas no comportamento destes materiais.

Adicionalmente, a superfície específica encontra-se diretamente relacionada com a natureza mineralógica das argilas. Minerais distintos apresentam diferentes capacidades de interação com a água e com os iões presentes na solução intersticial, o que se reflete em comportamentos diferenciados ao nível da deformabilidade e da resistência. Assim, a elevada superfície específica constitui uma característica fundamental dos solos argilosos, estando na base do seu comportamento complexo.

2.3.2. Interações Físicas e Químicas Entre as Partículas de Argila e Água

O comportamento dos solos argilosos é fortemente condicionado pelas interações que se estabelecem entre as partículas e o fluido intersticial. Estas interações têm relevância devido à elevada superfície específica das partículas argilosas, que potencia a sua capacidade de interação com a água e com os iões presentes na solução. As partículas de argila apresentam, em geral, cargas elétricas à sua superfície, predominantemente negativas, resultantes de desequilíbrios na estrutura cristalina. Estas cargas promovem a atração de iões positivos (catiões), tais como Na^+, K^+ ou Ca^{2+}, que se encontram dissolvidos na água. Em consequência, forma-se em torno de cada partícula uma zona de influência, caracterizada pela presença de iões adsorvidos e de moléculas de água organizadas [6].

Neste contexto, a água presente nos solos argilosos pode ser distinguida em água livre e água adsorvida. A água livre ocupa os vazios e apresenta um comportamento semelhante ao observado em solos granulares, enquanto a água adsorvida se encontra fortemente ligada à superfície das partículas, devido às interações eletrostáticas estabelecidas. Esta última assume particular importância, uma vez que condiciona diretamente o comportamento mecânico do solo, influenciando propriedades como a deformabilidade e a resistência [6].

A distribuição de cargas e de iões em torno das partículas conduz à formação da denominada dupla camada elétrica, constituída por uma camada de iões fortemente adsorvidos junto à superfície da partícula e por uma camada difusa, na qual a concentração de iões decresce progressivamente com a distância. O equilíbrio entre forças de atração, associadas às interações intermoleculares, e forças de repulsão, resultantes da sobreposição das camadas difusas, condiciona o afastamento entre partículas e a forma como estas se organizam no espaço [6],[7]. A estrutura da dupla camada elétrica pode ser representada esquematicamente, conforme ilustrado na Figura 2.

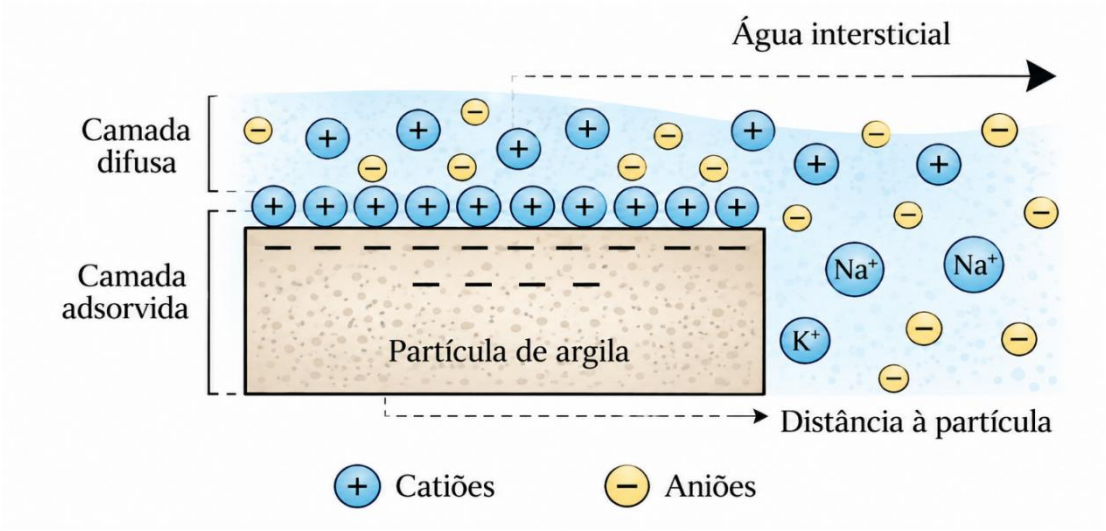


Figura 2- Representação esquemática da dupla camada elétrica em torno de uma partícula argilosa, evidenciando a camada adsorvida e a camada difusa no fluido intersticial.

Devido à reduzida dimensão das partículas e à predominância das forças de superfície relativamente às forças gravíticas, os solos argilosos apresentam frequentemente um comportamento coloidal, isto é, o comportamento destas partículas é controlado pelas forças de superfície e não pelo peso próprio. Nestas condições, as partículas tendem a manter-se em suspensão, não sedimentando de forma imediata. Este comportamento resulta do equilíbrio entre forças atrativas e repulsivas, podendo ser alterado por variações no teor em água ou na composição química da solução [6].

2.3.3. Estrutura dos Solos Argilosos

Como já mencionado anteriormente, os solos argilosos distinguem-se por apresentarem uma estrutura interna fortemente condicionada pelas interações entre partículas e pelo teor em água presente no solo. Estas interações influenciam o modo como as partículas se organizam no espaço, dando origem a diferentes tipos de arranjo estrutural que impactam diretamente o comportamento geotécnico do solo, conforme ilustrado na Figura 3.

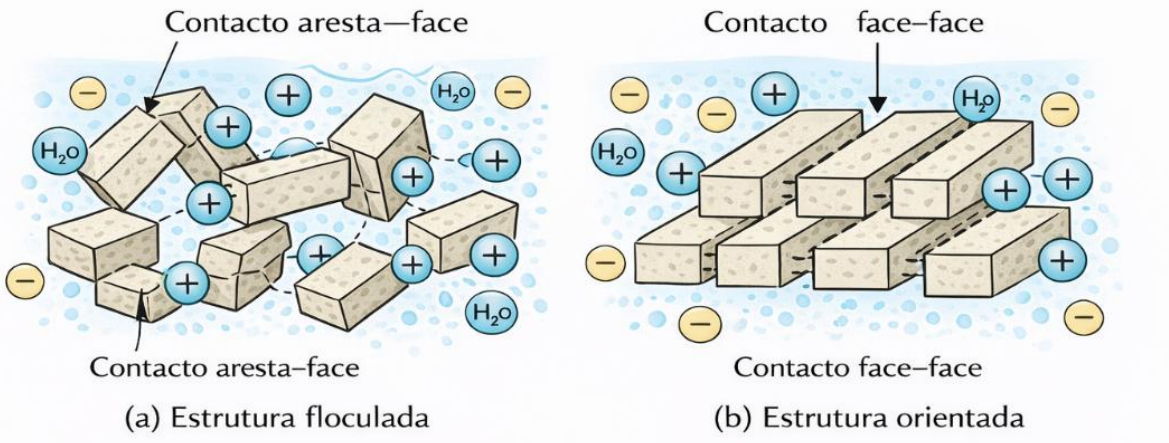


Figura 3- Representação esquemática de estruturas típicas em solos argilosos: (a) estrutura floculada; (b) estrutura orientada (ou dispersa).

De forma simplificada, podem identificar-se dois tipos fundamentais de estrutura em solos argilosos: a estrutura floculada e a estrutura orientada. A estrutura floculada ocorre quando predominam forças de atração entre partículas, conduzindo a um arranjo aberto, em que as partículas se encontram dispostas de forma desordenada, frequentemente em contactos do tipo face-aresta. Este tipo de estrutura é típico em ambientes marinhos. Por outro lado, a estrutura orientada caracteriza-se por um arranjo mais ordenado das partículas, com predominância de contactos face-face, resultando numa organização mais compacta. Neste caso, as forças de repulsão entre partículas assumem maior relevância, promovendo o afastamento relativo entre estas e a sua disposição em camadas aproximadamente paralelas [6],[7].

A evolução da estrutura dos solos argilosos ao longo do tempo encontra-se frequentemente associada a processos de sedimentação e consolidação. Em depósitos recentes, é comum observar estruturas mais abertas, que evoluem progressivamente para configurações mais compactas à medida que o solo é sujeito a carregamentos e ocorre a expulsão de água dos vazios. Este processo conduz a uma reorganização das partículas e a uma redução do índice de vazios, influenciando significativamente as propriedades mecânicas do solo [6].

Assim, a estrutura interna dos solos argilosos constitui um fator determinante na sua resposta geotécnica, condicionando parâmetros como a compressibilidade, a permeabilidade e a resistência ao corte, e devendo, por isso, ser considerada na análise e interpretação do seu comportamento.

2.3.4. Consistência e Limites de Atterberg

Os solos argilosos apresentam um comportamento dependente do teor em água, o que condiciona o estado físico em que o solo se encontra e a sua resposta mecânica. À medida que o teor em água varia, o solo pode transitar entre diferentes estados de consistência como líquido, plástico e sólido [6].

Esta variação de comportamento é descrita através dos limites de Atterberg, que correspondem a valores característicos do teor em água que delimitam as transições entre os diferentes estados. Em particular, distinguem-se o limite de liquidez, w_L, que define a transição entre o estado líquido e o estado plástico, e o limite de plasticidade, w_P, que marca a passagem do estado plástico ao estado sólido [6].

A diferença entre estes dois limites define o índice de plasticidade, I_P, dado por:

$$I_P = w_L - w_P \tag{1}$$

Este parâmetro constitui um indicador da plasticidade do solo, refletindo a amplitude do intervalo de teores em água no qual o material apresenta comportamento plástico. Solos com valores elevados de I_P tendem a apresentar maior capacidade de deformação sem rotura, enquanto solos com baixos valores apresentam um comportamento mais frágil [6].

Importa salientar que os valores dos limites de Atterberg não correspondem a fronteiras físicas rigorosas entre estados, mas sim a referências obtidas através de ensaios normalizados, permitindo caracterizar o comportamento dos solos finos [6].

Adicionalmente, a comparação entre o teor em água natural do solo e os limites de Atterberg permite avaliar o seu estado de consistência in situ [6]. Para esse efeito, utiliza-se frequentemente o índice de consistência, I_C, definido por:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} \tag{2}$$

Este parâmetro fornece uma indicação do estado do solo no seu ambiente natural, podendo assumir valores superiores a 1 em solos muito consistentes, ou inferiores a 0 em solos com comportamento próximo do estado líquido [6].

Em alternativa para pode-se calcular o índice de liquidez, I_L, definido por:

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} \tag{3}$$

$$I_L = 1 - I_C \tag{4}$$

Este parâmetro permite situar o estado do solo entre os limites de plasticidade e liquidez, assumindo valores próximos de zero para solos consistentes e valores próximos da unidade para solos com comportamento próximo do estado líquido.

2.3.5. Compressibilidade e Consolidação

Os solos argilosos caracterizam-se, de forma geral, por uma elevada compressibilidade. Esta propriedade traduz-se na capacidade de o solo sofrer deformações volumétricas significativas quando sujeito a incrementos de tensão efetiva [6].

Quando um solo argiloso saturado é submetido a um carregamento, verifica-se inicialmente um aumento da pressão da água, dado que a baixa permeabilidade do material dificulta a sua drenagem imediata. Numa fase posterior, à medida que a água é progressivamente expulsa dos vazios, ocorre uma redução da pressão intersticial e um correspondente aumento das tensões efetivas no esqueleto sólido. Este processo, designado por consolidação, conduz a uma diminuição do índice de vazios e, consequentemente, a uma redução de volume do solo [6].

A evolução da deformação ao longo do tempo depende essencialmente da permeabilidade do solo e do percurso de drenagem, sendo tipicamente mais lenta em solos argilosos do que em solos granulares. Assim, os assentamentos associados à consolidação podem prolongar-se por períodos significativos, assumindo particular relevância no dimensionamento de estruturas fundadas sobre este tipo de materiais [6].

A relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva é frequentemente representada através de curvas de compressão obtidas em ensaios, permitindo caracterizar o comportamento do solo durante processos de carregamento e descarregamento [6]. Estas curvas evidenciam, de forma geral, uma redução progressiva do índice de vazios com o aumento da tensão efetiva, refletindo a reorganização das partículas e a expulsão de água dos vazios. Esta relação pode ser observada na Figura 4.

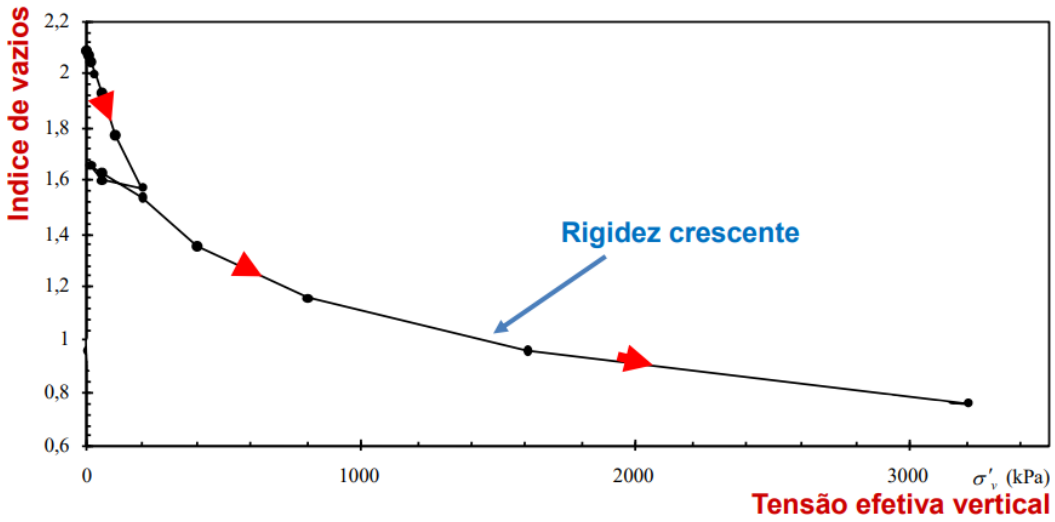


Figura 4- Curva típica de compressão de um solo argiloso, representando a variação do índice de vazios em função da tensão efetiva vertical [8].

Assim, a compressibilidade e o fenómeno de consolidação constituem aspetos fundamentais no comportamento dos solos argilosos, estando diretamente associados à sua estrutura e às interações entre partículas e fluido intersticial, e desempenhando um papel determinante na previsão de assentamentos em obras geotécnicas [6].

2.3.6. Resistência ao Corte

A resistência não drenada é um dos parâmetros mais relevantes na caracterização do comportamento geotécnico dos solos argilosos, sendo particularmente importante em situações de carregamento rápido, nas quais não ocorre dissipação significativa das pressões neutras geradas no interior do solo. Nestas condições, o comportamento é analisado em termos de tensões totais, sendo a resistência mobilizada designada por resistência não drenada, C_u [6].

Do ponto de vista físico, a resistência não drenada corresponde à tensão de corte máxima que o solo pode mobilizar sem variação apreciável do seu teor em água. Em argilas saturadas, a baixa permeabilidade impede a drenagem imediata, conduzindo a um aumento das pressões intersticiais e a uma resposta controlada essencialmente pelo estado inicial de tensões e pela estrutura do solo [6].

A utilização de C_u assume grande importância na prática geotécnica, sendo amplamente aplicada na análise de estabilidade de taludes, no dimensionamento de fundações e na avaliação do comportamento de solos moles. Este parâmetro permite uma caracterização expedita da resistência das argilas em condições frequentemente verificadas em obra, especialmente em fases iniciais de carregamento [6].

A resistência não drenada é influenciada por diversos fatores, destacando-se o estado de tensões efetivas, o grau de consolidação, a estrutura do depósito e o teor em água. De forma geral, argilas normalmente consolidadas apresentam valores de C_u que aumentam com a profundidade, refletindo o incremento das tensões efetivas verticais. Em muitos casos, esta variação pode ser aproximada por uma relação quase linear entre C_u e a profundidade, ou entre C_u e a tensão vertical efetiva inicial [6]. A variação típica da resistência não drenada com a profundidade em depósitos argilosos pode ser representada de forma esquemática, conforme ilustrado na Figura 5.

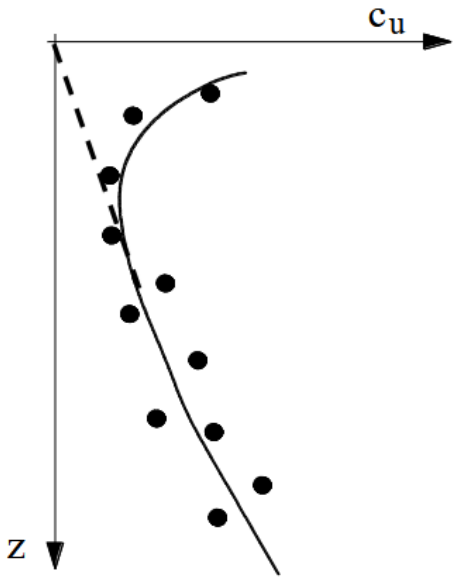


Figura 5- Variação típica da resistência não drenada [8].

Em depósitos superficiais, é frequente a presença de uma crosta sobreconsolidada, resultante de processos de secagem, variações do nível freático ou alterações ambientais. Esta zona caracteriza-se por valores de resistência não drenada superiores aos observados nas camadas subjacentes, sendo seguida por um perfil mais regular em profundidade, típico de solos normalmente consolidados [6].

Para além da sua utilização em análise e dimensionamento, a resistência não drenada pode ainda ser utilizada como critério de classificação da consistência das argilas. De forma simplificada, conforme apresentado na Tabela 2, valores reduzidos de C_u correspondem a argilas muito moles ou moles, enquanto valores progressivamente mais elevados estão associados a argilas médias, rijas e duras. Esta classificação, embora aproximada, é amplamente utilizada na prática geotécnica para descrever o estado dos solos argilosos [6].

Tabela 2- Classificação das argilas em função do Cu [6].

Argila	Cu (kPa)
	Terzaghi & Peck (1948)
Muito mole	<12
Mole	12-25
Média	25-50
Rija	50-100
Muito	100-200
Dura	>200

2.4. ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

2.4.1. ENSAIO SPT

O Standard Penetration Test (SPT) é um dos ensaios in situ mais utilizados na caracterização geotécnica dos solos devido à sua simplicidade e baixo custo. Este ensaio permite obter uma avaliação indireta da resistência do solo e da sua compacidade ou consistência, sendo particularmente relevante em solos granulares [9].

O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado no fundo de um furo de sondagem, por meio da aplicação de golpes de um martelo, que cai de uma altura normalizada. A cravação é realizada em duas fases sucessivas: inicialmente uma penetração de 15 cm, considerada de acomodação do amostrador, seguida de uma penetração adicional de 30 cm, dividida em duas subfases de 15 cm cada. O número de golpes necessário para esta segunda fase corresponde ao valor do ensaio, designado por N e o número de golpes da primeira é apenas informativo. Este procedimento permite não só a obtenção do valor de resistência à penetração, mas também a recolha de amostras remexidas, que podem ser utilizadas para identificação e classificação do solo [9].

O valor medido no ensaio SPT é fortemente influenciado por diversos fatores operacionais e condições de execução, sendo necessário proceder à sua normalização para permitir comparações consistentes entre diferentes ensaios [9],[10].

Uma das principais correções refere-se à energia efetivamente transmitida ao sistema. O rácio de energia define-se:

$$E_R = \frac{E}{E_p} \times 100 \tag{5}$$

em que E representa a energia transmitida ao trem de varas e E_p a energia potencial do martelo. Por convenção, adota-se um valor de referência de 60%, sendo o valor corrigido obtido por:

$$N_{60} = C_E \cdot N \tag{6}$$

onde C_E é o coeficiente corretivo associado à energia [9].

Para além desta correção, devem ser considerados outros fatores que influenciam o resultado, nomeadamente comprimento do trem de varas (C_R), diâmetro do furo de sondagem (C_D), tipo de amostrador [9],[10].

Assim, o valor normalizado do ensaio pode ser expresso por:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot C_E \cdot C_R \cdot C_D \cdot N \tag{7}$$

onde C_N representa o fator de correção associado à tensão efetiva vertical, permitindo a normalização do ensaio para uma tensão de referência de aproximadamente 100 kPa [9].

A expressão utilizada para o cálculo do fator C_N é [11]:

$$C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{0.5} \tag{8}$$

Em solos granulares, o valor de N tende a aumentar com a profundidade devido ao aumento das tensões efetivas. Para eliminar este efeito, introduz-se o conceito de resultado normalizado $(N_1)_{60}$, que corresponde ao valor que seria obtido para uma tensão efetiva vertical de referência [11].

Os valores obtidos no ensaio SPT permitem estabelecer correlações empíricas com diversas propriedades do solo. Em solos arenosos, o parâmetro mais frequentemente avaliado é o índice de compacidade, podendo ser estabelecidas classificações qualitativas (muito solta, solta, medianamente compacta, compacta e muito compacta) em função de $(N_1)_{60}$ [10] . Uma das classificações mais utilizadas para a interpretação dos resultados do ensaio SPT em solos arenosos é apresentada na Tabela 3.

Tabela 3- Relação entre N160 e o índice de compacidade de areias [10].

$(N_1)_{60}$	0-3	3-8	8-25	25-42	>42
ID (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
Compacidade	Muito solta	Solta	Mediamente compacta	Compacta ou densa	Muito Compacta ou muito densa

Apesar da sua ampla utilização, o ensaio SPT apresenta algumas limitações associadas à sua natureza empírica e à elevada dependência das condições de execução, nomeadamente no que respeita à energia efetivamente transmitida, ao equipamento utilizado e às características do solo. Ainda assim, com as devidas correções e interpretação, constitui uma ferramenta essencial na caracterização geotécnica preliminar, permitindo a estimativa indireta de parâmetros fundamentais do solo [9],[11].

2.4.2. Ensaio CPT

O ensaio Cone Penetration Test (CPT) é um ensaio in situ muito utilizado na caracterização geotécnica dos solos, tendo a capacidade de fornecer medições contínuas em profundidade. Este ensaio consiste na cravação contínua do solo, por meio de um sistema hidráulico, de uma ponteira metálica com extremidade cónica, a uma velocidade constante, tipicamente da ordem dos 20 mm/s [9],[12].

Durante a execução do ensaio CPT são medidos, de forma contínua, três parâmetros fundamentais:

- Resistência de ponta (q_c) – correspondente à razão entre a força axial aplicada na ponta do cone e a sua área de base, refletindo a resistência do solo à penetração;
- Resistência lateral (f_s) – correspondente à força de atrito desenvolvida ao longo da manga, dividida pela sua área lateral;
- Pressão neutra (u) – medida no caso do ensaio CPTu, através de um transdutor localizado junto à ponteira.

A introdução do piezocone (CPTu) constituiu um avanço significativo, permitindo a medição da pressão da água nos poros durante a cravação, o que possibilita uma melhor interpretação do comportamento do solo, particularmente em materiais finos [9],[12].

Os resultados deste ensaio permitem uma caracterização detalhada do solo em profundidade, sendo frequentemente utilizados na identificação de camadas geotécnicas e na estimativa de parâmetros mecânicos. Uma das principais vantagens do ensaio reside no facto de fornecer um registo praticamente contínuo das propriedades do solo, ao contrário do SPT, que fornece resultados pontuais. No entanto, o CPT não permite a recolha direta de amostras, sendo frequentemente utilizado em conjunto com sondagens tradicionais. Para facilitar a interpretação dos resultados, são frequentemente utilizadas relações empíricas e cartas de classificação baseadas nos parâmetros medidos [9]. Um dos parâmetros derivados mais relevantes é a razão de atrito, definida por:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \tag{9}$$

Esta grandeza permite distinguir diferentes tipos de solos, sendo geralmente mais elevada em solos finos e mais reduzida em solos granulares [9].

Durante a cravação, o comportamento do solo depende fortemente das suas características e das condições de drenagem, ou seja, em solos argilosos, a penetração ocorre em condições não drenadas, originando excessos de pressão neutra positivos, em solos arenosos, o comportamento tende a ser drenado, sendo as pressões neutras próximas das condições hidrostáticas, em solos sobreconsolidados ou muito compactos, podem ocorrer pressões neutras inferiores às hidrostáticas, associadas a fenómenos de dilatância [9].

A medição contínua da pressão neutra no CPTu permite, assim, uma melhor distinção entre diferentes tipos de comportamento e condições de drenagem [9].

A Figura 6 apresenta exemplos de perfis obtidos a partir de ensaios CPT, evidenciando a variação dos parâmetros com a profundidade. Estes perfis permitem identificar variações estratigráficas e alterações no comportamento do solo ao longo da profundidade.

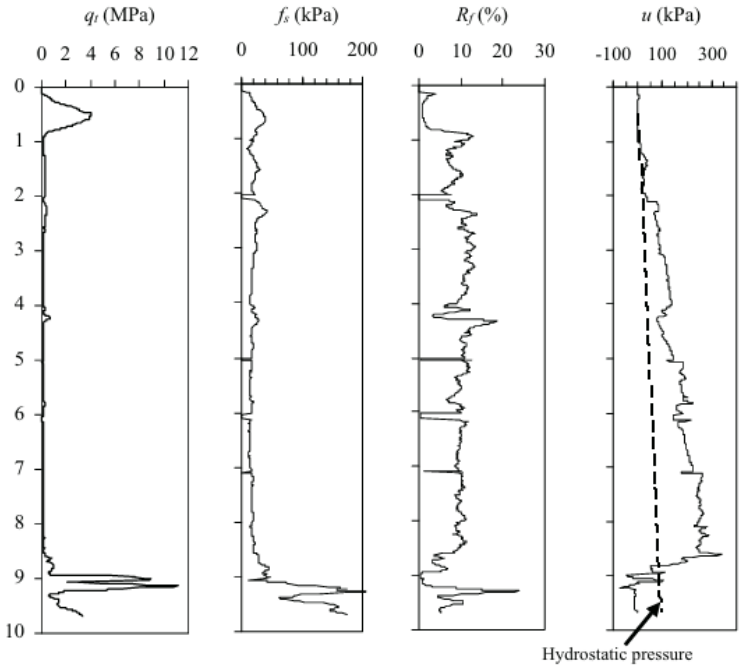


Figura 6- Perfis típicos de resultados de ensaios CPT: resistência de ponta, resistência lateral e pressão neutra em função da profundidade [9].

Apesar das suas vantagens, o ensaio CPT apresenta algumas limitações, nomeadamente a impossibilidade de recolha direta de amostras e dificuldades na penetração em solos muito densos ou com presença de cascalhos [9].

2.5. CORRELAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DE PARÂMETROS

A caracterização geotécnica de um terreno não se limita à obtenção direta dos resultados fornecidos pelos ensaios realizados. Em muitos casos, os parâmetros medidos em campo constituem a base para a estimativa de outras grandezas necessárias à avaliação do comportamento mecânico e dinâmico do solo.

Os ensaios in situ como o Standard Penetration Test (SPT) e o Cone Penetration Test (CPT), permitem obter informação sobre a resistência do terreno ao longo da profundidade. Contudo, parâmetros como a resistência não drenada dos solos argilosos, a velocidade de propagação das ondas de corte ou o módulo de distorção inicial não são necessariamente medidos de forma direta. Na ausência de ensaios específicos, estes parâmetros podem ser estimados através de correlações empíricas estabelecidas a partir de resultados experimentais e observações de campo [9].

Importa salientar que estas correlações estão associadas a um determinado grau de incerteza. A sua aplicabilidade depende das características do solo, das condições de execução dos ensaios, do estado de tensão, da natureza geológica dos depósitos e da representatividade dos dados utilizados na sua calibração. Assim, os parâmetros obtidos por via indireta devem ser interpretados com prudência [9].

2.5.1. ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA EM SOLOS ARGILOSOS

Nos solos argilosos saturados, sujeitos a carregamentos suficientemente rápidos para que a drenagem seja reduzida ou praticamente inexistente, a resistência ao corte é frequentemente analisada em

condições não drenadas. Nestas circunstâncias, a resistência não drenada, representada por Cu, constitui um dos parâmetros fundamentais na caracterização do comportamento geotécnico das argilas [9].

O ensaio CPT permite estimar este parâmetro a partir da resistência de ponta medida durante a penetração do cone [9],[12]. De forma simplificada, a resistência não drenada pode ser relacionada com a resistência de ponta através da expressão:

$$C_u = \frac{q_c}{N_{kt}} \tag{10}$$

Em que: C_u representa a resistência não drenada do solo e q_c corresponde à resistência de ponta medida no ensaio CPT; N_{kt} é um fator empírico de cone, dependente das características do solo, do equipamento utilizado e das condições de interpretação adotadas [9].

O fator N_{kt} traduz a relação entre a resistência mobilizada durante a penetração do cone e a resistência não drenada efetiva do solo. O seu valor não é universal, sendo habitualmente estabelecido com base em calibração local ou em comparação com resultados obtidos através de outros ensaios. Em solos argilosos, os valores adotados podem variar significativamente, refletindo diferenças relacionadas com a plasticidade, a sensibilidade, o grau de consolidação e a estrutura natural do depósito [9],[12].

A estimativa de C_u a partir do CPT permite obter um perfil aproximadamente contínuo da resistência não drenada com a profundidade, constituindo uma vantagem importante relativamente a ensaios realizados apenas em níveis discretos. Esta informação é particularmente relevante em depósitos argilosos espessos e heterogéneos, nos quais podem ocorrer variações significativas de resistência entre diferentes camadas [9].

2.5.2. Rigidez Inicial e Velocidade de Propagação das Ondas de Corte

Para além da resistência, a avaliação do comportamento do solo sob ações sísmicas exige a caracterização da sua rigidez a pequenas deformações. Em níveis de deformação muito reduzidos, o solo apresenta a sua rigidez máxima, habitualmente representada pelo módulo de distorção inicial, G0. Este parâmetro desempenha um papel fundamental na análise da propagação de ondas sísmicas e na definição da resposta dinâmica dos depósitos de solo [13].

A velocidade de propagação das ondas de corte, V_s, encontra-se diretamente relacionada com o módulo de distorção inicial através da expressão:

$$V_s = \sqrt{\frac{G_0}{\rho}} \tag{11}$$

em que: G_0 representa o módulo de distorção inicial; ρ corresponde à massa volúmica do solo; V_s representa a velocidade de propagação das ondas de corte. As ondas de corte estão associadas a deformações do meio, uma vez que a sua velocidade depende da rigidez do solo [13].

2.5.3. Estimativa do Módulo de Distorção Inicial a Partir do CPT

O ensaio CPT constitui uma ferramenta particularmente útil na caracterização geotécnica do terreno, permitindo obter perfis contínuos da resistência de ponta ao longo da profundidade. Para além da identificação de variações estratigráficas e da estimativa de parâmetros resistentes, os resultados do CPT podem ser utilizados na avaliação indireta da rigidez inicial do solo [13].

Entre as correlações propostas para estimar o módulo de distorção inicial a partir da resistência de ponta, Imai e Tonouchi (1982) apresentaram a seguinte expressão:

$$\frac{G_0}{pa} = 50\left(\frac{q_c}{p_a}\right)^{0,5} \tag{12}$$

em que: G_0 representa o módulo de distorção inicial; q_c corresponde à resistência de ponta obtida no ensaio CPT; pa representa a pressão atmosférica de referência, considerada igual a 100 kPa [13],[14].

A expressão anterior traduz o aumento da rigidez inicial do solo com o crescimento da resistência de ponta. Após a obtenção de G_0, a velocidade de propagação das ondas de corte pode ser determinada através da equação (11).

Esta abordagem permite converter a informação obtida no CPT num parâmetro diretamente relevante para análises dinâmicas do terreno. No entanto, a relação entre q_c, G_0 e V_S depende do tipo de solo, do estado de tensão e das condições particulares do depósito, pelo que a aplicação destas correlações deve ser acompanhada por uma análise crítica da estratigrafia identificada [13].

2.5.4. Estimativa da Velocidade Das Ondas de Corte a Partir do SPT

O ensaio SPT é amplamente utilizado na caracterização geotécnica dos solos, especialmente em situações em que se pretende avaliar a compacidade de materiais granulares ou obter indicadores aproximados da resistência do terreno. Para além destas aplicações, os valores normalizados do ensaio podem também ser utilizados na estimativa indireta da velocidade das ondas de corte [13].

Uma das correlações frequentemente referidas para este efeito foi proposta por Ohta e Goto (1978), sendo expressa por:

$$V_s = 69 * N_{60}^{0,17} * z^{0,20} * f_A * f_G \tag{13}$$

em que: V_S representa a velocidade de propagação das ondas de corte, em m/s; N_{60} corresponde ao número de pancadas do ensaio SPT corrigido para uma energia de referência de 60%; z representa a profundidade do ensaio, em metros; f_A é um fator associado à idade geológica do depósito; f_G é um fator associado ao tipo de solo [13],[15].

Na Tabela 4 encontram-se representados os fatores corretivos utilizados. O fator f_A representa o fator associado à idade geológica do depósito e o fator f_G representa o fator associado à natureza granulométrica do solo [13].

Tabela 4- Fatores corretivos considerados na correlação de Ohta e Goto (1978) para a estimativa de Vs [13],[15].

f_A	
Tipo de depósito	Valor
Depósitos holocénicos	1,00
Depósitos pleistocénicos	1,30
f_G	
Tipo de solo	Valor
Argilas	1,00
Areias finas	1,07
Areias médias	1,09
Areias grossas	1,14
Areias e cascalhos	1,15
Cascalhos	1,45

A introdução destes fatores procura incorporar, de forma simplificada, a influência da origem geológica e da natureza do solo na relação entre resistência à penetração e rigidez dinâmica. Com efeito, dois solos com o mesmo valor de N_{60} podem apresentar velocidades de propagação de ondas distintas em função da sua estrutura, estado de tensão, composição e história de formação [13].

Apesar da sua utilidade, as correlações entre N_{60} e V_s apresentam habitualmente uma dispersão considerável. Esta variabilidade decorre tanto da natureza empírica das expressões como das limitações próprias do ensaio SPT, incluindo a influência do equipamento, da energia efetivamente transmitida, das condições de execução e das correções aplicadas. Assim, os valores de V_s estimados a partir do SPT devem ser entendidos como aproximações representativas, particularmente úteis quando não se dispõe de medições sísmicas diretas [13].

2.6. COMPORTAMENTO DINÂMICO DOS SOLOS E RESPOSTA SÍSMICA LOCAL

A ação sísmica constitui uma das solicitações dinâmicas mais relevantes no comportamento dos solos e das estruturas. Ao contrário das ações estáticas, nas quais as cargas são aplicadas de forma lenta ou quase constante no tempo, a ação sísmica resulta de um movimento caracterizado por variações rápidas de aceleração, velocidade e deslocamento. A resposta de um local a este tipo de solicitação depende das características do sismo e também das propriedades dos materiais atravessados pelas ondas sísmicas até atingirem a superfície [16].

Do ponto de vista da engenharia, a caracterização da ação sísmica não se limita à identificação da fonte ou da magnitude do evento. O movimento que chega à superfície é condicionado por vários fatores como: o mecanismo de rotura, a distância à fonte, a duração do movimento e as condições locais do terreno. Assim, um mesmo sismo pode originar movimentos diferentes em locais distintos, especialmente quando existem contrastes significativos entre a rigidez da rocha e a deformabilidade dos depósitos superficiais de solo [16].

Neste contexto, o comportamento dinâmico dos solos assume particular importância. As ondas sísmicas, ao atravessarem depósitos estratificados, interagem com camadas de diferentes propriedades, podendo sofrer reflexão, transmissão, refração, atenuação e amplificação. Como consequência, o movimento registado à superfície pode apresentar amplitudes e frequências diferentes das observadas em rocha. Este fenómeno é geralmente designado por resposta sísmica local e é o principal fator da necessidade de caracterizar adequadamente os perfis geotécnicos em estudos sísmicos [16].

A resposta sísmica local é especialmente relevante em depósitos de solos moles ou fortemente estratificados pois a baixa rigidez dinâmica pode conduzir a maiores deformações e a uma amplificação do movimento em determinados intervalos de frequência. Por este motivo, parâmetros como a velocidade das ondas de corte, a massa volúmica, o módulo de distorção e o amortecimento tornam-se fundamentais para compreender a forma como o solo transmite e modifica a energia sísmica [16].

2.6.1. ORIGEM DA AÇÃO SÍSMICA E PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

Os sismos resultam da libertação súbita de energia acumulada no interior da Terra, geralmente associada à rotura de materiais rochosos ao longo de falhas. Esta energia, libertada durante o processo de rotura, propaga-se através da crosta terrestre sob a forma de ondas elásticas, originando vibrações no terreno. A intensidade do movimento sentido num determinado local depende da energia libertada, da profundidade e localização da fonte sísmica, da distância à zona de rotura e das condições geológicas atravessadas durante a propagação [16].

A teoria do ressalto elástico permite interpretar este mecanismo. Devido aos movimentos tectónicos, as massas rochosas acumulam deformação ao longo do tempo. Quando as tensões instaladas excedem a resistência ao deslizamento numa determinada superfície, ocorre uma rotura brusca e uma libertação de energia. Após a rotura principal, podem ainda ocorrer eventos de menor magnitude, designados por réplicas, associados ao reajustamento do campo de tensões na região afetada [16].

As falhas podem ser classificadas de acordo com o tipo de movimento relativo entre os blocos rochosos. Nas falhas normais resultam de um regime distensivo que está associado ao movimento afastamento entre placas. Nas falhas inversas, o movimento resulta de regimes compressivos, comuns em zonas de colisão ou subducção. Nas falhas transformantes, o deslocamento ocorre predominantemente na horizontal e ao longo da direção da falha. Estes diferentes mecanismos podem influenciar as características do movimento sísmico gerado, uma vez que condicionam a forma como a energia é libertada e propagada.

A Figura 7 apresenta uma representação esquemática da teoria do ressalto elástico [16].

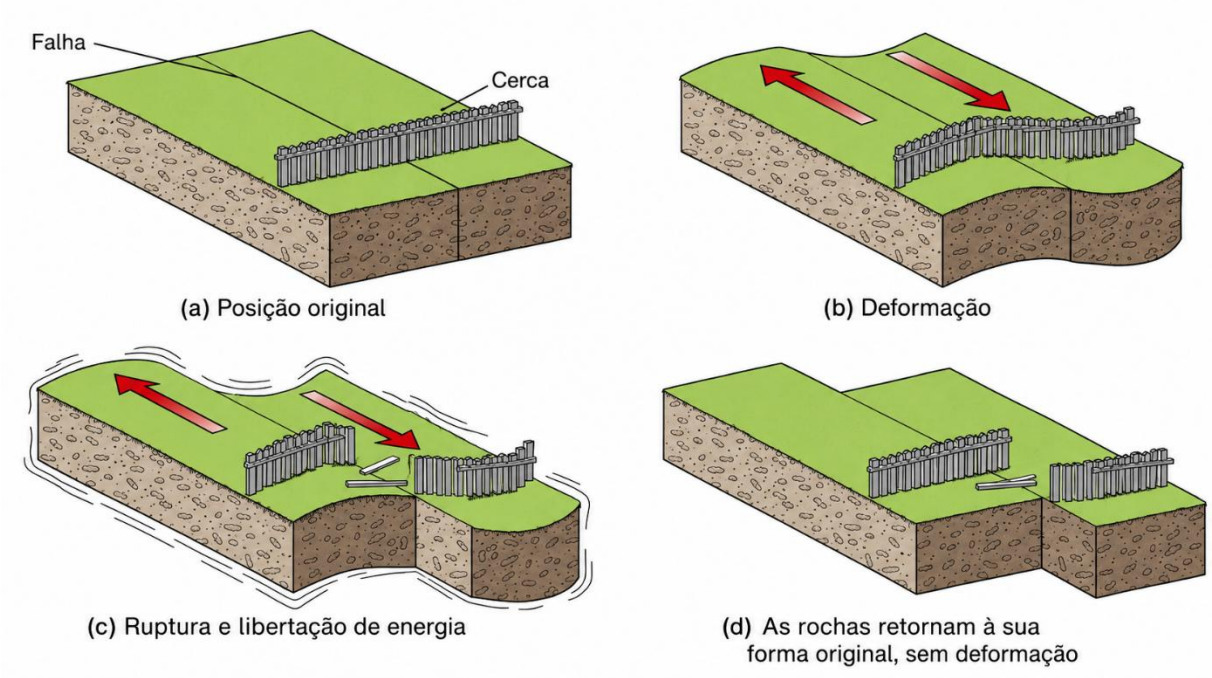


Figura 7- Representação esquemática da teoria do ressalto [16].

A energia libertada durante um sismo propaga-se sob a forma de ondas sísmicas. Uma onda é uma perturbação que se propaga através de um meio, transmitindo energia sem que exista transporte permanente de matéria. Durante a passagem da onda, as partículas do meio oscilam em torno da sua posição de equilíbrio, podendo esse movimento ocorrer em diferentes direções relativamente à direção de propagação [16].

As ondas sísmicas podem ser divididas, de forma geral, em ondas de volume e ondas superficiais. As ondas de volume propagam-se no interior do meio geológico e incluem as ondas primárias, ou ondas P, e as ondas secundárias, ou ondas S. As ondas superficiais propagam-se junto à superfície e resultam da interação das ondas de volume com a fronteira livre do terreno. Embora as ondas superficiais possam ser relevantes no movimento observado à superfície, em muitos estudos de resposta sísmica local a análise concentra-se sobretudo na propagação das ondas de corte através dos depósitos de solo [16].

As ondas P são ondas longitudinais ou compressivas. Neste tipo de onda, o movimento das partículas ocorre na mesma direção da propagação, originando sucessivas compressões e dilatações no meio. Por envolverem deformações volumétricas, estas ondas conseguem propagar-se em meios sólidos e fluidos, sendo geralmente as primeiras a ser registadas devido à sua maior velocidade de propagação. Na Figura 8 podemos observar a propagação das ondas P [16].

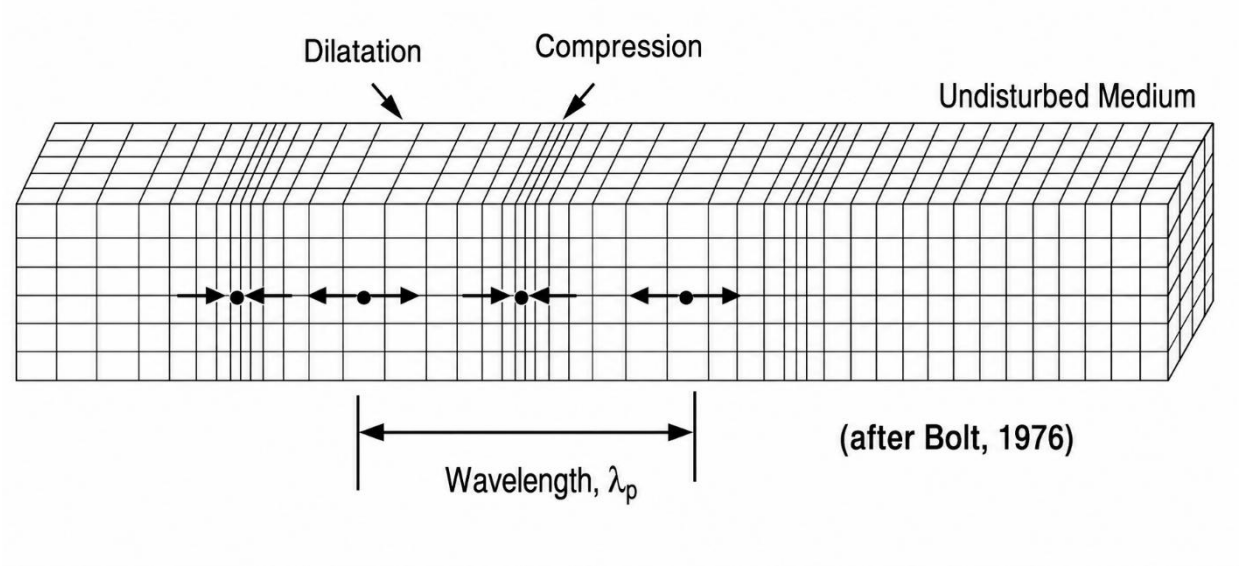


Figura 8- Propagação de uma onda P num meio elástico [16].

As ondas S, por sua vez, são ondas transversais. Neste caso, o movimento das partículas ocorre perpendicularmente à direção de propagação, produzindo deformações distorcionais no material. Estas ondas apenas se propagam em meios com resistência ao corte, sendo por isso características dos meios sólidos. Em engenharia, as ondas S assumem especial importância porque estão diretamente associadas às deformações de corte nos solos e à resposta dinâmica dos depósitos superficiais. Na Figura 9 podemos observar a propagação da onda S [16].

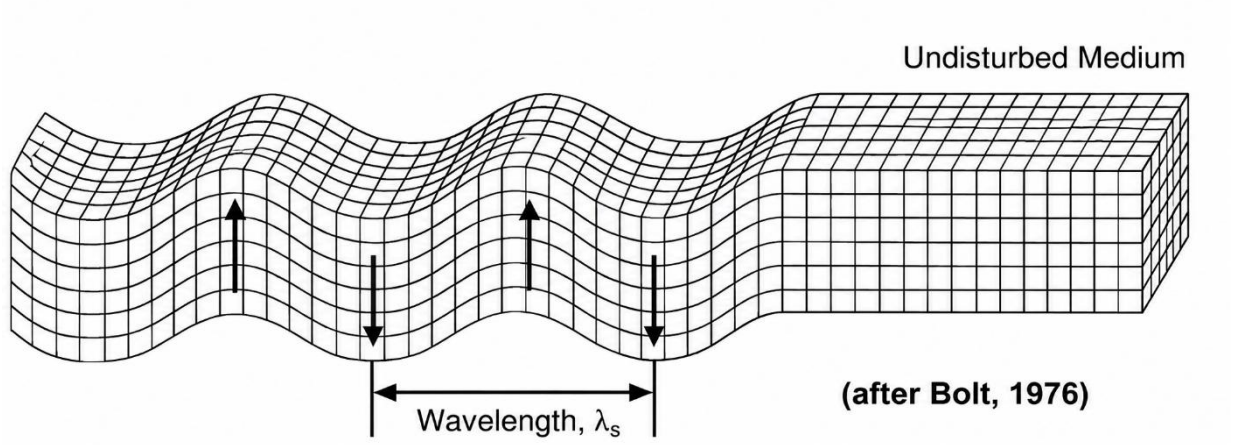


Figura 9- Propagação de uma onda S num meio elástico [16].

Em meios reais, a propagação das ondas não ocorre num meio homogéneo infinito, mas sim através de camadas com diferentes propriedades. Quando uma onda encontra uma interface entre dois materiais com rigidez, massa volúmica ou velocidade de propagação distintas, parte da energia incidente é transmitida para a camada seguinte e parte é refletida. Este comportamento está associado ao contraste de impedância entre os materiais, sendo a impedância dependente do produto entre a massa volúmica e a velocidade de propagação da onda [16].

A existência de sucessivas camadas num perfil estratificado pode originar reflexões e transmissões, alterando a amplitude e o conteúdo em frequência do movimento sísmico. Quando as ondas passam de

um material mais rígido para um material mais deformável, como acontece frequentemente na transição entre substrato rochoso e depósitos sedimentares superficiais, pode ocorrer aumento da amplitude do movimento. Este fenómeno contribui para a amplificação sísmica local, especialmente em depósitos moles [16].

A propagação das ondas também pode ser influenciada pela direção com que estas atingem as interfaces entre camadas. Em meios estratificados, a mudança de velocidade entre materiais pode provocar alteração da direção de propagação, fenómeno descrito pela lei de Snell que podemos observar na Figura 10. Em análises simplificadas de resposta sísmica local, é comum admitir que a propagação predominante ocorre na direção vertical, sobretudo quando se considera a passagem das ondas através de camadas horizontais de solo até à superfície [16].

$$\frac{\sin\theta_1}{c_1} = \frac{\sin\theta_2}{c_2} = \textit{Constante}$$

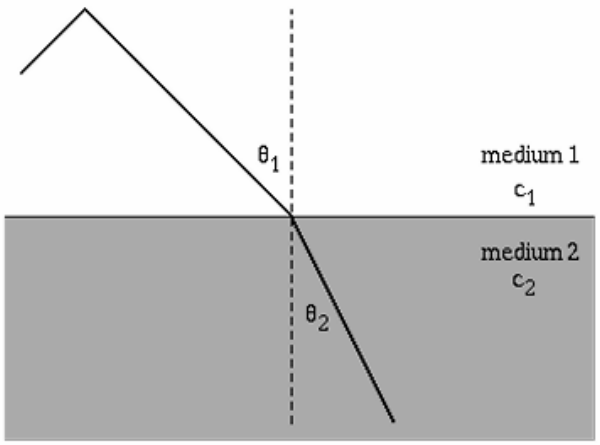


Figura 10- Reflexão e refração de ondas sísmicas numa interface entre materiais com diferentes velocidades de propagação, de acordo com a lei de Snell [17].

Assim, a compreensão da origem da ação sísmica e da propagação das ondas constitui a base para o estudo da resposta sísmica local.

2.6.2. Parâmetros do Movimento Sísmico Relevantes em Engenharia

A caracterização do movimento sísmico é essencial para avaliar os seus efeitos sobre o terreno e estruturas. Embora um sismo resulte de um processo complexo, o movimento registado num determinado local pode ser descrito através de histórias temporais de aceleração, velocidade e deslocamento. Estes registos permitem representar a variação do movimento do solo ao longo do tempo e constituem a base para a definição de vários parâmetros utilizados em engenharia sísmica [18].

Os acelerogramas correspondem à representação temporal da aceleração do terreno. A partir destes registos, é possível obter, por integração, as histórias temporais de velocidade e deslocamento. No entanto, este processo exige cuidado, uma vez que pequenas perturbações ou desvios no sinal de aceleração podem conduzir a erros acumulados nas grandezas integradas. Por este motivo, a qualidade e o tratamento dos sinais sísmicos são aspetos importantes na análise dinâmica [18].

A relação entre estas três grandezas encontra-se ilustrada na Figura 11, na qual se observa que a velocidade é obtida por integração da aceleração e o deslocamento por integração da velocidade.

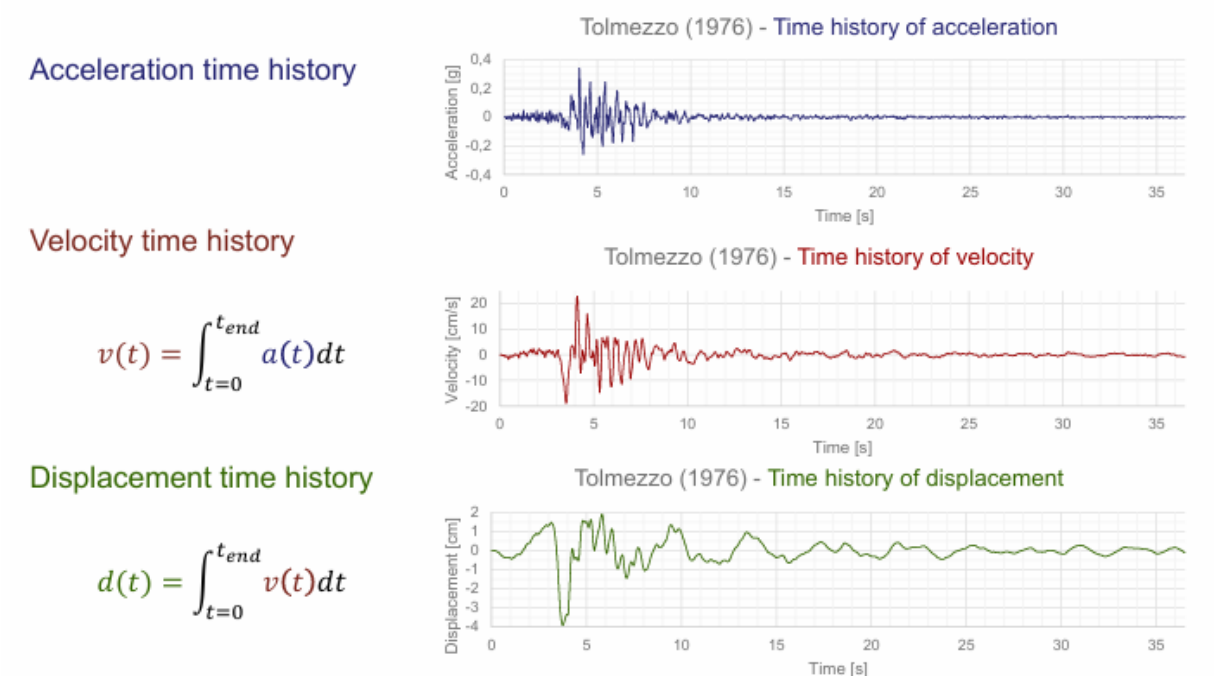


Figura 11- Representação temporal do movimento sísmico em termos de aceleração, velocidade e deslocamento[18].

Para efeitos de engenharia, o movimento sísmico pode ser caracterizado por três aspetos principais: amplitude, duração e frequência. A amplitude permite avaliar a intensidade máxima do movimento; a duração permite compreender durante quanto tempo o terreno permanece sujeito a vibrações significativas; e o conteúdo em frequência indica quais os intervalos de frequência ou período que concentram maior parte da energia do sinal [18].

Entre os parâmetros de amplitude mais utilizados destacam-se a aceleração máxima do terreno, a velocidade máxima e o deslocamento máximo. A aceleração máxima do terreno, designada por PGA, corresponde ao maior valor absoluto da aceleração registada durante o sismo. De forma análoga, a velocidade máxima do terreno, PGV, e o deslocamento máximo, PGD, correspondem aos valores máximos das histórias temporais de velocidade e deslocamento. Estes parâmetros são simples de interpretar e permitem uma primeira avaliação da severidade do movimento sísmico [18].

Apesar da sua utilidade, os valores máximos isolados não descrevem completamente o potencial de dano de um sismo. Dois movimentos podem apresentar valores semelhantes de PGA, mas diferir significativamente na duração, na energia transmitida e no conteúdo em frequência. Assim, a análise sísmica não deve basear-se apenas no valor máximo da aceleração, sendo necessário considerar também a forma global do sinal e a sua distribuição temporal e espetral [18].

A frequência é igualmente fundamental na interpretação da ação sísmica. Um movimento sísmico pode ser representado no domínio do tempo ou no domínio da frequência. Através da análise de Fourier, um sinal pode ser decomposto numa soma de componentes harmónicas com diferentes amplitudes, frequências e fases. O espetro de Fourier permite, assim, identificar a distribuição da amplitude do movimento em função da frequência e perceber quais as componentes mais relevantes do sinal [18].

A identificação dos períodos predominantes do movimento é importante, uma vez que a resposta de um sistema depende da relação entre o conteúdo em frequência do sismo e as suas características dinâmicas próprias. Quando o período predominante do movimento se aproxima do período natural de um sistema, a resposta pode ser amplificada. Este princípio é relevante tanto para estruturas como para depósitos de solo, que também possuem frequências ou períodos característicos associados à sua rigidez e espessura [18].

Para avaliar de forma mais direta o efeito de um movimento sísmico sobre sistemas estruturais, utiliza-se frequentemente o espetro de resposta. O espetro de resposta descreve a resposta máxima de um sistema de um grau de liberdade sujeito a uma determinada história temporal de movimento, em função do seu período natural e do amortecimento considerado. Assim, em vez de representar apenas o movimento do terreno, o espetro traduz a resposta máxima que diferentes sistemas poderiam desenvolver quando sujeitos a esse movimento [18].

Os espetros de resposta podem ser expressos em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento. Em engenharia sísmica, o espetro de aceleração é particularmente utilizado, uma vez que permite relacionar o movimento sísmico com as forças inerciais que atuam sobre as estruturas. A comparação entre espetros obtidos a partir de acelerogramas e espetros regulamentares permite avaliar a compatibilidade dos sinais com a ação sísmica de referência definida para um determinado local [18].

Deste modo, o solo pode modificar a amplitude, a duração e a frequência do movimento entre a base rochosa e a superfície. Por esse motivo, a análise de todos os parâmetros referidos é essencial para avaliar de que forma um perfil de solo altera o sinal sísmico incidente. Esta caracterização constitui uma etapa essencial antes de se estudar, de forma mais específica, a propagação das ondas em depósitos estratificados e a amplificação sísmica local [18].

2.6.3. Propagação de Ondas em Depósitos Estratificados

Em condições reais, a propagação das ondas sísmicas não ocorre através de um meio homogéneo e infinito, mas sim através de formações geológicas constituídas por diferentes camadas de solo e rocha. Cada uma destas camadas apresenta propriedades próprias, nomeadamente rigidez, massa volúmica e velocidade de propagação das ondas. Como consequência, o movimento sísmico sofre alterações à medida que atravessa o perfil geotécnico, podendo apresentar características diferentes entre a base rochosa e a superfície [17].

Quando uma onda sísmica atinge a interface entre dois materiais com propriedades distintas, a continuidade dos deslocamentos e das tensões deve ser satisfeita. Por este motivo, a energia associada à onda incidente é repartida: uma parte é transmitida para a camada seguinte e outra parte é refletida para a camada anterior. Este processo é fundamental para compreender a modificação do movimento sísmico em depósitos estratificados. A Figura 12 ilustra a propagação de uma onda sísmica através de diferentes camadas de solo, evidenciando a alteração da sua trajetória em função da variação da velocidade das ondas de corte, V_S, com a profundidade [18].

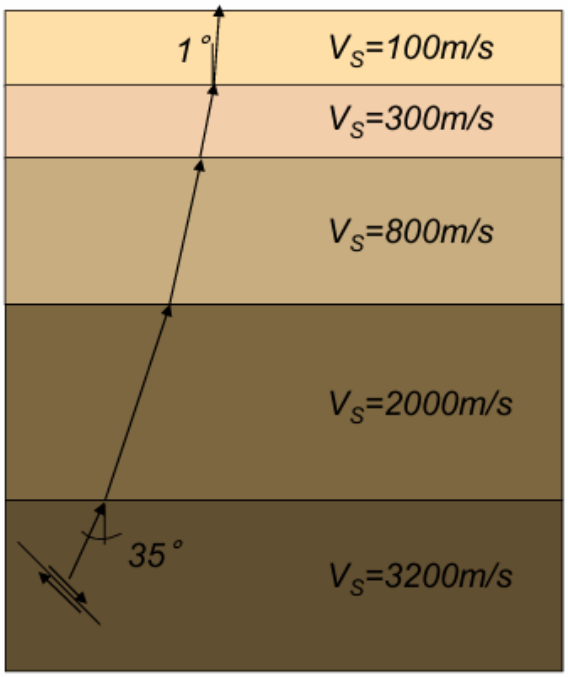


Figura 12- Esquema de propagação e refração de uma onda sísmica através de um meio estratificado, com aumento da velocidade das ondas de corte [18].

A proporção entre a energia refletida e a energia transmitida depende do contraste entre os materiais atravessados. Um parâmetro importante neste processo é a impedância dinâmica, geralmente associada ao produto entre a massa volúmica do material e a velocidade de propagação da onda. Quando duas camadas apresentam impedâncias semelhantes, a transmissão da onda tende a ser mais eficiente. Pelo contrário, quando existe um contraste acentuado de impedância, a reflexão torna-se mais significativa e o movimento transmitido pode sofrer alterações relevantes de amplitude [18].

No caso de uma onda que se propaga de um meio mais rígido para um meio mais deformável, como ocorre frequentemente na passagem do substrato rochoso para depósitos superficiais de solo, a redução da impedância pode conduzir ao aumento da amplitude dos deslocamentos. Este fenómeno é uma das razões pelas quais depósitos de solos moles podem amplificar o movimento sísmico à superfície [18].

Para além da reflexão e transmissão, a direção de propagação da onda também pode ser alterada quando esta atravessa interfaces entre materiais, como já referido anteriormente [18].

Em depósitos estratificados com camadas aproximadamente horizontais, a propagação das ondas pode envolver múltiplas reflexões e transmissões entre interfaces sucessivas. A interferência entre ondas ascendentes e descendentes pode alterar a amplitude do movimento e modificar o seu conteúdo em frequência. Este comportamento é particularmente relevante em depósitos sedimentares, nos quais a presença de camadas com propriedades contrastantes pode condicionar a resposta sísmica local [18].

A espessura das camadas também influencia a resposta dinâmica do depósito. Camadas mais espessas e com menores velocidades de onda de corte tendem a apresentar períodos característicos mais elevados, enquanto camadas mais rígidas e delgadas estão associadas a períodos mais reduzidos. Deste modo, o perfil estratigráfico condiciona a forma como determinadas frequências do movimento sísmico são amplificadas ou atenuadas durante a propagação [18].

2.6.4. Propriedades Dinâmicas dos Solos

A resposta dos solos a solicitações sísmicas depende das suas propriedades dinâmicas, isto é, dos parâmetros que controlam a propagação, a deformação e a dissipação de energia durante a passagem das ondas sísmicas.

Entre os parâmetros mais relevantes destaca-se a velocidade das ondas de corte, V_s. Esta grandeza obtém-se pela equação (11). Esta relação mostra que a propagação das ondas de corte depende diretamente da rigidez ao corte do material, ou seja, solos mais rígidos apresentam velocidades de onda de corte mais elevadas, enquanto solos mais deformáveis apresentam valores inferiores. Por esse motivo, V_s é frequentemente utilizado como parâmetro de caracterização dinâmica dos perfis de solo [16].

A partir da velocidade das ondas de corte pode ser obtido o módulo de distorção associado a pequenas deformações. Rearranjando a expressão anterior, obtém-se:

$$G = \rho * \mathrm{V}_s^2 \tag{14}$$

Esta expressão é válida para regimes lineares elásticos e o módulo representa a rigidez inicial do solo em regime de pequenas deformações. Em contexto dinâmico, esta rigidez é particularmente importante, uma vez que controla a velocidade de propagação das ondas e a deformabilidade inicial do perfil. Contudo, o comportamento real dos solos não permanece necessariamente linear durante toda a solicitação sísmica [16].

Durante a passagem de ondas sísmicas, o solo pode estar sujeito a ciclos sucessivos de deformação. Em materiais reais, a relação entre tensão de corte e deformação de corte não é perfeitamente linear. À medida que a deformação aumenta, a rigidez efetiva do solo tende a diminuir, enquanto a dissipação de energia aumenta. Este comportamento traduz-se na degradação do módulo de distorção e no aumento do amortecimento com o nível de deformação [16],[19],[20].

O amortecimento representa a capacidade do solo para dissipar parte da energia transmitida pelas ondas sísmicas. Esta dissipação pode estar associada ao comportamento interno do material, resultante da sua natureza não perfeitamente elástica, e contribui para a atenuação do movimento durante a propagação. Num meio idealmente elástico, a energia seria conservada e as ondas propagar-se-iam sem perda material de energia. No entanto, os solos reais apresentam comportamento viscoelástico, pelo que parte da energia é dissipada durante cada ciclo de carregamento [16],[19].

A Figura 13 apresenta, de forma esquemática, a diferença entre o comportamento tensão-deformação de um meio elástico linear ideal e o de um meio real, evidenciando o papel do amortecimento.

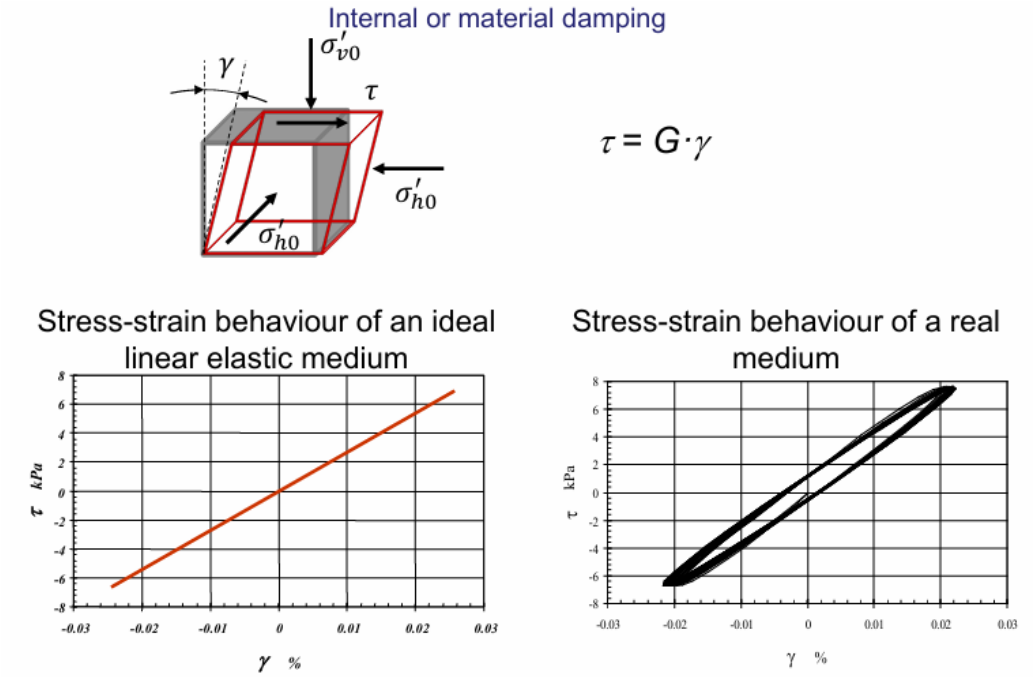


Figura 13- Representação esquemática do comportamento tensão–deformação de um meio elástico linear ideal e de um meio real, ilustrando a relação entre tensão de corte (τ) e deformação de corte (γ), bem como o efeito do amortecimento interno na resposta cíclica do material [17].

Uma forma simplificada de modelar este comportamento é através de modelos viscoelásticos, nos quais se combinam uma componente elástica e uma componente viscosa. Neste tipo de representação, a tensão de corte pode ser relacionada com a deformação de corte e com a velocidade de deformação. Assim, o solo não responde apenas em função da deformação instantânea, mas também da forma como essa deformação evolui no tempo. Esta formulação permite representar a dissipação de energia associada ao amortecimento interno [17].

A atenuação das ondas em solos pode, portanto, resultar do amortecimento interno do material. À medida que a onda se propaga, parte da sua energia é dissipada, reduzindo a amplitude do movimento. Este efeito depende da frequência da onda, da velocidade de propagação e do nível de amortecimento do meio. Para além do amortecimento material, pode também existir amortecimento geométrico, associado à dispersão da energia por volumes progressivamente maiores de solo à medida que a onda se afasta da fonte.

2.6.5. Análise Unidimensional da Resposta Sísmica Local

A análise unidimensional da resposta sísmica local constitui uma abordagem simplificada para avaliar a forma como um movimento sísmico é modificado durante a sua propagação através de um perfil estratificado de solo [19]. Esta metodologia é particularmente utilizada quando o terreno pode ser representado, de forma aproximada, por camadas horizontais e lateralmente extensas, assentes sobre um substrato mais rígido como o representado na Figura 10 [17].

Nesta abordagem, admite-se que a propagação dominante ocorre na direção vertical, sendo geralmente considerada a propagação de ondas de corte. Esta hipótese permite representar o perfil geotécnico como uma sucessão de camadas com diferentes espessuras, massas volúmicas, velocidades de ondas de corte e propriedades de amortecimento. O movimento sísmico é aplicado na base do modelo, normalmente

associada ao substrato rochoso ou a uma camada suficientemente rígida, e a resposta é calculada ao longo do perfil até à superfície [17].

A simplificação unidimensional assenta no facto de, em muitos depósitos estratificados, a variação vertical das propriedades do solo serem mais significativa do que a variação lateral. Assim, a resposta do terreno pode ser analisada considerando essencialmente a interação das ondas com as interfaces horizontais entre camadas. Em cada interface, parte da energia da onda é transmitida para a camada seguinte e parte é refletida para a camada anterior, de acordo com o contraste de propriedades entre os materiais [17].

A representação por camadas permite incorporar o efeito da estratigrafia na resposta sísmica local. Cada camada contribui para modificar o movimento em função da sua rigidez, espessura, massa volúmica e amortecimento. Camadas mais deformáveis, com menores velocidades de ondas de corte, tendem a aumentar os períodos característicos do depósito, enquanto camadas mais rígidas contribuem para uma resposta associada a períodos mais baixos. Deste modo, o modelo unidimensional permite avaliar quais os intervalos de frequência ou período que podem ser amplificados durante a propagação [17].

O substrato situado na base do modelo desempenha um papel fundamental na definição da ação sísmica de entrada. Este substrato é geralmente considerado mais rígido do que os depósitos superficiais, funcionando como a fronteira inferior a partir da qual o movimento sísmico se propaga para as camadas superiores. A diferença de impedância entre o substrato e os solos sobrejacentes condiciona a quantidade de energia transmitida e refletida, influenciando a resposta final à superfície [17].

A análise unidimensional permite também comparar o movimento sísmico em diferentes profundidades do perfil. Assim, é possível avaliar a evolução da aceleração, da velocidade ou do deslocamento desde a base até à superfície, bem como a alteração do conteúdo em frequência do sinal. Esta comparação é importante porque o movimento à superfície pode apresentar amplitudes e características diferentes das do movimento aplicado na base [17].

Apesar de constituir uma simplificação, a análise unidimensional é uma ferramenta muito útil em engenharia geotécnica sísmica, sobretudo quando o objetivo é avaliar a influência das propriedades locais do solo na amplificação do movimento. A sua aplicação exige, contudo, uma adequada definição do perfil estratigráfico e das propriedades dinâmicas das camadas, em particular a velocidade das ondas de corte, a massa volúmica e o amortecimento [17].

2.6.6. Utilização de Espetros na Avaliação da Resposta Sísmica Local

A avaliação da resposta sísmica local não se limita à análise das histórias temporais de aceleração, velocidade e deslocamento. Embora estas permitam observar a evolução do movimento ao longo do tempo, a interpretação da resposta dinâmica exige também a análise da forma como a energia do sinal se distribui em função da frequência ou do período [18].

O espetro de resposta constitui uma das formas mais utilizadas para avaliar os efeitos de um movimento sísmico em engenharia. Este espetro representa a resposta máxima de sistemas de um grau de liberdade sujeitos a uma determinada história temporal de movimento, em função do período natural e do amortecimento considerados. Assim, em vez de descrever apenas o movimento do terreno, o espectro de resposta traduz a resposta máxima que diferentes sistemas de 1 grau de liberdade poderiam desenvolver quando submetidos a esse movimento [18].

No estudo da resposta sísmica local, os espetros permitem comparar o movimento aplicado na base do perfil com o movimento obtido à superfície. Esta comparação possibilita identificar os períodos em que

ocorre amplificação ou atenuação do sinal durante a propagação através das camadas de solo. Assim, quando a aceleração espectral à superfície é superior à correspondente aceleração espectral na base, pode concluir-se que o perfil de solo amplificou o movimento nesse intervalo de períodos [18].

Esta comparação é essencial porque o solo pode modificar o sinal sísmico de forma seletiva. Isto significa que a amplificação não ocorre necessariamente de forma uniforme em todos os períodos. Determinadas frequências podem ser reforçadas devido às propriedades dinâmicas do depósito, enquanto outras podem ser atenuadas pelo amortecimento material e pela interferência entre ondas. Por este motivo, esta análise fornece uma interpretação mais completa da resposta local do que a simples comparação entre valores máximos de aceleração [18].

Os espetros são também utilizados na comparação com ações sísmicas regulamentares. Os espetros normativos ou de dimensionamento representam uma ação de referência para a análise de estruturas, sendo definidos em função da perigosidade sísmica e das condições consideradas para o local. A comparação entre os espetros obtidos a partir de acelerogramas e o espetro normativo permite avaliar se os sinais selecionados são compatíveis com a ação sísmica de referência [18].

No caso de estudos com acelerogramas reais, esta comparação assume especial relevância, uma vez que os registos naturais apresentam conteúdos em frequência e durações próprias, que nem sempre coincidem diretamente com o espetro de referência. Por esse motivo, a seleção de sinais sísmicos deve considerar não apenas a magnitude, a distância à fonte e as condições locais da estação de registo, mas também a compatibilidade espetral com o intervalo de períodos relevante para o problema em análise [18].

2.7. Soluções Estruturais e de Fundação para Viadutos em Solos Moles

2.7.1. Tipologias Estruturais e Sistemas de Proteção Sísmica

Os viadutos urbanos de grande extensão encontram-se frequentemente sujeitos a condicionantes geométricas e funcionais associadas à presença de vias existentes, infraestruturas enterradas, canais e limitações de espaço para a implantação dos apoios. Estas restrições podem conduzir à adoção de vãos de comprimento variável, traçados curvos e diferentes configurações de pilares ao longo da estrutura, exigindo soluções resistentes e com grande capacidade de adaptação [5].

Neste contexto, os tabuleiros contínuos de secção mista aço-betão constituem uma solução particularmente adequada. A associação entre a estrutura metálica e as lajes de betão permite explorar as propriedades mecânicas de ambos os materiais, reduzindo o peso próprio relativamente a uma solução integralmente em betão e facilitando a execução de vãos de maior dimensão. A utilização de secções em caixão apresenta ainda vantagens em estruturas curvas, devido à sua elevada rigidez à torção e à capacidade de acomodar os esforços resultantes da curvatura em planta [5].

Nas regiões próximas dos apoios intermédios pode ser adotada uma solução de dupla ação mista, mediante a introdução de uma laje inferior de betão ligada à estrutura metálica. Esta configuração aumenta a eficiência da secção nas zonas sujeitas a momentos fletores negativos, permitindo reduzir as dimensões das chapas metálicas e melhorar o comportamento global do tabuleiro. A continuidade estrutural contribui também para uma distribuição mais uniforme dos esforços entre os diferentes vãos, embora possa aumentar a importância dos deslocamentos impostos nos aparelhos de apoio e nas juntas [5].

A subestrutura pode assumir diferentes configurações em função dos obstáculos existentes e das cargas transmitidas pelo tabuleiro. Entre as soluções mais frequentes encontram-se os pilares em pórtico ligados

por uma travessa superior, e os pilares do tipo martelo com uma travessa em consola. A pré-fabricação das travessas permite reduzir os trabalhos de cofragem em altura e acelerar a construção, sendo os elementos pré-fabricados utilizados como cofragem colaborante durante as fases posteriores de betonagem [5].

Em zonas de elevada perigosidade sísmica, estas tipologias estruturais podem ser complementadas por sistemas de isolamento e dissipação de energia. Uma das soluções utilizadas em viadutos consiste na colocação de aparelhos de apoio de neoprene entre o tabuleiro e a subestrutura. Este tipo de apoio proporciona flexibilidade horizontal e capacidade de recentragem, enquanto o núcleo de chumbo dissipa energia através do seu comportamento histerético. Simultaneamente, os aparelhos devem conservar a capacidade de suportar as cargas verticais transmitidas pelo tabuleiro [5].

A adoção destes dispositivos permite concentrar uma parte significativa do comportamento não elástico nos próprios aparelhos de apoio, reduzindo as forças sísmicas transmitidas aos pilares e às fundações. Comparativamente com uma estratégia baseada na formação de rótulas plásticas na subestrutura, esta solução tende a limitar os danos nos elementos principais e a facilitar a inspeção e eventual substituição dos componentes de isolamento após um sismo [5].

A eficiência do isolamento sísmico depende da compatibilidade entre as propriedades dos aparelhos, a resposta dinâmica da estrutura e as características do terreno. Em solos muito deformáveis, os elevados deslocamentos sísmicos podem ultrapassar a capacidade destes aparelhos, tornando necessária a adoção de dispositivos com maior capacidade de movimento, como os sistemas pendulares. Deste modo, a seleção do sistema estrutural e da solução de isolamento deve considerar a massa e a rigidez do tabuleiro, a configuração dos pilares, os períodos próprios da estrutura e o espetro do movimento sísmico à superfície [5].

2.7.2. Fundações em Caixa com Estacas de Atrito

As fundações em caixa com estacas de atrito constituem uma solução mista utilizada em terrenos de baixa resistência e elevada compressibilidade, nos quais uma fundação superficial isolada poderia originar assentamentos prejudiciais para o funcionamento da estrutura. Neste sistema, as cargas não são necessariamente transmitidas na totalidade às estacas, podendo ser repartidas entre estas e a base da caixa em contacto com o terreno [21].

A caixa é constituída por uma laje de fundação ligada monoliticamente a vigas de betão armado e encerrada superiormente por uma laje, formando um elemento rígido. Esta rigidez contribui para a redistribuição das cargas entre as estacas, enquanto estas mobilizam resistência por atrito na interface lateral entre a estaca e o solo, ao longo do seu comprimento[21],[22].

O funcionamento deste sistema de fundação é apresentado esquematicamente na Figura 14, destacando-se a repartição das cargas entre as estacas de atrito e a base da caixa em contacto com o terreno.

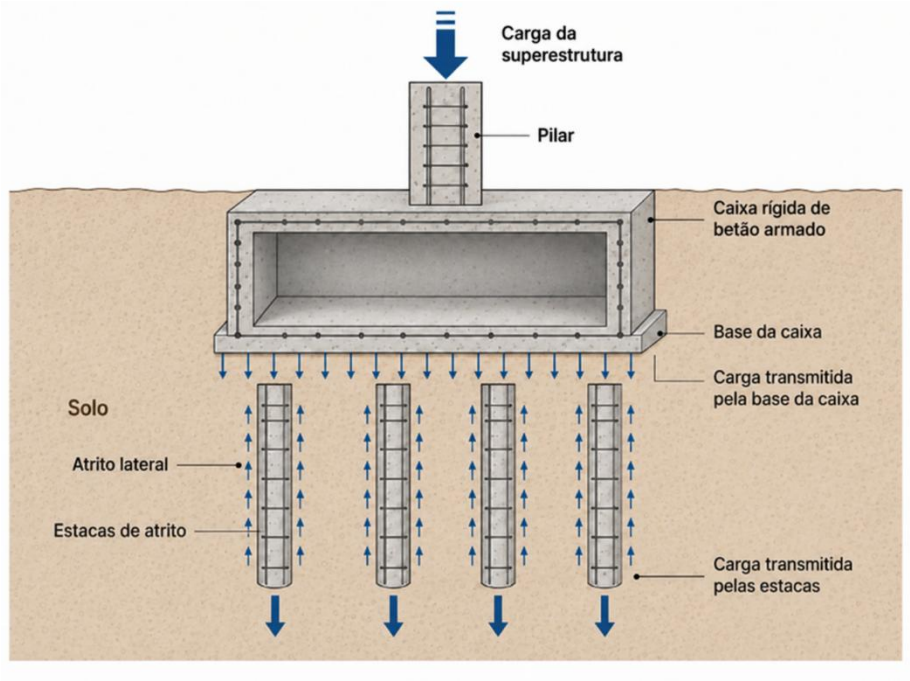


Figura 14- Representação esquemática do funcionamento de uma fundação em caixa com estacas de atrito.

A caixa é oca para não aumentar o peso da fundação. A escavação necessária à sua execução remove uma determinada massa de solo, permitindo que o peso da caixa e parte da carga da estrutura substituam parcialmente o peso anteriormente exercido pelo terreno. Este princípio de compensação reduz o acréscimo líquido de tensão transmitido às camadas subjacentes, sendo a parcela restante da carga suportada pelas estacas de atrito [21].

A utilização de estacas de atrito associadas a uma caixa rígida tornou-se uma solução frequente na Cidade do México devido à baixa resistência e à elevada compressibilidade das argilas, bem como à subsidência regional [22].

O funcionamento da fundação depende da rigidez relativa das estacas, da caixa e do terreno. Para pequenos incrementos de carga, as estacas tendem a receber uma parcela superior, por apresentarem uma resposta mais rígida do que a laje de fundação. Quando a resistência mobilizada na interface entre as estacas e o solo se aproxima do seu limite, a base da caixa passa a participar de forma mais significativa na transferência da carga para o terreno. Deste modo, a repartição não é constante, mas evolui com o nível de carregamento, os deslocamentos e o tempo [22].

A elevada rigidez da caixa desempenha igualmente um papel importante na redistribuição das cargas. As medições revelaram que, após uma distribuição inicialmente irregular, as cargas nas estacas e as pressões de contacto apresentaram tendência para se tornarem mais uniformes ao longo do tempo. As estacas inicialmente mais solicitadas mobilizaram maiores deslocamentos, permitindo que parte da carga fosse redistribuída, através da caixa rígida, para outros elementos do grupo [22].

Sob ação sísmica, este mecanismo de partilha mantém-se ativo, embora a distribuição das cargas possa sofrer alterações temporárias. Os registos mostraram uma redução da capacidade resistente mobilizada pelas estacas durante os eventos, acompanhada por um aumento das pressões transmitidas pela base da caixa ao solo. Nos dias seguintes, as estacas recuperaram a sua capacidade de suporte e as pressões de contacto aproximaram-se dos valores anteriores ao sismo, demonstrando o carácter evolutivo e parcialmente reversível da transferência de carga [22].

A localização das estacas no interior do grupo também influencia a resposta dinâmica. Durante os eventos analisados, as estacas situadas junto ao perímetro da fundação registaram solicitações cíclicas superiores às observadas nas estacas centrais. Este comportamento evidencia que a concentração das estacas apenas na região central pode ser desfavorável em zonas sísmicas, devendo a sua distribuição considerar os efeitos de balanço e rotação da fundação [22].

As fundações em caixa com estacas de atrito permitem, assim, combinar a capacidade de transferência das estacas com a participação resistente da base da caixa, contribuindo para limitar assentamentos totais e diferenciais. Contudo, o seu dimensionamento deve considerar explicitamente a interação entre os três componentes: estacas, caixa e terreno, uma vez que a hipótese de as cargas serem suportadas exclusivamente pelas estacas não representa o funcionamento observado deste tipo de sistema [22].

2.7.3. INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO-ESTRUTURA

A resposta sísmica de um viaduto implantado sobre solos moles resulta do comportamento conjunto do terreno, da fundação e da superestrutura. Durante um sismo, o movimento propaga-se através do depósito de solo e é transmitido à fundação. Por sua vez, as forças de inércia desenvolvidas na estrutura são novamente transferidas para a fundação e para o terreno, estabelecendo-se uma interação dinâmica entre os diferentes componentes do sistema [23].

A interação dinâmica entre os diferentes componentes do sistema encontra-se representada na Figura 15, distinguindo-se o movimento do terreno em campo livre, o movimento da fundação e o movimento da estrutura.

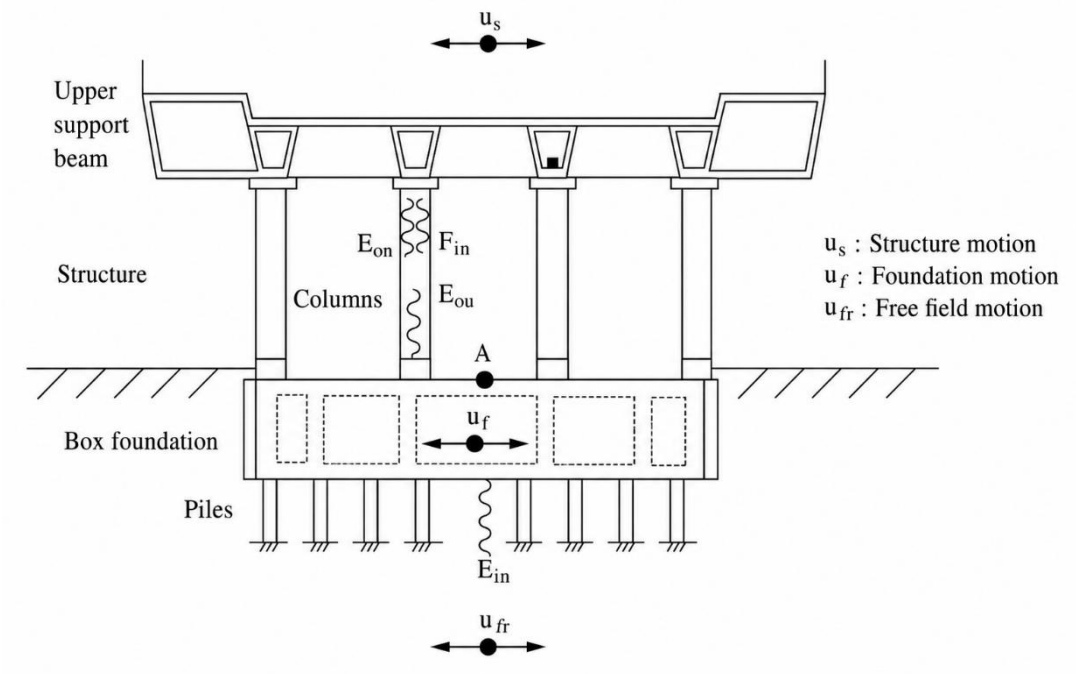


Figura 15- Representação esquemática da interação e da transferência de energia entre o solo, a fundação e a estrutura [23].

A presença da fundação pode alterar o movimento sísmico. Esta alteração depende da rigidez e da massa da fundação, das características das estacas, da deformabilidade do solo e propriedades dinâmicas da

superestrutura. Consequentemente, o movimento transmitido aos pilares pode apresentar amplitudes e frequências diferentes dos registados à superfície do terreno afastado da estrutura [23].

Os efeitos desta interação podem variar consoante a direção considerada. Na direção longitudinal, a continuidade e a elevada rigidez do tabuleiro podem fazer com que os diferentes apoios acompanhem aproximadamente o movimento do terreno, limitando a interação dinâmica. Contudo, a restrição imposta pelo tabuleiro pode também originar diferenças de movimento e desfasamentos entre a fundação e os elementos superiores da estrutura [23].

Na direção transversal, a interação pode assumir maior importância, uma vez que a restrição proporcionada pelo tabuleiro é diferente e o movimento depende mais diretamente da rigidez dos pilares e da fundação. Nestas condições, a transferência de energia entre o solo, a fundação e a estrutura pode conduzir à amplificação da resposta relativamente ao movimento inicialmente transmitido pelo terreno. Assim, a interação solo-fundação-estrutura não deve ser entendida exclusivamente como um mecanismo de redução da ação sísmica [23].

Na direção vertical, os grupos de estacas podem apresentar elevada rigidez e contribuir para a dissipação de energia através do atrito desenvolvido na interface entre as estacas e o solo. Este comportamento pode atenuar parte do movimento vertical transmitido à fundação, embora a sua importância dependa das características geométricas e mecânicas do sistema de fundação [23].

A interação solo-fundação-estrutura pode produzir efeitos distintos, incluindo a amplificação, a atenuação ou a alteração do movimento sísmico. Estes efeitos dependem da relação entre as propriedades dinâmicas do solo, da fundação e da estrutura, não podendo ser avaliados de forma isolada [23].

2.8. SÍNTESE E IDENTIFICAÇÃO DE LACUNAS

O presente capítulo apresentou os principais conceitos necessários à compreensão do comportamento geotécnico e sísmico de viadutos implantados em depósitos de solos moles. A revisão efetuada demonstrou que a resposta destes sistemas depende da interação entre as características estratigráficas do terreno, as propriedades mecânicas e dinâmicas dos solos, a propagação das ondas sísmicas e o comportamento da fundação e da superestrutura. Nos depósitos argilosos, esta análise assume particular relevância devido à elevada compressibilidade, à reduzida permeabilidade e à forte dependência do comportamento em relação ao teor em água, ao estado de tensão e à organização interna das partículas.

Os ensaios de campo, nomeadamente o *Standard Penetration Test* e o *Cone Penetration Test*, constituem ferramentas fundamentais para a caracterização destes depósitos. Enquanto o SPT permite obter indicadores de resistência e compacidade em profundidades discretas, o CPT fornece um registo praticamente contínuo da resistência de ponta, da resistência lateral e, quando equipado com piezocone, da pressão neutra. A partir destes resultados podem ser estimados parâmetros como a resistência não drenada, o módulo de distorção inicial e a velocidade de propagação das ondas de corte. Contudo, estas estimativas dependem frequentemente de correlações empíricas, cujos resultados estão sujeitos às condições de execução dos ensaios, à natureza dos materiais e ao estado de tensão do terreno.

A revisão demonstrou ainda que a resposta sísmica à superfície não depende apenas das características do movimento aplicado na base do depósito. A rigidez, o amortecimento, a espessura e a disposição das diferentes camadas condicionam a propagação, a reflexão e a refração das ondas, podendo provocar a amplificação de determinados intervalos de frequências e a atenuação de outros. Consequentemente, depósitos com estratigrafias distintas podem produzir movimentos superficiais significativamente diferentes, mesmo quando submetidos ao mesmo sinal sísmico de entrada. Esta variabilidade assume

especial importância em infraestruturas lineares extensas, cujo traçado atravessa formações geotécnicas com propriedades não uniformes.

No domínio estrutural, os viadutos urbanos são também condicionados pelas limitações de espaço, pela presença de infraestruturas existentes e pela necessidade de garantir rapidez construtiva e continuidade de serviço. Os tabuleiros contínuos, os elementos pré-fabricados, os sistemas de isolamento sísmico e as fundações constituídas por caixas rígidas apoiadas em estacas de atrito representam soluções frequentemente adotadas nestes contextos. Em terrenos muito deformáveis, as fundações profundas permitem transferir as cargas para maiores profundidades e limitar os assentamentos, embora o seu comportamento dependa da rigidez relativa das estacas, da caixa de fundação e do solo envolvente.

Apesar de estes aspetos se encontrarem bastante estudados de forma individual, permanece uma lacuna na sua integração numa metodologia única. Em muitos estudos, a caracterização geotécnica, a análise da resposta sísmica local e a avaliação estrutural são tratadas separadamente. Uma simplificação recorrente é utilizar um único perfil geotécnico representativo ou um espetro regulamentar genérico, sem considerar a variabilidade das condições do terreno ao longo do traçado.

Por outro lado, os modelos avançados de interação solo-fundação-estrutura permitem representar de forma detalhada a transferência de energia entre os diferentes componentes do sistema, mas exigem um volume elevado de informação e recursos computacionais. Esta complexidade limita a sua aplicação corrente a estruturas extensas e a análises que envolvam vários perfis geotécnicos e diferentes movimentos sísmicos. Existe, portanto, a necessidade de abordagens intermédias que estabeleçam uma ligação coerente entre todas as componentes.

3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO E DA SISMICIDADE DA CIDADE DO MÉXICO

3.1. CONTEXTUALIZAÇÃO GEOLÓGICA E HISTÓRICA DO VALE DO MÉXICO

O Vale do México corresponde a uma bacia de origem vulcânica localizada na parte central do planalto mexicano, caracterizada por uma configuração geomorfológica fechada, delimitada por sistemas montanhosos de elevada altitude. Esta configuração resultou de uma intensa atividade tectónica e vulcânica que conduziu à formação de uma depressão sem drenagem natural eficiente para o exterior [2].

Durante este processo evolutivo, sucessivos episódios eruptivos e a deposição de materiais piroclásticos e aluvionares contribuíram para o preenchimento progressivo da bacia. A formação de barreiras vulcânicas desempenhou um papel determinante no isolamento hidráulico do vale, conduzindo ao desenvolvimento de um sistema lacustre extenso que persistiu até períodos relativamente recentes em termos geológicos [2].

Neste contexto, a atual Cidade do México foi originalmente implantada sobre uma ilha no *Lago Texcoco*, tendo posteriormente ocorrido um processo contínuo de expansão urbana associado à progressiva drenagem e aterro das áreas lacustres. A partir do século XVIII, com a construção de infraestruturas de drenagem, e de forma mais intensiva ao longo do século XX, os corpos de água foram sendo eliminados quase na sua totalidade, permitindo a ocupação urbana de extensas áreas anteriormente submersas [2].

A sedimentação em ambiente lacustre prolongado originou depósitos predominantemente finos, constituídos por argilas e siltes de elevada plasticidade, frequentemente intercalados com níveis de areia e materiais de origem aluvial. Estes solos são geologicamente recentes e apresentam características muito particulares, resultantes da deposição em condições de baixa energia, elevada saturação e significativa presença de matéria orgânica e componentes vulcânicos alterados [4],[24].

Adicionalmente, a evolução histórica da cidade teve um impacto direto nas condições geotécnicas do subsolo. A exploração intensiva dos aquíferos subjacentes, iniciada de forma mais acentuada no século XX para abastecimento da população, induziu processos de consolidação regional dos depósitos argilosos, conduzindo a fenómenos de subsidência generalizada. Em algumas zonas, os assentamentos acumulados ultrapassam vários metros, evidenciando a elevada compressibilidade destes materiais e a sua sensibilidade a variações de tensões efetivas [4].

Assim, a Cidade do México constitui um caso geotécnico bastante particular e este enquadramento permite compreender a ocorrência de depósitos argilosos muito compressíveis e de baixa rigidez, cujo comportamento influencia de forma decisiva a resposta das fundações e das estruturas implantadas neste território.

3.2. ZONAMENTO GEOTÉCNICO DA CIDADE DO MÉXICO

A caracterização geotécnica do subsolo da Cidade do México baseia-se numa divisão clássica em três zonas principais, definida com base nas condições geológicas e no comportamento mecânico dos materiais. Este zonamento resulta da análise sistemática de dados geotécnicos recolhidos ao longo de várias décadas [2].

De acordo com esta abordagem, o vale é dividido em três unidades: zona de Lomas (Foothills) (Zona I), zona de Transição (Zona II) e zona de Lago (Zona III). A zona de Lomas corresponde às áreas periféricas do vale, onde predominam solos vulcânicos muito compactos e formações rochosas, incluindo lavas e materiais piroclásticos. Estes materiais apresentam elevada resistência e baixa compressibilidade, constituindo, em geral, as condições mais favoráveis à construção [2],[3]. A distribuição espacial destas zonas geotécnicas no Vale do México encontra-se representada na Figura 16.

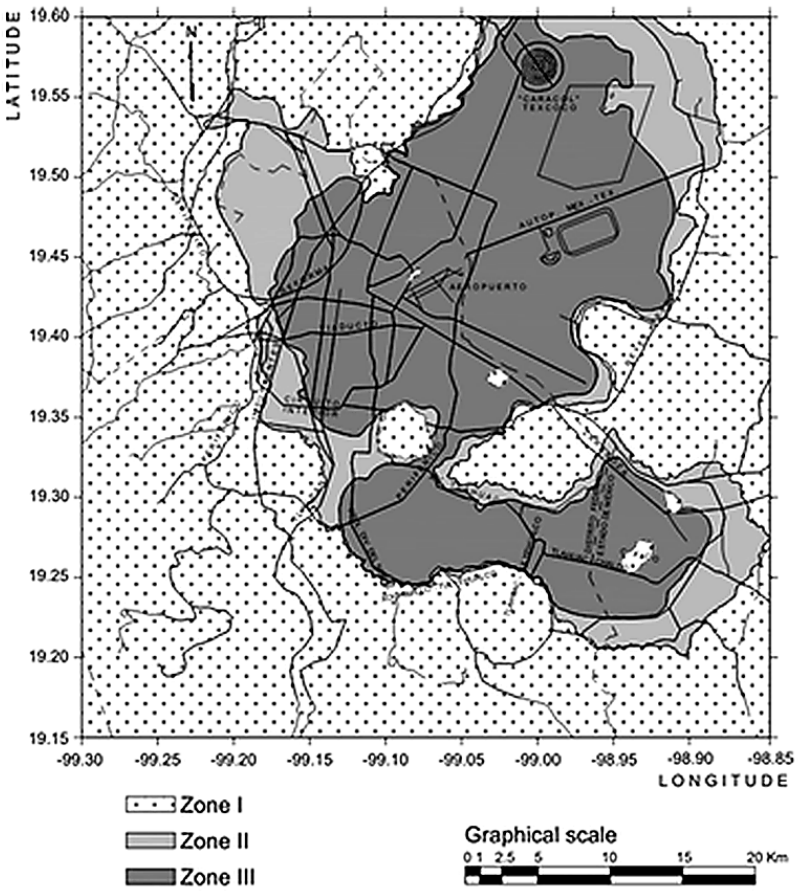


Figura 16- Zonamento geotécnico da Cidade do México, com identificação das zonas I (Lomas), II (Transição) e III (Lago) [2].

A Zona II localiza-se entre as áreas de Lomas e a região central da bacia. Nesta zona, observa-se uma alternância de depósitos lacustres argilosos com materiais aluvionares arenosos, resultando numa estratigrafia heterogénea. Consequentemente, as propriedades geotécnicas apresentam elevada variabilidade espacial, com um comportamento intermédio entre os extremos observados nas outras duas zonas [2].

Por fim, a Zona III corresponde à parte central da bacia, anteriormente ocupada por sistemas lacustres. Nesta região predominam depósitos lacustres constituídos por argilas moles altamente compressíveis, frequentemente intercaladas com camadas de silte, areia e cascalho de origem aluvionar. Estes solos apresentam teores em água muito elevados, elevada plasticidade e um comportamento mecânico singular, sendo responsáveis pelos principais desafios geotécnicos da cidade [2].

A distinção entre estas zonas reflete diretamente a evolução geológica do vale, que corresponde a uma bacia fechada de origem vulcânica, posteriormente preenchida por depósitos lacustres e aluvionares. A predominância de materiais finos e altamente compressíveis na zona de Lago, em contraste com os solos mais competentes das zonas periféricas, explica a forte variabilidade das condições de fundação ao longo da cidade [2].

Assim, o zonamento geotécnico constitui uma ferramenta fundamental para a interpretação do comportamento do subsolo, permitindo enquadrar as propriedades das argilas lacustres no contexto global da bacia e estabelecer uma relação direta entre a origem geológica dos depósitos e o seu desempenho em termos de engenharia.

3.3. ESTRATIGRAFIA TÍPICA DA CIDADE DO MÉXICO

A estratigrafia do subsolo da Cidade do México, particularmente na zona de Lago, é caracterizada por uma sucessão de depósitos lacustres altamente compressíveis, intercalados com camadas de maior rigidez [2]. A organização vertical das principais unidades estratigráficas descritas pode ser melhor compreendida através do perfil representado na Figura 17.

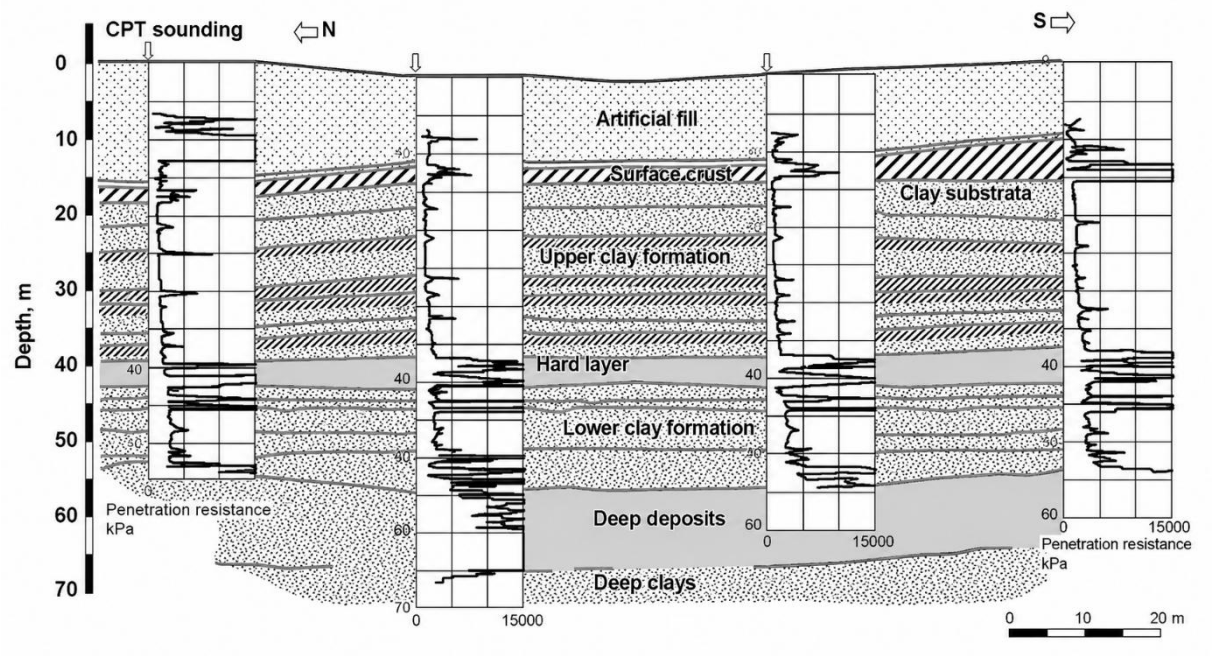


Figura 17- Perfil estratigráfico típico da zona lacustre da Cidade do México, evidenciando as principais formações (FAS, Capa Dura e FAI) e a variação da resistência à penetração com a profundidade.

De forma geral, o perfil estratigráfico típico é constituído por várias unidades principais, organizadas verticalmente desde a superfície até maiores profundidades. Na zona superficial, é comum a presença

de aterros artificiais e de uma crosta superficial não saturada, resultante de processos de secagem e intervenção antrópica [4].

Subjacente a esta camada superficial encontra-se a Formação Argilosa Superior (FAS), correspondente à unidade mais compressível do perfil. Esta formação é constituída por argilas moles de elevada plasticidade, com teores em água muito elevados e estrutura altamente sensível. Trata-se da camada mais crítica do ponto de vista geotécnico, sendo responsável pela maior parte dos assentamentos observados na cidade [2].

A FAS é separada da unidade inferior por uma camada relativamente mais rígida, designada por Capa Dura (CD). Esta camada apresenta uma espessura típica da ordem dos 3 m e localiza-se, em média, a profundidades entre 30 e 35 m. A CD é constituída por materiais mais densos, nomeadamente argilas arenosas e siltes, funcionando como uma descontinuidade mecânica importante dentro do perfil. Por baixo da Capa Dura encontra-se a Formação Argilosa Inferior (FAI), constituída igualmente por argilas de elevada compressibilidade, embora, em geral, ligeiramente mais consistentes do que as da formação superior. Esta unidade apresenta espessura significativa e contribui também para os fenómenos de deformação a longo prazo observados [2].

Em maiores profundidades, identificam-se os chamados depósitos profundos, constituídos por siltes e areias mais consistentes, intercalados com níveis de argila mais rígida. Estas formações apresentam melhores características mecânicas e constituem, frequentemente, o estrato de suporte para fundações profundas [4].

A estrutura estratigráfica descrita evidencia uma alternância entre materiais extremamente compressíveis e camadas de maior rigidez, o que condiciona fortemente o comportamento geotécnico do subsolo. Em particular, a presença da Capa Dura introduz uma descontinuidade que influencia a distribuição de tensões, a propagação de ondas sísmicas e a resposta dos ensaios in situ.

Adicionalmente, importa referir que esta estratigrafia não é perfeitamente uniforme ao longo da cidade, podendo apresentar variações locais significativas em termos de espessura das camadas e propriedades dos materiais. Esta variabilidade espacial constitui um fator crítico na interpretação de resultados geotécnicos e no dimensionamento de soluções de engenharia [2].

3.4. PROPRIEDADES DAS ARGILAS DA CIDADE DO MÉXICO

As argilas lacustres da Cidade do México apresentam um conjunto de propriedades físicas e mecânicas invulgares, que as distinguem das argilas convencionais. Estas características resultam da sua origem em ambiente lacustre, associada à deposição de materiais finos de natureza vulcânica, bem como à elevada concentração de água [25].

De um modo geral, estes depósitos caracterizam-se por elevados teores em água, alta compressibilidade e baixa resistência, sendo este um conjunto de propriedades que condicionam diretamente o comportamento geotécnico do subsolo e que influencia a resposta a carregamentos e a ensaios in situ [25].

3.4.1. Teor em Água e Índice de Vazios

Estas argilas caracterizam-se por valores excecionalmente elevados de teor em água e índice de vazios. Valores típicos de índice de vazios situam-se entre aproximadamente 3 e 9, indicando uma estrutura extremamente porosa quando comparada com solos argilosos convencionais. De forma consistente, os teores em água natural apresentam igualmente valores muito elevados, frequentemente superiores a 100% e podendo atingir valores significativamente mais elevados [25].

Estes valores distintos resultam da natureza mineralógica dos depósitos, dominados por partículas finas de elevada superfície específica, bem como da presença de microestruturas complexas, incluindo agregados floculados e microfósseis, que contribuem para a manutenção de uma estrutura aberta e pouco densa. A deposição em ambiente lacustre, caracterizada por baixas taxas de sedimentação e ausência de perturbações significativas, favorece igualmente a preservação desta configuração estrutural [25].

A elevada porosidade destes materiais traduz uma reduzida densidade e numa baixa rigidez inicial, estando relacionada ao seu comportamento altamente compressível. Adicionalmente, a elevada quantidade de água no interior da estrutura do solo desempenha um papel essencial na resposta mecânica que influencia a deformabilidade, a dissipação de excesso de poro-pressões e a evolução dos assentamentos ao longo do tempo.

3.4.2. Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg das argilas lacustres da Cidade do México refletem a sua grande natureza plástica e a presença de partículas finas com elevada superfície específica. Estes solos apresentam valores de limite de liquidez e limite de plasticidade muito superiores aos observados em argilas convencionais, o que está associado à sua origem vulcano-lacustre e à composição mineralógica particular. Deste modo, os solos da Cidade do México podem apresentar limites de liquidez entre 140% e 380% e limites de plasticidade entre 55% e 112%, valores que evidenciam a sua elevada plasticidade e o seu comportamento geotécnico singular [25].

Esta elevada plasticidade contribui para a grande deformabilidade destes materiais. A combinação entre elevado índice de vazios, grande teor em água, partículas de origem vulcânica e minerais argilosos confere às argilas da Cidade do México um comportamento distinto do de muitos depósitos argilosos sedimentares mais comuns. Assim, os limites de Atterberg não devem ser interpretados apenas como parâmetros de classificação, mas também como indicadores da elevada sensibilidade destes solos às condições de carregamento e ao seu estado estrutural natural [25].

3.4.3. Resistência Não Drenada

A resistência não drenada das argilas da Cidade do México é condicionada pela sua estrutura natural, pelo estado de tensão efetiva e pela velocidade de deformação imposta durante o carregamento. Estes solos apresentam uma estrutura natural resultante do seu processo de formação em ambiente lacustre, a qual tende a manter-se preservada enquanto a tensão efetiva de confinamento se encontra abaixo da tensão de pré-consolidação do material. Quando esta condição é ultrapassada, ocorre uma alteração significativa da resposta mecânica, associada à progressiva destruturação do solo [25].

Alguns dos ensaios triaxiais não drenados realizados mostram que a resistência não drenada aumenta com a velocidade de deformação, sendo este efeito mais acentuado nas amostras que preservam maior grau de estrutura natural. Este comportamento indica que a resposta resistente das argilas da Cidade do México não depende apenas das propriedades índice ou do estado de tensão, mas também da escala

temporal do carregamento. Assim, carregamentos aplicados a diferentes velocidades podem conduzir a valores distintos de resistência mobilizada, aspeto particularmente relevante na interpretação de ensaios laboratoriais e de campo. Importa ainda referir que a velocidade com que o solo é deformado influencia a sua resistência, e que esse efeito depende do grau de estrutura natural preservada. Em amostras mais estruturadas, a resistência não drenada aumenta de forma mais significativa quando a velocidade de carregamento é maior. Por outro lado, em amostras mais destruturadas, essa variação é menos acentuada. Este comportamento mostra que é importante ter em conta a estrutura natural das argilas lacustres da Cidade do México ao avaliar a sua resposta mecânica, especialmente quando os resultados laboratoriais são usados para definir parâmetros de projeto ou para compreender o comportamento do solo sob ações rápidas, como os sismos [25].

3.4.4. COMPRESSIBILIDADE

A compressibilidade constitui uma das características mais marcantes das argilas lacustres da Cidade do México. Estes materiais apresentam índices de vazios e teores em água extremamente elevados, associados a uma estrutura aberta e altamente porosa, resultante da presença de partículas finas e minerais argilosos. Esta estrutura confere aos depósitos lacustres uma elevada deformabilidade, fazendo com que pequenos incrementos de tensão possam originar deformações significativas, sobretudo quando a tensão aplicada se aproxima ou ultrapassa a tensão de cedência do solo [24].

A Figura 18 evidencia a influência do estado estrutural do solo na sua resposta à consolidação, mostrando que as amostras indeformadas e sedimentadas apresentam índices de vazios muito elevados para baixos níveis de tensão, com redução significativa à medida que a pressão de consolidação aumenta. Esta variação salienta a importância da estrutura natural dos depósitos lacustres na interpretação da sua compressibilidade [24].

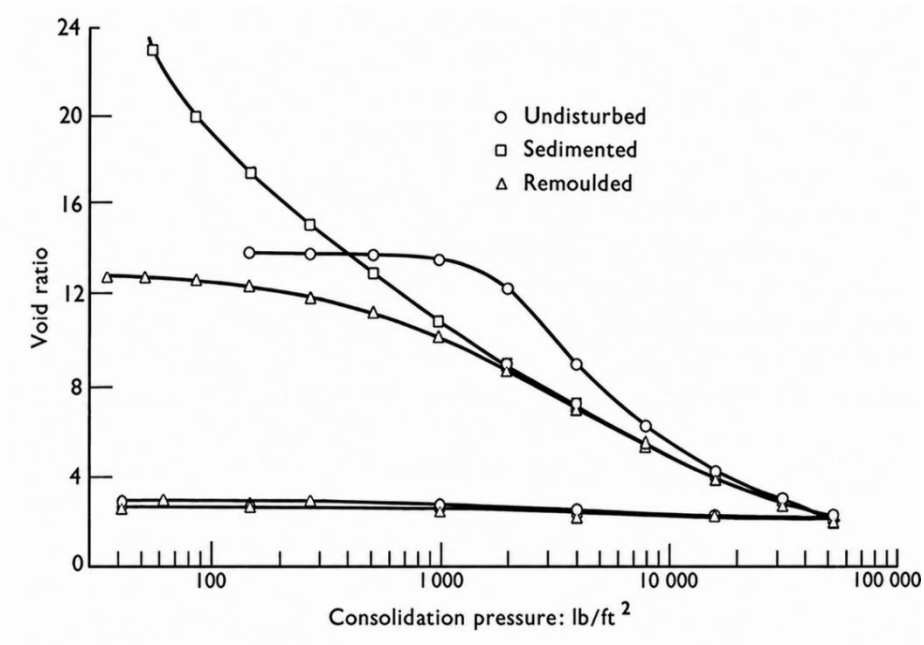


Figura 18- Variação do índice de vazios com a pressão de consolidação para amostras indeformadas, sedimentadas e remoldadas das argilas lacustres da Cidade do México [24].

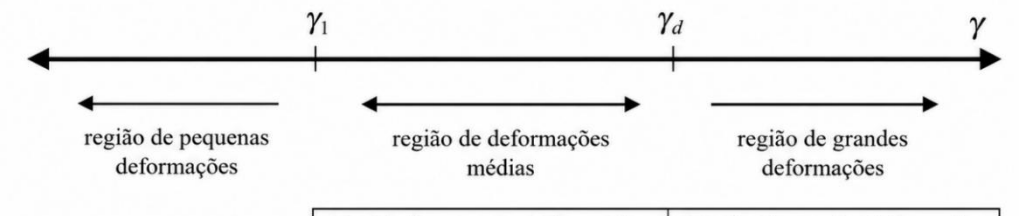
A resposta compressível destes solos é fortemente condicionada pela sua estrutura natural. Em estado não remexido, as argilas da Cidade do México apresentam uma rigidez inicial associada à estrutura preservada do depósito. Contudo, quando a tensão efetiva ultrapassa um determinado valor crítico, ocorre uma alteração da estrutura interna, acompanhada por um aumento significativo da compressibilidade. Assim, a tensão de pré-consolidação assume particular importância na interpretação do comportamento destes solos, uma vez que marca a transição entre uma resposta dominada pela estrutura natural e uma resposta associada à sua progressiva destruturação [24].

Durante carregamentos sustentados, a deformação destes materiais não se limita à consolidação primária, verificando-se também fenómenos de compressão secundária e de endurecimento tixotrópico. Esta combinação torna a evolução temporal dos assentamentos particularmente relevante na Cidade do México, onde os depósitos lacustres altamente compressíveis têm condicionado historicamente o comportamento das fundações e das estruturas. Deste modo, a elevada compressibilidade das argilas lacustres constitui um fator central para compreender a vulnerabilidade geotécnica da cidade e a necessidade de uma caracterização cuidada do subsolo em obras de engenharia [24].

3.4.5. Propriedades Dinâmicas

As propriedades dinâmicas das argilas da Cidade do México são fundamentais para compreender a forma como estes depósitos respondem à propagação de ondas sísmicas. Entre os parâmetros mais relevantes destacam-se o módulo de distorção, G, e o amortecimento, D, uma vez que ambos dependem do nível de deformação imposto ao solo. Em particular, o comportamento destes materiais não é constante para todos os níveis de deformação, podendo ser organizado em diferentes regimes, desde uma resposta quase elástica em pequenas deformações até à degradação da rigidez e à alteração da estrutura interna para deformações mais elevadas [26].

A Figura 19 sintetiza a dependência do comportamento dinâmico destes solos relativamente ao nível de deformação, distinguindo uma região de pequenas deformações, uma região intermédia e uma região de grandes deformações. Esta representação permite compreender que parâmetros como o módulo de distorção e o amortecimento não devem ser considerados constantes, uma vez que a resposta do solo evolui progressivamente com o aumento da deformação induzida pelo carregamento [27].



	Região de pequenas deformações	Região de grandes deformações
Mecanismo de deformação	Deformação por contacto (estrutura do solo constante)	Alterações na estrutura do solo (rolamento, deslizamento)
Rigidez	Máxima	Diminui (tipo hiperbólico)
Perdas de energia	Muito baixas. Viscosas, termoelásticas (por atrito: difíceis de justificar)	Elevadas. A perda por atrito é importante
Coeficiente de Poisson (drenado)	0 – < 0,1	0,2 – 0,4
Variações de volume (carregamento drenado)	Mínimas	Potencialmente elevadas (contração ou dilatação)
Geração de pressão neutra (carregamento não drenado)	Mínima	Potencialmente elevada (positiva ou negativa)
Efeitos diagenéticos (envelhecimento, cimentação, tixotropia)	Potencialmente efeito elevado	Reduzidos em corte drenado. Potencialmente significativos em corte não drenado
Estrutura do solo	Constante	Evolui para o estado crítico (partículas excêntricas tendem a alinhar-se gradualmente)
Efeitos micro a macro potencialmente opostos. Exemplo:	A angularidade diminui a rigidez em pequenas deformações (baixa rigidez de contacto)	A angularidade aumenta a rigidez em grandes deformações (alto encaixe entre partículas)

Figura 19- Regimes de deformação, limiares de deformação e resposta mecânica associada em solos da Cidade do México [26].

Para pequenas deformações, as argilas lacustres da Cidade do México podem apresentar uma resposta essencialmente linear-elástica, sem alterações significativas da sua microestrutura. Neste domínio, a rigidez do solo é elevada relativamente ao nível de deformação aplicado, e o módulo de distorção pode ser interpretado como representativo da rigidez inicial do material. Contudo, à medida que a deformação aumenta, inicia-se uma resposta não linear, marcada pela redução progressiva da rigidez e pelo aumento do amortecimento. Esta evolução é particularmente importante em contexto sísmico, uma vez que a intensidade do movimento condiciona o nível de deformação mobilizado no solo[26].

A interpretação do comportamento dinâmico destes solos deve, por isso, considerar a existência de limiares de deformação. Díaz-Rodríguez e Santamarina (2001) distinguem diferentes regiões de deformação: uma região de pequenas deformações, associada a comportamento praticamente elástico; uma região intermédia, onde se inicia a não linearidade; e uma região de grandes deformações, na qual a estrutura do solo pode sofrer destruturação progressiva. Esta abordagem permite compreender por que motivo parâmetros como o módulo de distorção, G, e o amortecimento, D, não devem ser considerados constantes, mas dependentes da deformação induzida pelo carregamento [26].

No caso da Cidade do México, esta dependência é especialmente relevante devido à elevada plasticidade, ao elevado teor em água e à estrutura dos depósitos lacustres. A combinação entre baixa rigidez, baixa dissipação de energia em certos intervalos de deformação e forte dependência do nível de deformação contribui para a amplificação do movimento sísmico e para a concentração da resposta em determinados períodos. Assim, as propriedades dinâmicas das argilas lacustres constituem um elemento essencial para a avaliação da resposta sísmica local e para a posterior definição da ação sísmica a considerar na análise estrutural [26].

3.5. SISMICIDADE E ENQUADRAMENTO TECTÓNICO DO MÉXICO

O território mexicano localiza-se numa região de elevada complexidade tectónica, resultante da interação entre várias placas. Esta condição explica a elevada atividade sísmica do país, bem como a ocorrência de fenómenos vulcânicos e de deformação associados aos diferentes limites de placas. Como se observa na Figura 20, o México encontra-se numa zona de contacto entre a Placa Norte-Americana, a Placa do Pacífico, a Placa de Cocos e a Placa das Caraíbas [27].

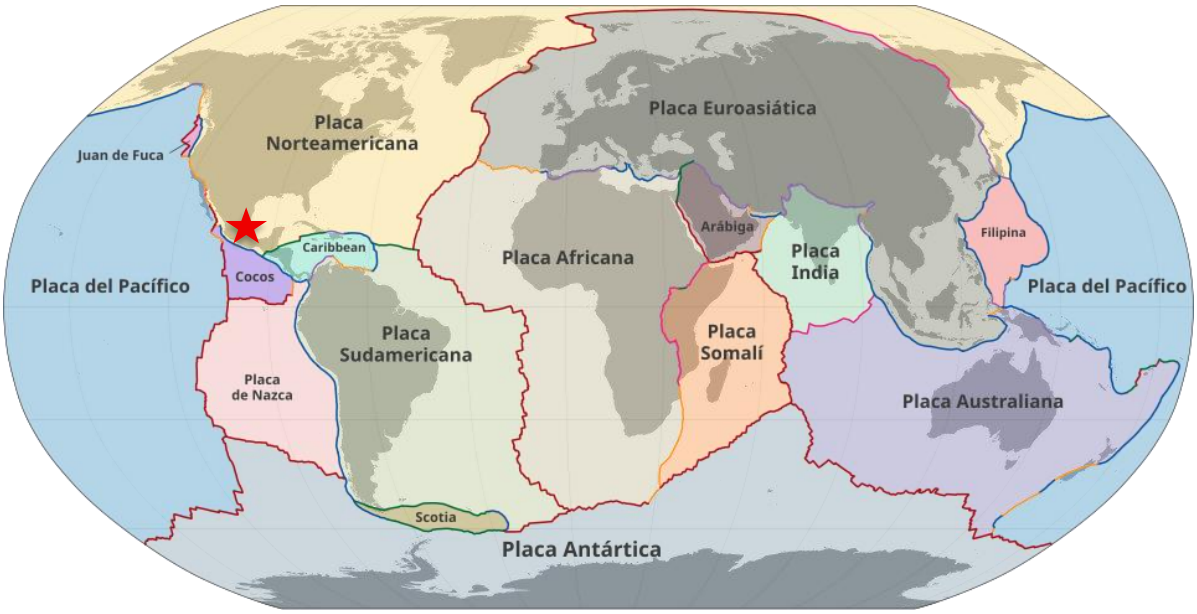


Figura 20-Distribuição global das principais placas tectónicas, evidenciando a localização do México numa zona de interação entre a Placa Norte-Americana, a Placa do Pacífico, a Placa de Cocos e a Placa das Caraíbas [28].

A principal fonte de sismicidade do México está associada à margem pacífica, onde a Placa de Cocos mergulha sob a Placa Norte-Americana, originando a Fossa Mesoamericana. Este processo de convergência é responsável por uma parte significativa dos sismos de maior magnitude registados no país. Para além desta zona de subducção, destaca-se ainda o contacto entre a Placa do Pacífico e a Placa Norte-Americana, na região do Golfo da Califórnia, associado predominantemente a mecanismos de falha transformante [27].

A complexidade tectónica do território mexicano é evidenciada na Figura 21, que representa as principais estruturas tectónicas e geodinâmicas do país. O mapa inclui, entre outros elementos, zonas de subducção, falhas transformantes, falhas normais e inversas, lineamentos estruturais, vulcões quaternários, caldeiras, limites associados à crosta oceânica e diferentes unidades geológicas. A sua leitura permite compreender que a sismicidade mexicana não resulta de uma única fonte, mas de um enquadramento tectónico regional complexo, no qual diferentes mecanismos contribuem para a geração e propagação de movimentos sísmicos [29].

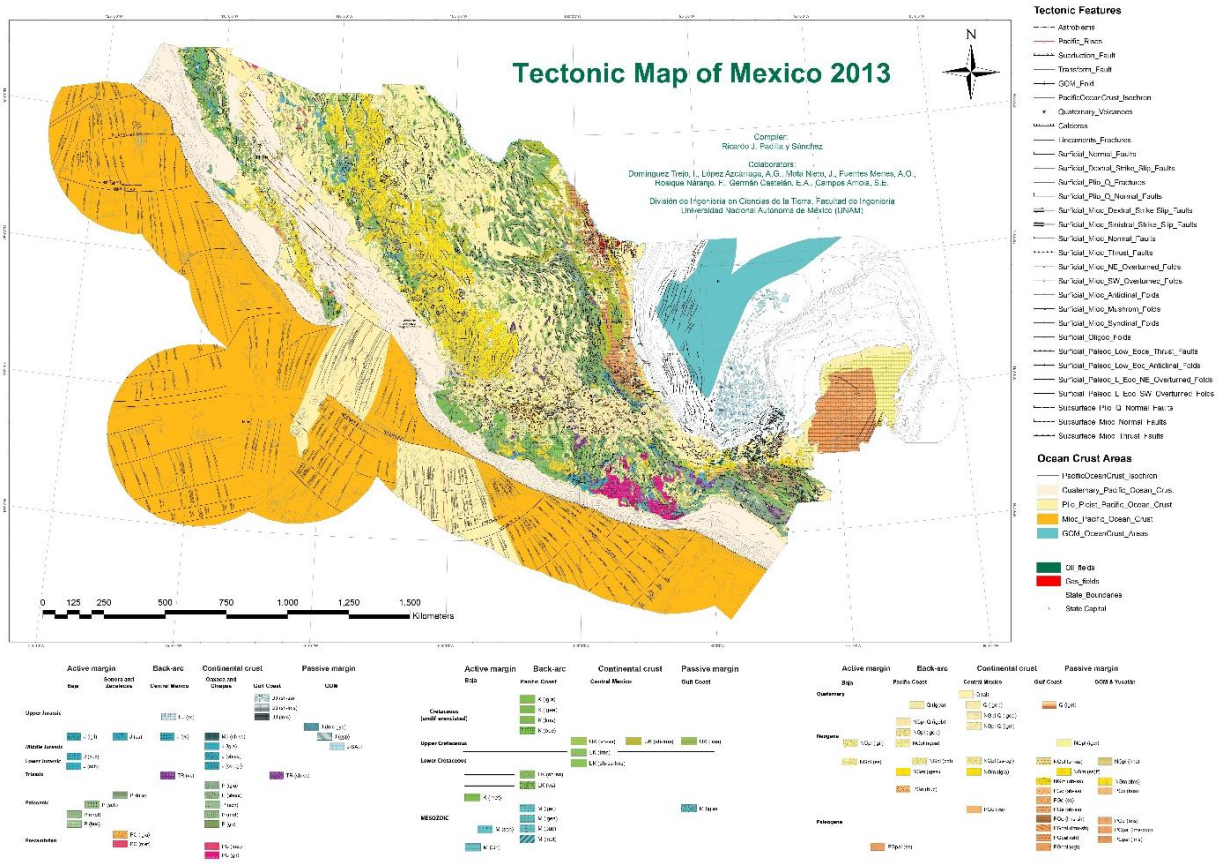


Figura 21- Enquadramento tectónico do México, com representação das principais estruturas tectónicas, falhas, lineamentos, vulcões quaternários e limites associados às placas oceânicas e continentais [29].

Para o presente trabalho, a importância deste enquadramento não reside na descrição de todas as estruturas tectónicas representadas, mas sim na compreensão da origem regional da ação sísmica que afeta a Cidade do México. Embora a cidade não se localize diretamente sobre a principal zona de subducção, encontra-se exposta aos efeitos de sismos gerados a várias centenas de quilómetros de distância, em particular ao longo da margem Pacífica mexicana. Estes movimentos sísmicos propagam-se até à Bacia do México e, ao atingirem os seus depósitos superficiais, podem sofrer alterações significativas em termos de amplitude, duração e conteúdo em frequência.

Esta condição torna-se especialmente relevante devido à natureza geotécnica da Bacia da Cidade do México, formada por antigos depósitos lacustres, frequentemente constituídos por argilas de elevada compressibilidade, elevado teor em água e baixa rigidez. Assim, a perigosidade sísmica local não depende apenas da magnitude do sismo ou da distância à fonte sísmica, mas também da resposta dinâmica dos solos superficiais. Em particular, os depósitos lacustres podem amplificar o movimento sísmico e prolongar a sua duração, contribuindo para uma resposta mais desfavorável das estruturas fundadas nestes materiais.

3.6. RESPOSTA SÍSMICA LOCAL NA BACIA DO MÉXICO

A resposta sísmica observada à superfície não depende apenas das características da fonte sísmica, magnitude do evento ou da distância ao epicentro. Durante a propagação entre a rocha e a superfície, as ondas sísmicas podem sofrer alterações significativas, condicionadas pelas propriedades do solo. Este fenómeno, traduz-se em modificações da amplitude, duração e conteúdo em frequência do movimento sísmico, podendo conduzir à amplificação ou à atenuação da ação sísmica à superfície[30].

Na Bacia da Cidade do México, este efeito é relevante devido à presença de depósitos lacustres argilosos, caracterizados por elevada deformabilidade, baixa rigidez e forte contraste de propriedades relativamente aos materiais mais rígidos subjacentes. Quando as ondas sísmicas atravessam estes depósitos, a diferença de impedância entre os solos superficiais moles e as camadas mais competentes pode favorecer a amplificação do movimento. Além disso, os materiais argilosos plásticos e moles tendem a apresentar uma resposta particularmente desfavorável quando a excitação sísmica concentra energia em períodos longos, situação frequentemente associada aos depósitos lacustres da Cidade do México [30].

Uma das consequências mais importantes deste comportamento é a alteração do conteúdo espetral do movimento sísmico e a presença de solos moles e espessos pode deslocar a resposta para períodos mais longos e prolongar a duração da vibração, tornando o período fundamental do terreno um parâmetro essencial na avaliação da perigosidade sísmica local. Neste contexto, a velocidade das ondas de corte, V_s, constitui uma grandeza fundamental para caracterizar a rigidez dinâmica dos materiais, estimar o período predominante e avaliar a forma como o sinal sísmico é modificado desde a profundidade até à superfície [3].

A resposta sísmica da Bacia do México é também condicionada pela variabilidade espacial dos depósitos lacustres. Diferenças na espessura das camadas argilosas, na distribuição das propriedades dinâmicas com a profundidade e no próprio perfil de V_s podem originar respostas sísmicas distintas em diferentes zonas da bacia. Assim, a caracterização local do subsolo torna-se indispensável [3].

Esta variabilidade espacial reflete-se também na definição da ação sísmica regulamentar, uma vez que diferentes zonas geotécnicas da Cidade do México são associadas a espectros de resposta distintos. A Figura 22 apresenta os espetros elásticos definidos para as seis zonas sísmicas consideradas no código sísmico da Cidade do México de 2004, evidenciando a influência das condições locais do solo na forma da ação sísmica.

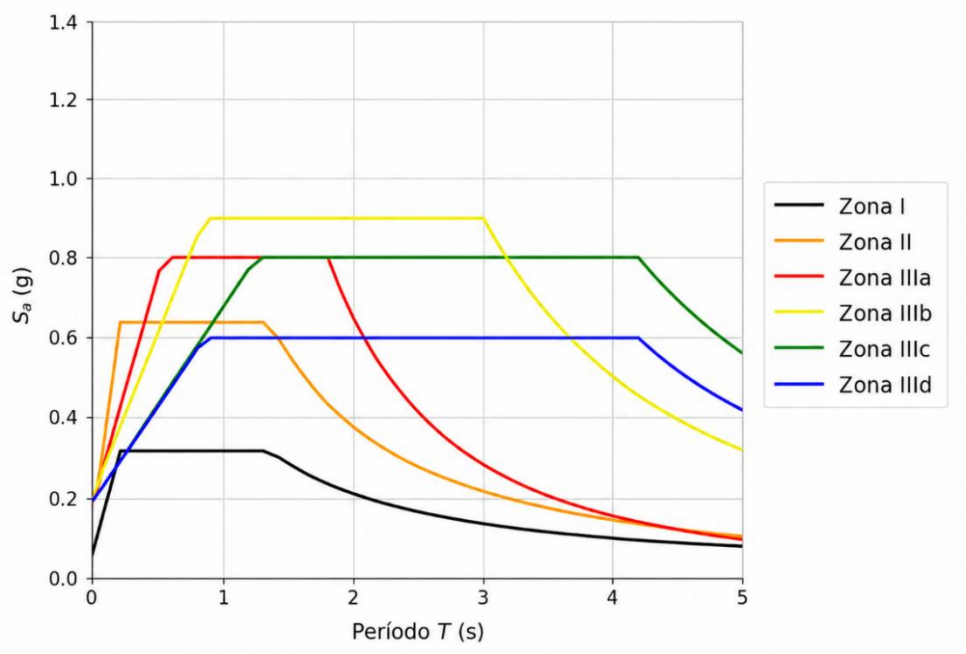


Figura 22- Espetros elásticos associados às diferentes zonas sísmicas da Cidade do México, de acordo com o código sísmico de 2004 [31].

A análise da Figura 22 mostra que as zonas associadas a solos mais moles apresentam, em geral, valores espectrais mais elevados e patamares prolongados para períodos superiores. Esta diferença confirma que a ação sísmica à superfície não pode ser considerada uniforme em toda a cidade, devendo ser relacionada com as características geotécnicas locais e com a resposta dinâmica dos depósitos superficiais.

3.7. IMPLICAÇÕES PARA VIADUTOS EM CONTEXTO SÍSMICO

As pontes e os viadutos constituem infraestruturas essenciais para a mobilidade e para o funcionamento das redes de transporte, pelo que o seu desempenho durante um evento sísmico assume particular importância. Em regiões de elevada sismicidade, como o México, a análise deste tipo de estruturas deve considerar não apenas a intensidade da ação sísmica, mas também a forma como essa ação se transmite aos elementos estruturais através do solo de fundação [1].

Nos viadutos, a resposta sísmica é frequentemente condicionada pelo comportamento dos pilares, das fundações, dos aparelhos de apoio e da ligação entre a infraestrutura e a superestrutura. Em particular, os pilares constituem elementos críticos, uma vez que concentram uma parte significativa dos esforços e deslocamentos induzidos pela ação sísmica. A avaliação da resposta estrutural passa, por isso, pela análise de grandezas como esforços internos, deslocamentos e ductilidade, permitindo compreender a capacidade da estrutura para resistir e dissipar energia durante o sismo [1].

A influência do solo de fundação é igualmente relevante, sobretudo quando se pretende representar de forma mais realista a interação solo-estrutura. O comportamento cíclico do solo, a sua rigidez e a capacidade de dissipação de energia podem alterar a resposta global do sistema estrutural, influenciando o amortecimento mobilizado durante a ação sísmica. Assim, a resposta do viaduto não deve ser interpretada apenas como uma característica da estrutura isolada, mas como resultado da interação entre a ação sísmica, o solo de fundação e o sistema estrutural [1].

3.8. SISMOS DE 1985 E 2017: EFEITOS OBSERVADOS NA CIDADE DO MÉXICO

Os sismos de 1985 e 2017 constituem dois exemplos particularmente relevantes para compreender a importância da resposta sísmica local na Cidade do México. Embora tenham resultado de eventos distintos e apresentado características diferentes em termos de magnitude, distância à cidade e conteúdo em frequência, ambos evidenciaram que os danos observados à superfície dependem fortemente das condições geotécnicas locais. Neste contexto, estes eventos permitem ilustrar a influência dos depósitos lacustres e das zonas de transição na amplificação do movimento sísmico e na distribuição espacial dos danos. De modo a sintetizar as diferenças principais entre os dois acontecimentos, apresenta-se na Tabela 5 uma comparação das suas características gerais e dos efeitos observados na Cidade do México.

Tabela 5- Síntese comparativa dos sismos de 1985 e 2017 com efeitos significativos na Cidade do México.

Parâmetro	Sismo de Michoacán, 1985	Sismo de Puebla-Morelos, 2017
Data	19 de setembro de 1985	19 de setembro de 2017
Magnitude	Ms 8,1 / Mw 8,0	Mw 7,1
Tipo de evento	Evento associado à margem pacífica mexicana, em contexto de subducção	Evento intraplaca, com rutura no interior da Placa de Cocos
Distância aproximada à Cidade do México	Cerca de 394 km relativamente à estação CU	Cerca de 120–127 km da Cidade do México
Profundidade aproximada	Cerca de 16 km	Cerca de 48 km
Resposta observada na cidade	Forte amplificação nos depósitos lacustres, com resposta dominante em períodos longos e danos severos em zonas de solo mole	Danos concentrados sobretudo em zonas de transição e em zonas de solos moles pouco profundos

O sismo de Michoacán de 19 de setembro de 1985, de magnitude elevada e origem associada à margem pacífica mexicana, provocou danos muito significativos na Cidade do México, apesar da distância considerável entre a zona de origem do sismo e a cidade. A análise dos registos dos acelerogramas mostrou que a resposta dos depósitos lacustres foi marcada por amplificações importantes em relação às zonas de terreno firme, com particular relevância para períodos longos. Este comportamento contribuiu para explicar a severidade dos danos observados em determinadas zonas urbanas, demonstrando que a resposta dos solos moles da bacia teve um papel determinante na ação sísmica efetivamente sentida à superfície [32].

Este comportamento evidencia que um sismo gerado a grande distância pode produzir efeitos muito severos na Cidade do México quando o conteúdo em frequência do movimento é compatível com os períodos característicos dos depósitos lacustres. Assim, os danos observados em 1985 devem ser interpretados não apenas como consequência da magnitude do evento, mas também como resultado da combinação entre as características do movimento incidente, a sua propagação até à bacia e a resposta dinâmica dos solos moles [32].

O sismo de Puebla-Morelos de 19 de setembro de 2017 apresentou características distintas, tratando-se de um evento intraplaca, de menor magnitude, mas localizado a menor distância da Cidade do México. Ainda assim, os danos observados voltaram a evidenciar a importância dos efeitos de sítio, uma vez que a sua distribuição não foi uniforme em toda a cidade. O relatório de reconhecimento indica que os danos se concentraram sobretudo em zonas de transição e em áreas de solos moles, enquanto as zonas de terreno firme foram, em geral, menos afetadas. Esta observação reforça a necessidade de interpretar os danos não apenas em função da fonte sísmica, mas também da interação entre o movimento incidente e as condições geotécnicas locais. Esta distribuição espacial dos danos encontra-se representada na Figura 28, onde se observa a sua sobreposição com o zonamento geotécnico da Cidade do México, reforçando a necessidade de interpretar os danos não apenas em função da fonte sísmica, mas também da interação entre o movimento incidente e as condições geotécnicas locais [31].

Este evento ocorreu a cerca de 120–127 km da Cidade do México, com uma profundidade aproximada de 48 km, distinguindo-se do sismo de Michoacán não apenas pela menor magnitude, mas também pelo mecanismo intraplaca e pela maior proximidade à área urbana. Esta diferença conduziu a características de movimento distintas, sendo que, em solos firmes, as acelerações espetrais registadas em 2017 foram superiores às de 1985 para períodos mais curtos, enquanto nos solos moles a resposta de 1985 foi mais severa para períodos superiores a cerca de 1,5 s [31].

O relatório de reconhecimento refere ainda que 77 edifícios sofreram colapso parcial ou total e que mais de 8000 edifícios apresentaram danos de diferentes níveis. A distribuição espacial dos edifícios danificados, sobreposta ao zonamento geotécnico da Cidade do México, encontra-se representada na Figura 23. A maior concentração de danos em zonas de transição e em solos moles pouco profundos demonstra que, mesmo num evento de menor magnitude, a resposta local do terreno pode condicionar significativamente a distribuição espacial dos danos [31].

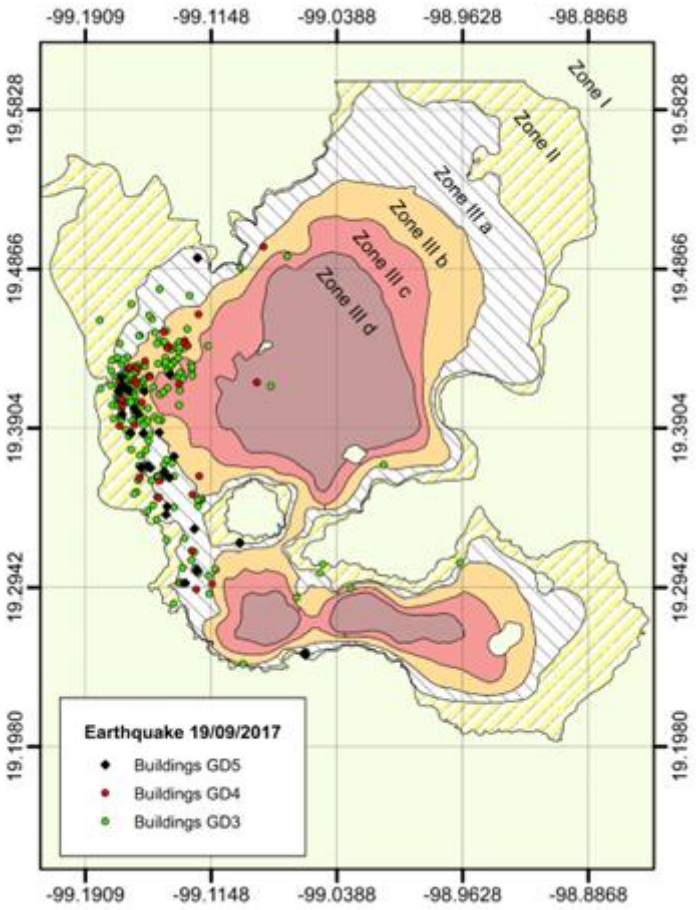


Figura 23- Distribuição dos edifícios danificados no sismo de Puebla-Morelos de 2017, sobreposta ao zonamento geotécnico da Cidade do México [31].

A Figura 23 permite visualizar esta concentração espacial dos danos, mostrando que os edifícios mais afetados se localizam predominantemente em zonas de transição e em zonas de solo mole, e não de forma uniforme em toda a cidade [31]. Esta observação é importante porque evidencia que a resposta sísmica local depende não só da presença de argilas lacustres, mas também da sua espessura, do período dominante do terreno e da posição relativa de cada zona no interior da bacia.

A comparação entre os dois eventos mostra que a Cidade do México pode apresentar respostas sísmicas muito distintas consoante o tipo de sismo e a zona geotécnica considerada. Em 1985, os efeitos mais severos estiveram associados à forte amplificação em períodos longos nos depósitos lacustres profundos; em 2017, os danos foram mais expressivos em zonas de transição e em solos moles de menor espessura. Assim, estes acontecimentos demonstram que a perigosidade sísmica local não pode ser avaliada apenas a partir da magnitude do sismo ou da distância à fonte, sendo indispensável considerar o perfil do solo, o período predominante do terreno e a variabilidade espacial da resposta sísmica.

Estes exemplos vêm justificar a necessidade de enquadrar a análise estrutural do viaduto a partir das condições geotécnicas e sísmicas locais. A ação sísmica que efetivamente solicita uma estrutura fundada na Bacia da Cidade do México resulta da combinação entre a fonte sísmica, a propagação e a modificação do movimento pelos depósitos superficiais.

4. CASO DE ESTUDO

4.1. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

O presente caso de estudo incide sobre a *Autopista Siervo de la Nación*, localizada na Zona Metropolitana do Vale do México, mais concretamente no município de *Ecatepec de Morelos*. Esta infraestrutura desenvolve-se entre a *Avenida Río de los Remedios* e a zona de *Venta de Carpio*, numa extensão aproximada de 14,5 km, assumindo um papel relevante na melhoria da mobilidade na região norte da Cidade do México [33]. A Figura 24 ilustra a localização da autoestrada Siervo de la Nación no contexto da área metropolitana da Cidade do México.



Figura 24- Localização da autoestrada Siervo de la Nación na Zona Metropolitana da Cidade do México [34]

O traçado da autoestrada desenvolve-se na proximidade do *Gran Canal*, uma importante infraestrutura hidráulica responsável pelo escoamento de águas pluviais para zonas periféricas da cidade, contribuindo para a mitigação de episódios de inundação. A presença deste canal, juntamente com diversas infraestruturas existentes ao longo do corredor como instalações energéticas, ferroviárias e redes de serviços condicionou a implantação da via, conduzindo à adoção de uma solução predominantemente em viaduto, com cerca de 90% do seu desenvolvimento elevado em relação ao terreno natural [33].

Para além dos constrangimentos associados à ocupação do território, a região em estudo caracteriza-se por um enquadramento geológico e geotécnico particularmente exigente, típico dos depósitos lacustres do Vale do México. Estas condições, aliadas à elevada densidade urbana e à necessidade de compatibilização com infraestruturas existentes, conferem ao projeto um elevado grau de complexidade.

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

4.2.1. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A área de implantação da *Autopista Urbana Siervo de la Nación* localiza-se no setor norte da Bacia do México, numa região que é marcada pela presença de depósitos de origem lacustre, associados ao antigo sistema de lagos do Vale do México. Estes depósitos resultaram da acumulação de materiais finos em ambientes de sedimentação lacustre, apresentando-se frequentemente intercalados com materiais de origem aluvial e vulcânica. A natureza predominantemente argilosa destes terrenos, associada aos elevados teores em água e à reduzida rigidez, confere-lhes elevada compressibilidade e acentuada suscetibilidade à deformação [34].

As Figura 25 e Figura 26 identificam a localização do Estado do México no território mexicano e do município de *Ecatepec de Morelos* no contexto estadual.



Figura 25- Localização do Estado do México [34].



Figura 26- Localização do município de Ecatepec de Morelos no estado do México [34].

Os depósitos lacustres da Bacia do México resultaram do encerramento progressivo da bacia e da acumulação de sedimentos em antigos ambientes lacustres. Estes materiais apresentam características distintas consoante a sua localização, verificando-se, a sul, uma maior influência de materiais de origem vulcânica basáltica, enquanto, a norte, predominam depósitos associados à acumulação de cinzas vulcânicas [34].

De acordo com a documentação, os primeiros quilómetros do traçado desenvolvem-se na zona *Lago Virgen*, caracterizada pela ocorrência de espessas camadas de argilas moles e altamente compressíveis, associadas ao antigo *Lago de Texcoco*. Estes depósitos encontram-se, geralmente, sobrepostos por uma crosta superficial cuja espessura e estado de consolidação dependem da história de carregamento e das alterações sofridas pelo terreno [34].

A localização da área de estudo relativamente às principais unidades do zonamento geotécnico da Bacia do México é apresentada na Figura 27.

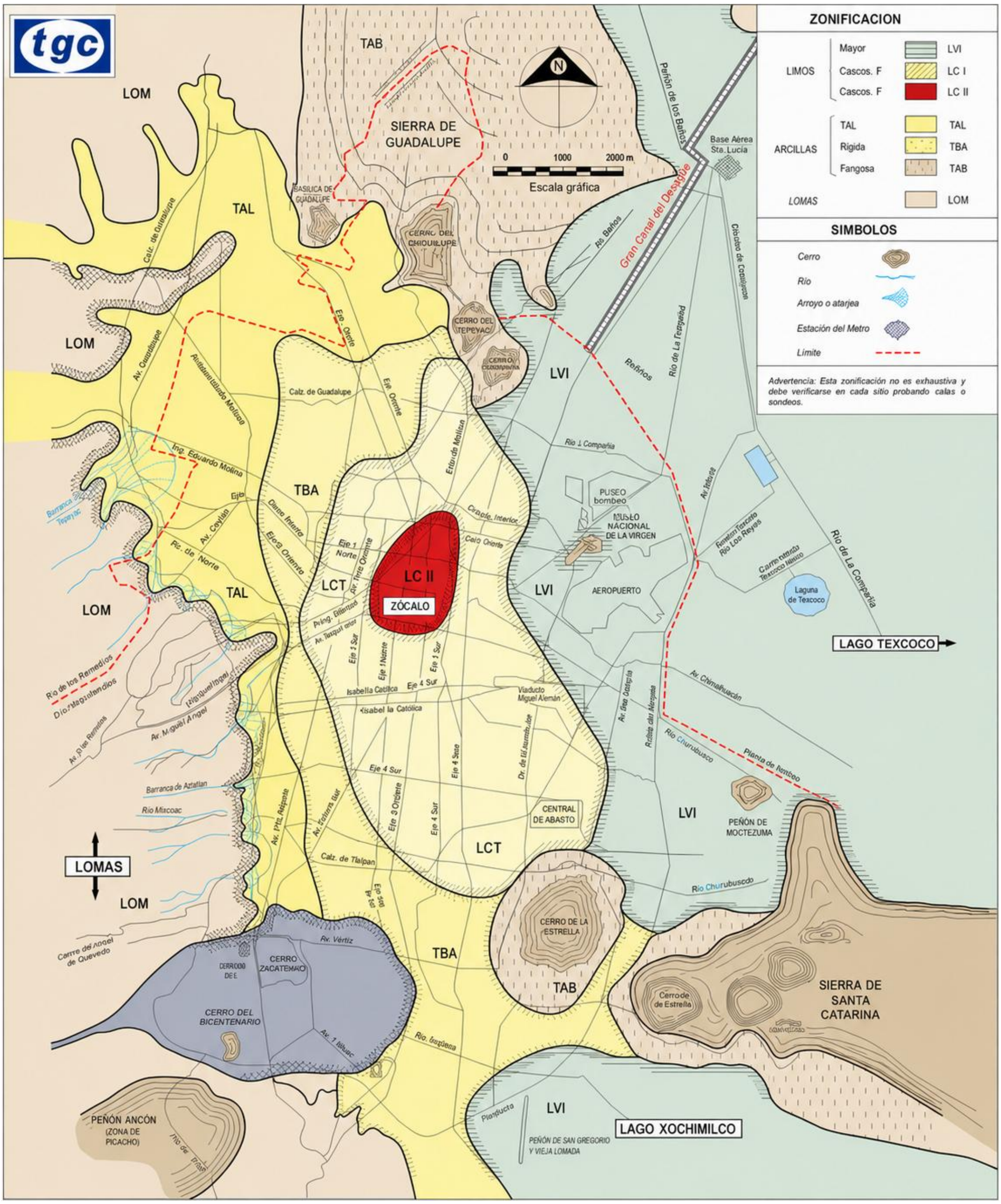


Figura 27- Zonamento geotécnico da Bacia do México e localização aproximada da área de estudo [34]

Ao longo do traçado verifica-se, contudo, uma alteração progressiva das condições estratigráficas. Nas proximidades do quilómetro 5, a influência do Cerro Gordo traduz-se numa maior ocorrência de níveis siltosos e arenosos intercalados nos depósitos argilosos. A partir de aproximadamente o quilómetro 10, os estratos compressíveis apresentam menor espessura, aumentando a frequência de intercalações de siltes e areias. Esta variação evidencia que as condições do terreno não podem ser consideradas uniformes ao longo de toda a infraestrutura, devendo as diferenças espaciais ser tidas em consideração na interpretação geotécnica e na definição dos modelos de terreno [34].

Para além da heterogeneidade estratigráfica, a região é afetada por um processo significativo de subsidência regional, associado, entre outros fatores, à exploração intensiva das águas subterrâneas e à consequente consolidação dos depósitos argilosos. Segundo o relatório geotécnico, as velocidades anuais de assentamento atingem valores da ordem de 30 a 40 cm/ano na proximidade do *Río de los Remedios*. Ao longo do *Gran Canal*, estes valores diminuem progressivamente em direção a norte, situando-se entre aproximadamente 10 e 14 cm/ano na zona de *El Caracol* e abaixo de 10 cm/ano nas proximidades de *Venta de Carpio* [34].

As condições piezométricas apresentam igualmente uma variabilidade significativa ao longo do corredor. O desenvolvimento urbano da região, o aumento das sobrecargas aplicadas à superfície e a intensificação do bombeamento profundo podem ter provocado alterações no regime das águas subterrâneas, nomeadamente o rebaixamento da pressão da água e do nível freático em determinados setores. Esta variabilidade constitui um condicionamento adicional à caracterização dos depósitos e à avaliação do seu comportamento mecânico [34]

4.2.2. Campanha de Investigação Geotécnica

Com o objetivo de caracterizar a sequência estratigráfica e as propriedades geotécnicas dos terrenos atravessados pela *Autopista Urbana Siervo de la Nación*, foi realizada uma campanha de investigação distribuída ao longo do traçado. A campanha compreendeu um total de 25 pontos de investigação, com profundidades variáveis entre aproximadamente 20,0 e 46,2 m, tendo a maioria das sondagens atingido profundidades próximas de 40 m. A Tabela 6 reúne todos os ensaios identificados nos elementos de base consultados.

Tabela 6-Pontos de investigação geotécnica realizados ao longo do traçado da *Autoestrada Urbana Siervo de la Nación* [34].

Ensaio	Designação	Km	Prof. Máxima
Viaduto 1			
Sondeo+CPTu	S1-V1	Rama	44,75
Sondeo+CPTu	S2-V1	0+120	46,20
Viaduto 2			
Sondeo+CPTu	S1-V2	1+640	40,38
Sondeo+CPTu	S2-V2	1+880	40,45
Sondeo+CPTu	S1-R	2+120	40,24
Sondeo+CPTu	S2-R	2+655	24,20
Sondeo+CPTu	S1-V3	3+130	40,33
Sondeo+CPTu	S1-V4	4+050	40,50
Sondeo+CPTu	S3-R	5+080	40,08
Sondeo+CPTu	S1-V5	5+740	40,13
Sondeo+CPTu	S4-R	6+335	21,60

Sondeo+CPTu	S1-V6	7+630	40,20
Sondeo+CPTu	S5-R	8+320	20,20
Sondeo+CPTu	S1-V7	8+760	40,30
Sondeo+CPTu	S2-V7	8+990	40,10
Viaduto 3			
Sondeo+CPTu	S1-V8	9+600	41,50
Sondeo+CPTu	S2-V8	9+890	41,10
Sondeo+CPTu	S3-V8	10+160	42,10
Sondeo+CPTu	S4-V8	10+460	40,50
Sondeo+CPTu	S1-V9	11+780	40,19
Sondeo+CPTu	S2-V9	12+080	40,40
Sondeo+CPTu	S3-V9	12+380	35,80
Sondeo+CPTu	S4-V9	12+700	40,40
Sondeo+CPTu	S5-V9	13+000	40,10

A investigação de campo baseou-se principalmente na utilização do cone piezoelétrico (CPTu), particularmente adequado à caracterização dos depósitos argilosos moles predominantes na região. Este ensaio permitiu obter medições da resistência de ponta, do atrito lateral e, nos casos em que foi utilizado piezocone, da pressão neutra. Nos estratos em que a penetração do cone não foi possível, procedeu-se à execução de perfuração e à realização de ensaios de penetração padrão, permitindo complementar a informação disponível e caracterizar os níveis de maior resistência [34].

A campanha incluiu igualmente ensaios pressiométricos em dez locais adjacentes às sondagens, destinados à avaliação da deformabilidade e da resistência dos materiais. Foram ainda recolhidas amostras indeformadas através de tubos Shelby e amostras alteradas por meio de tubo bipartido. Adicionalmente, foram executadas sondagens no leito do *Gran Canal*, destinadas à determinação da espessura dos materiais depositados, e instalados poços de monitorização para a recolha de amostras de água e acompanhamento das condições hidrogeológicas [34].

As leituras do nível de água realizadas no final das perfurações foram interpretadas com prudência, uma vez que a utilização de fluído de perfuração com bentonite pode ter condicionado a sua representatividade relativamente ao nível freático real. Por este motivo recomenda-se a realização de medições piezométricas específicas ao longo do traçado, através de equipamentos adequados à avaliação da pressão da água e da posição do nível freático [34].

A investigação de campo foi complementada por ensaios laboratoriais destinados à identificação, classificação e caracterização mecânica dos solos. Foram determinados o teor em água natural, os limites de consistência, a percentagem de partículas finas e a classificação segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos. Nas amostras indeformadas foram ainda realizados ensaios triaxiais não consolidados e não drenados e ensaios de consolidação unidimensional. Foram igualmente efetuadas análises físico-químicas a amostras de solo e de água, com o objetivo de avaliar a eventual agressividade do meio relativamente aos materiais de construção [34].

Com base nos resultados obtidos, foi estabelecido um modelo estratigráfico geral para o corredor, constituído por três unidades principais. A Unidade A corresponde aos materiais superficiais de aterro, cuja composição e espessura variam ao longo do traçado. A Unidade B é constituída predominantemente por argilas e siltes moles, de elevada plasticidade e compressibilidade, apresentando níveis de areia, cinzas vulcânicas e materiais endurecidos. A Unidade C corresponde a uma sequência mais profunda de intercalações de siltes e areias, geralmente caracterizada por maior resistência, embora com compacidade e consistência variáveis [34].

4.2.3. Condições de Fundação

As condições geotécnicas particularmente desfavoráveis existentes ao longo do traçado conduziram à adoção generalizada de fundações profundas. A solução foi definida tendo em consideração a elevada espessura dos depósitos argilosos compressíveis, a variação da posição das unidades mais resistentes, a subsidência regional e os condicionamentos físicos associados à proximidade do Gran Canal e das infraestruturas existentes [35].

A *Autopista Urbana Siervo de la Nación* integra quatro viadutos principais. O Viaduto V1 desenvolve-se aproximadamente entre os quilómetros 0+010 e 0+565, enquanto o Viaduto V2 se estende entre os quilómetros 0+888 e 9+099. O Viaduto V3 encontra-se compreendido entre os quilómetros 9+477 e 12+883, seguindo-se o Viaduto V4 até aproximadamente ao quilómetro 13+068. De acordo com o projeto, os Viadutos V1 e V2 apresentam fundações constituídas por estacas cravadas, enquanto nos Viadutos V3 e V4 foram adotadas estacas moldadas in situ [35].

A distribuição dos diferentes viadutos e nós de ligação ao longo da infraestrutura é apresentada esquematicamente na Figura 28.

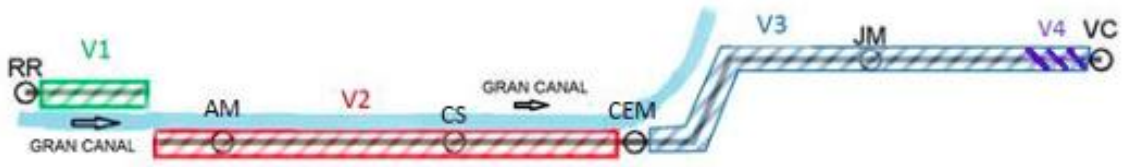


Figura 28- Esquema simplificado da organização dos viadutos e dos principais nós de ligação da *Autopista Urbana Siervo de la Nación* [35].

O dimensionamento das fundações foi condicionado pelo processo de subsidência regional. A consolidação progressiva das formações argilosas pode provocar o assentamento do terreno envolvente relativamente às estacas, originando atrito negativo ao longo do fuste e um consequente aumento do esforço axial transmitido aos elementos de fundação. Este fenómeno foi, por isso, considerado na definição e verificação das soluções adotadas [35].

Para as estacas flutuantes, foi ainda estabelecido como critério de projeto que a respetiva ponta permanecesse suficientemente afastada da Capa Dura subjacente. Pretendeu-se, desta forma, preservar uma espessura de solo compressível entre a ponta das estacas e aquela formação, evitando que, durante a vida útil da infraestrutura, a consolidação dos depósitos conduzisse ao apoio não previsto das estacas numa camada mais rígida. Esta eventual alteração do mecanismo resistente poderia provocar anomalias no funcionamento das fundações e aumentar as necessidades de manutenção [35].

As dimensões dos maciços de encabeçamento e o número de estacas foram ajustados em função das ações transmitidas pelas colunas, das condições geotécnicas locais e da rigidez necessária em cada apoio.

A configuração das fundações foi também condicionada pela proximidade do *Gran Canal*, das condutas da PEMEX e de outras infraestruturas existentes, o que obrigou à adoção de diferentes geometrias ao longo do traçado [35].

Nos troços A, B e C do Viaduto V2 foi adotada uma solução constituída essencialmente por estacas pré-fabricadas de betão armado, com secção quadrada de 0,45 × 0,45 m. Estas estacas apresentam um furo longitudinal com 263 mm de diâmetro, destinado a reduzir o peso transmitido ao maciço de encabeçamento e a permitir a realização de uma eventual perfuração abaixo da ponta da estaca durante a vida útil da obra. As fundações são constituídas por grupos de 44 a 73 estacas cravadas, com comprimento útil de aproximadamente 20 m. [35].

A secção transversal das estacas cravadas adotadas no projeto é apresentada na Figura 29.

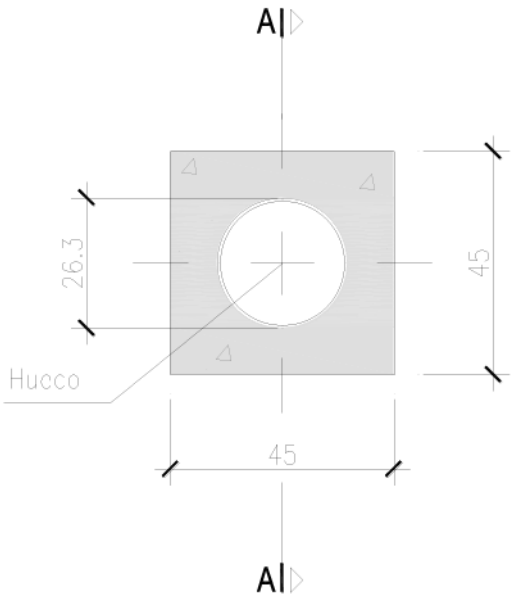


Figura 29- Secção transversal das estacas pré-fabricadas adotadas nas fundações do viaduto V2 [35]

Os maciços de encabeçamento foram concebidos de modo a assegurar a ligação e a distribuição das ações pelos grupos de estacas, sendo também dotados de uma abertura reservada, designada no projeto por "negativo", com 125 mm de diâmetro. Esta abertura encontra-se associada ao vazio longitudinal de 263 mm existente nas estacas pré-fabricadas e permite a introdução de uma sonda de perfuração pelo interior destes elementos. Deste modo, caso a subsidência regional conduza ao contacto imprevisto da ponta de uma estaca com uma camada rígida, torna-se possível executar uma perfuração abaixo da respetiva ponta e corrigir localmente o seu comportamento. Nas estacas posicionadas diretamente sob as colunas e nas fundações em que, após a execução do tabuleiro, não exista uma altura livre superior a 3 m, a perfuração abaixo da ponta é realizada durante a fase de construção, antes da execução dos maciços de encabeçamento [35].

De forma geral, os maciços de encabeçamento das colunas foram concebidos com uma configuração em planta aproximadamente em "H". Esta geometria permitiu reduzir a profundidade de escavação, limitar o peso do sistema de fundação, favorecer a estabilidade do talude adjacente ao Gran Canal e facilitar o processo construtivo. A solução foi posteriormente adaptada às condições específicas de cada apoio e à presença de infraestruturas próximas [35].

A Figura 30 apresenta, em planta, a solução de fundação do tipo H1. A elevação transversal da mesma solução permite visualizar a ligação entre a coluna, o maciço de encabeçamento e os grupos de estacas, evidenciando a forma como as ações são transmitidas ao terreno. A Figura 31 apresenta a elevação transversal da fundação do tipo H1 [35].

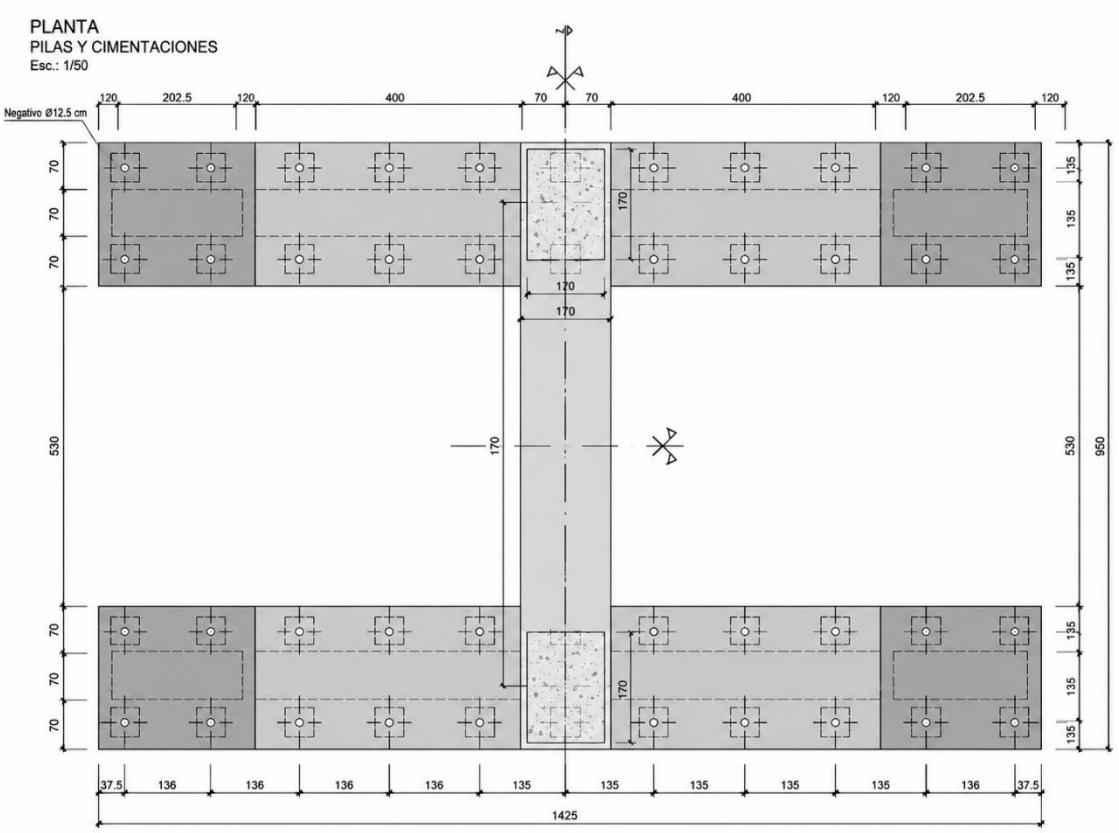


Figura 30- Planta da fundação do tipo H1, evidenciando a configuração em "H" do maciço de encabeçamento e a distribuição das estacas.

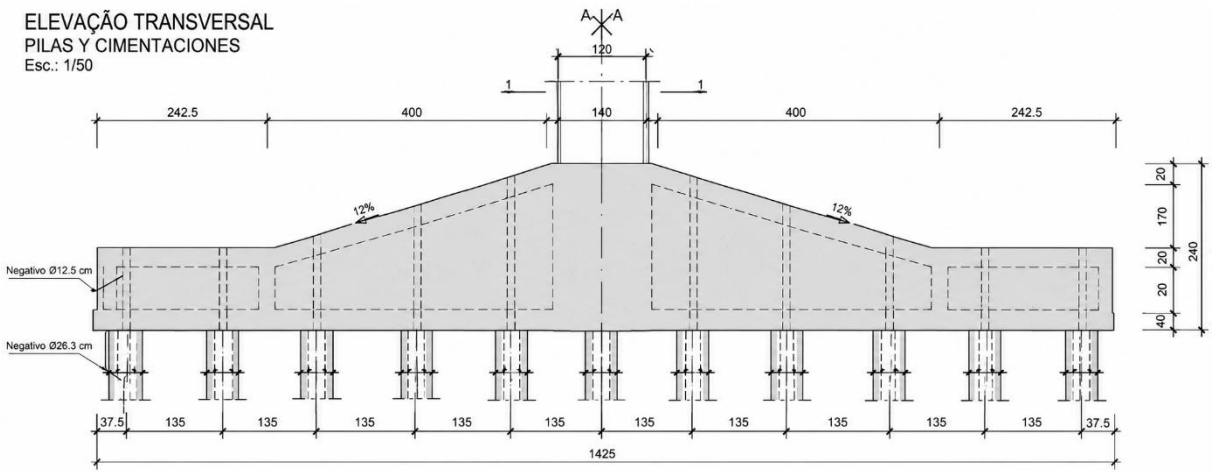


Figura 31- Elevação transversal da fundação do tipo H1, evidenciando o maciço de encabeçamento, a coluna e a disposição dos grupos de estacas.

Tramo A

No Tramo A, correspondente à subzona A2, a camada superficial de aterro apresenta uma espessura compreendida aproximadamente entre 2 e 4 m. Segue-se uma unidade de argilas e siltes de elevada compressibilidade, com espessuras da ordem de 20 a 22 m, e uma unidade constituída por intercalações de argilas e siltes de compressibilidade intermédia. A unidade mais profunda, formada por areias, argilas e siltes de compressibilidade variável, surge apenas entre cerca de 37 e 38 m de profundidade [35].

Perante estas condições, foram adotadas fundações por estacas de atrito, com comprimentos úteis variáveis entre 15 e 19 m. Considerando o comprimento de encastramento no maciço de encabeçamento, os comprimentos totais situam-se, em geral, entre 16 e 20 m. A variação do número e do comprimento das estacas resulta das ações transmitidas pelos diferentes apoios e das condições geotécnicas locais [35].

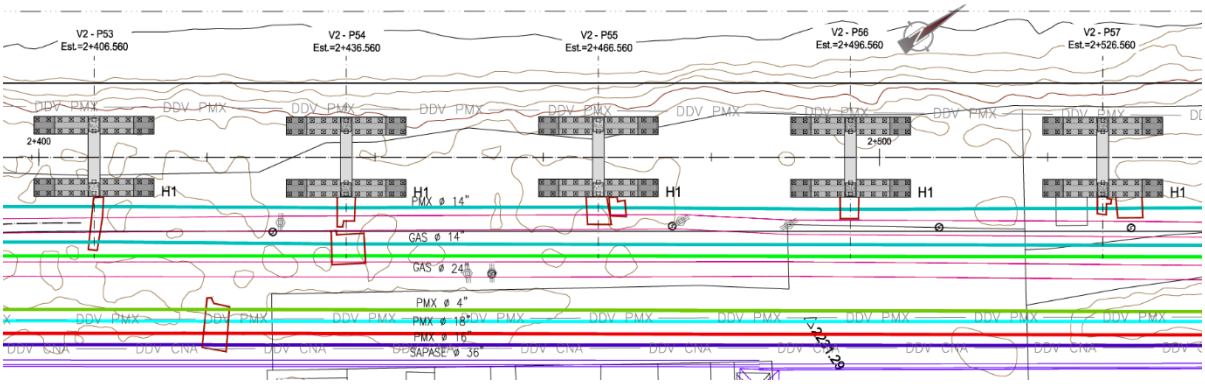
Tramo B

No Tramo B, a camada superficial de aterro apresenta igualmente espessuras da ordem de 2 a 4 m. A unidade de argilas e siltes de elevada compressibilidade possui espessuras compreendidas aproximadamente entre 19 e 26 m, enquanto a unidade mais profunda ocorre, em geral, entre 33 e 37 m de profundidade [35].

Neste tramo foram definidas três subzonas, designadas B1, TR e B2, correspondendo a subzona TR à transição entre as condições identificadas em B1 e B2. As fundações são constituídas por grupos de 44 a 73 estacas cravadas, com comprimento útil de aproximadamente 20 m. A subzona B1 apresenta, em geral, um maior número de estacas por fundação, enquanto na subzona B2 foi possível reduzir esse número devido às diferenças de capacidade resistente e de rigidez do terreno [35].

Foram igualmente desenvolvidas soluções especiais em locais condicionados pela presença de condutas da PEMEX, instalações hidráulicas e pela geometria da plataforma junto ao talude do canal. Nestes casos, a largura, a posição ou a cota dos elementos dos maciços de encabeçamento foram adaptadas às limitações existentes [35].

A proximidade entre os apoios do viaduto e as infraestruturas existentes obrigou à compatibilização da posição e da geometria das fundações. A Figura 32 apresenta um excerto do traçado no qual se observa a implantação dos maciços relativamente às condutas da PEMEX.



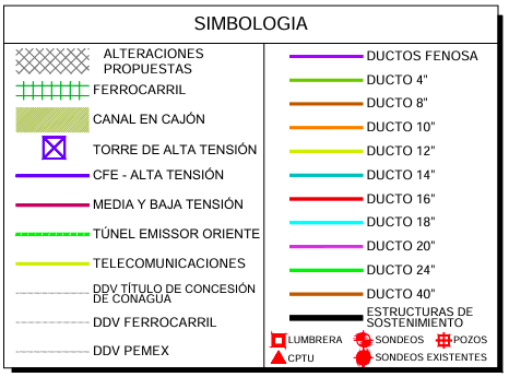


Figura 32- Excerto da planta de implantação dos apoios do Viaduto V2 e sua relação com as condutas da PEMEX existentes ao longo do corredor [35]

Tramo C

No Tramo C, a unidade superficial de aterro apresenta espessuras compreendidas aproximadamente entre 2 e 5 m. A unidade de argilas e siltes de elevada compressibilidade possui espessuras variáveis entre 12 e 22 m, seguindo-se intercalações de argilas e siltes de compressibilidade intermédia, com espessuras da ordem de 7 a 16 m. A unidade mais profunda surge, em geral, entre 28 e 34 m de profundidade [35].

A progressiva redução da espessura das formações argilosas e a variação da posição da Capa Dura obrigaram à alteração do comprimento das estacas ao longo deste tramo. Entre os apoios P145 e P159 foram mantidas estacas com cerca de 20 m de comprimento útil. Entre os apoios P160 e P172 esse comprimento foi reduzido para aproximadamente 17,5 m, passando para cerca de 15 m entre os apoios P173 e P222 [35].

A partir do apoio P223, a utilização de estacas mais curtas deixou de ser compatível com as exigências de capacidade resistente e com a necessidade de manter a ponta afastada das formações rígidas. Nessa zona foi, por isso, prevista uma pré-furação ao longo do comprimento das estacas, acompanhada pela remoldagem do terreno abaixo da ponta. Esta solução procurou impedir a mobilização significativa da resistência de ponta e assegurar que as estacas mantivessem predominantemente um funcionamento por atrito durante a vida útil da obra [35].

Nas zonas finais do Tramo C, os comprimentos úteis das estacas variam aproximadamente entre 18 e 23 m. Esta variação encontra-se diretamente relacionada com a posição das camadas mais rígidas, com a espessura do solo compressível disponível e com as ações transmitidas por cada apoio [35].

A Tabela 7 sintetiza as principais características das soluções adotadas nos diferentes tramos do Viaduto V2.

Tabela 7- Síntese das soluções de fundação adotadas nos tramos A, B e C do Viaduto V2.

Tramo	Condições geotécnicas predominantes	Solução de fundação	Comprimento das estacas
A	Argilas e siltes de elevada compressibilidade, com a unidade profunda a cerca de 37–38 m	Estacas pré-fabricadas cravadas, trabalham por atrito	15–19 m
B	Unidade compressível com espessura aproximada de 19–26 m; subdivisão em B1, TR e B2	Grupos de 44–73 estacas pré-fabricadas cravadas	20 m
C	Redução progressiva da espessura dos depósitos compressíveis e variação da Capa Dura	Estacas cravadas com pré-furação e remoldagem abaixo da ponta	15–23 m

4.3. CARACTERIZAÇÃO ESTRUTURAL

4.3.1. AÇÃO SÍSMICA E ESPETRO DE PROJETO

Para a definição das forças sísmicas foram consideradas as características da estrutura, a sua importância, a localização da obra e as condições do terreno de fundação [36].

A obra localiza-se no corredor compreendido entre Río de los Remedios e Venta de Carpio, na zona sísmica do Distrito Federal. Para efeitos de definição do espetro de projeto, o terreno foi classificado como solo do tipo IIIb, correspondente às condições de solo mole existentes na área de implantação. Foi ainda adotado um fator de importância igual a 1,5, pelo que todas as acelerações do espetro foram multiplicadas por este valor [36]

A ordenada do espetro de acelerações, expressa como fração da aceleração da gravidade, é definida pelas seguintes expressões:

$$a = a_0 + (c - a_0)\frac{T}{T_a}, T < T_a \tag{15}$$

$$a = c, T_a \leq T \leq T_b \tag{16}$$

$$a = q\,c, T > T_b \tag{17}$$

em que:

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r \tag{18}$$

Nestas expressões, a_0 representa a aceleração correspondente ao período nulo, c corresponde à ordenada constante do patamar do espetro, T_a e T_b delimitam o intervalo de períodos correspondente ao patamar de aceleração constante e r controla a redução das acelerações no ramo descendente do espetro. O parâmetro T representa o período próprio de vibração da estrutura [36]

Os valores dos parâmetros regulamentares apresentados na memória estrutural para as diferentes zonas de terreno são sintetizados na Tabela 8.

Tabela 8- Parâmetros considerados na definição dos espetros de aceleração para as diferentes zonas sísmicas [36].

Zona	c	a_0	T_a(s)	T_b(s)	r
I	0,16	0,04	0,20	1,35	1,00
II	0,32	0,08	0,20	1,35	1,33
IIIa	0,40	0,10	0,53	1,80	2,00
IIIb	0,45	0,11	0,85	3,00	2,00
IIIc	0,40	0,10	1,25	4,20	2,00
IIId	0,30	0,10	0,85	4,20	2,00

Para o solo do tipo IIIb e considerando o fator de importância de 1,5, as acelerações correspondentes ao início (T=0) e ao patamar do espetro passam a ser:

$$a_0 = 0{,}11 \times 1{,}5 = 0{,}165\, g \tag{19}$$

$$c = 0{,}45 \times 1{,}5 = 0{,}675\, g \tag{20}$$

O espetro sísmico horizontal considerado no projeto encontra-se representado na Figura 33.

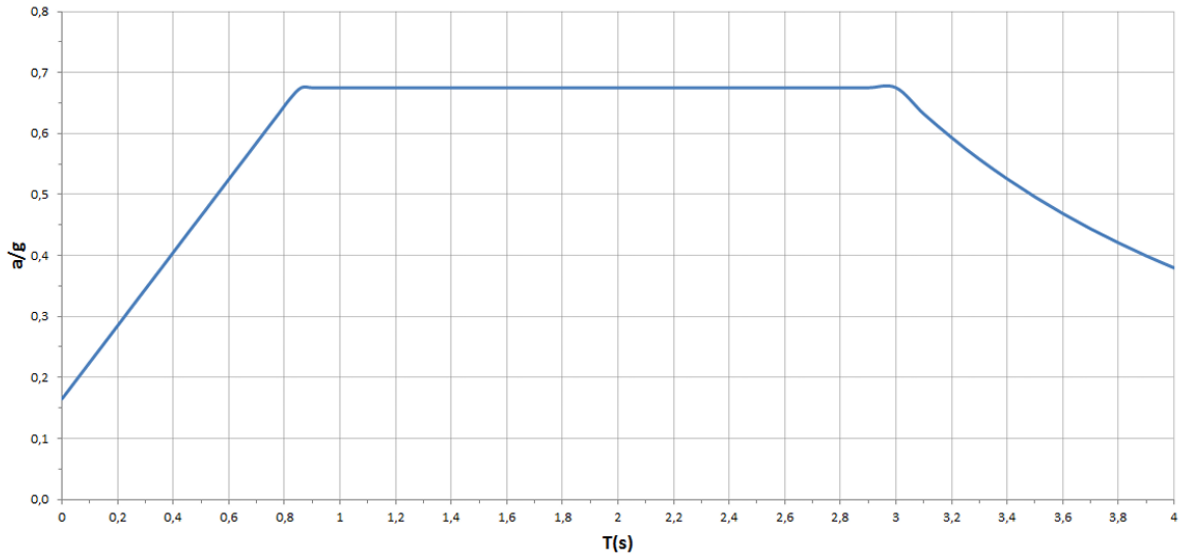


Figura 33- Espetro sísmico horizontal de projeto adotado para o Viaduto V2, correspondente ao solo do tipo IIIb e considerando um fator de importância igual a 1,5 [36].

Para além dos parâmetros que definem a forma do espetro, o projeto considera o fator de comportamento sísmico Q, associado à capacidade de deformação não elástica e de dissipação de energia dos diferentes sistemas estruturais. Este fator não deve ser confundido com o parâmetro q. O parâmetro q varia com o período e apenas define a redução das ordenadas espetrais para $T > T_b$, enquanto Q representa o fator de comportamento atribuído à tipologia estrutural [36].

Para as forças sísmicas transmitidas pela superestrutura, a memória estrutural estabelece os seguintes valores máximos:

- $Q = 3$, quando a superestrutura e a subestrutura formam um pórtico dúctil de betão armado, betão pré-esforçado ou aço estrutural, na direção do pórtico;
- $Q = 2$, quando a força sísmica é resistida por um único pilar com continuidade com a superestrutura.
- Relativamente às forças sísmicas geradas diretamente pela subestrutura, são indicados:
- $Q = 3$, para elementos que formem pórticos dúcteis;
- $Q = 2$, para elementos do tipo parede;
- $Q = 2$, para pilares isolados;
- $Q = 1$, para elementos de alvenaria.

O valor de Q adotado no dimensionamento da subestrutura deve ser igualmente mantido no dimensionamento das respetivas fundações. Assim, o projeto não utiliza necessariamente um único valor de Q para todo o viaduto, uma vez que a sua seleção depende da tipologia e do funcionamento estrutural de cada apoio [36].

4.3.2. Conceção Geral do Viaduto V2

O Viaduto V2 apresenta uma extensão total de aproximadamente 8,3 km, desenvolvendo-se entre o final do primeiro troço à superfície e o quilómetro 9+099. Ao longo do seu desenvolvimento, a estrutura encontra-se dividida nos Troços A, B e C, definidos em função do faseamento do projeto, das condições locais e dos diferentes condicionamentos existentes ao longo do corredor [36].

A implantação do viaduto foi fortemente condicionada pela elevada ocupação da área atravessada. Entre as principais interferências destacam-se o *Gran Canal*, as condutas pertencentes à PEMEX, as infraestruturas da CONAGUA e da SAPASE, as vias rodoviárias existentes, a linha ferroviária e as linhas elétricas de alta tensão. A presença destes elementos condicionou o traçado em planta e em perfil longitudinal, bem como a localização dos apoios e a definição dos vãos do tabuleiro [36].

O Viaduto V2 possui cerca de 277 alinhamentos de apoio, incluindo pilares e encontros, sendo o vão corrente da ordem de 30 m. Contudo, nos locais afetados pelas infraestruturas existentes, pela necessidade de atravessamento de vias ou pelo cruzamento do *Gran Canal*, foram adotados vãos com comprimentos distintos. A largura corrente da plataforma é de 17,60 m, correspondente a quatro vias de circulação, podendo aumentar nas zonas em curva e nas proximidades dos nós de ligação [36].

Foram consideradas três soluções principais para os apoios intermédios do tabuleiro. A solução corrente é constituída por duas colunas ligadas por uma travessa, formando um pórtico transversal. Esta configuração foi privilegiada sempre que as condições de implantação o permitiram, por proporcionar maior flexibilidade na localização das colunas e um comportamento mais favorável perante a ação sísmica. A Figura 34 apresenta um exemplo desta solução [36].

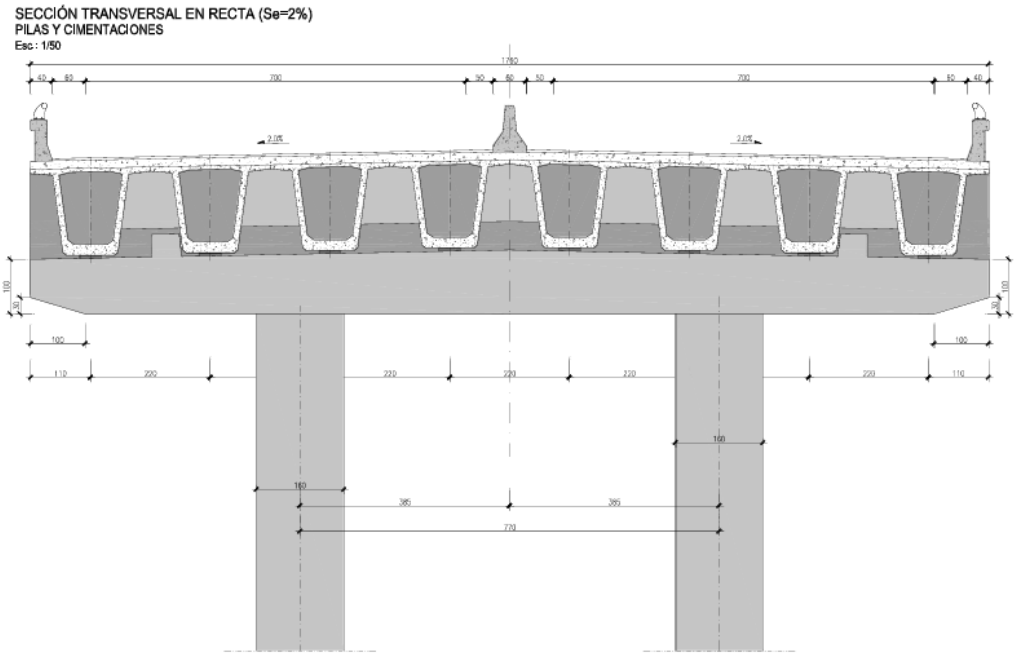


Figura 34- Solução corrente de apoio do Viaduto V2, constituída por duas colunas e respetivo cabeçal transversal [36]

Nos locais em que o espaço disponível não permitia a adoção da solução corrente, foram utilizados apoios constituídos por um único pilar central, com maior dimensão transversal. Em situações particularmente condicionadas pela presença de infraestruturas sob o viaduto ou junto ao eixo do traçado, recorreu-se a pórticos transversais com geometrias específicas. Esta solução permite afastar os pilares da zona de interferência e transferir as ações do tabuleiro para apoios laterais [36].

A conceção estrutural teve igualmente em consideração a possibilidade de ocorrência de assentamentos verticais diferenciais entre os apoios, associada às características geotécnicas particulares dos depósitos lacustres da Bacia do México. Uma solução com continuidade integral do tabuleiro ao longo do viaduto seria pouco adequada à acomodação destes movimentos. Por este motivo, foi definida uma organização modular, combinando troços simplesmente apoiados com módulos que apresentam continuidade apenas sobre determinados pares de pilares [36].

Esta configuração permite acomodar deformações diferenciais entre apoios e, simultaneamente, formar pórticos estruturais nos alinhamentos constituídos por duas colunas e respetivo cabeçal. A solução adotada procura, assim, compatibilizar a resposta estrutural do viaduto com os condicionamentos urbanos, geotécnicos e sísmicos existentes ao longo do traçado [36].

4.3.3. Superestrutura e Configuração do Tabuleiro

A superestrutura do Viaduto V2 foi concebida com recurso predominante a elementos pré-fabricados, procurando reduzir o tempo de execução, aumentar a segurança dos trabalhos e minimizar a interferência da construção com as infraestruturas e atividades existentes ao longo do corredor. A solução corrente apresenta vãos com cerca de 30 m, embora o respetivo comprimento varie em função dos condicionamentos locais, atingindo geralmente valores até 34 m e, em situações particulares, comprimentos superiores [36].

O tabuleiro corrente possui uma largura de 17,60 m, correspondente a quatro vias de circulação. Nas zonas curvas e nas proximidades dos nós de ligação, esta dimensão pode aumentar devido à introdução de sobrelarguras e de vias adicionais. Em alinhamento reto, a plataforma apresenta uma inclinação transversal de 2 %, distribuída para ambos os lados, podendo atingir valores superiores nas curvas [36].

Para os vãos com comprimento até aproximadamente 34 m, foi adotada uma solução constituída por sete vigas-caixão pré-fabricadas do tipo Cx160. Estas vigas possuem uma altura de 1,60 m e foram concebidas com abas superiores que permitem apoiar diretamente a laje complementar, dispensando a utilização de cofragem inferior durante a betonagem. A laje complementar, com 0,11 m de espessura, assegura a solidarização das vigas, a distribuição transversal das cargas e a compatibilização das deformações entre os diferentes elementos da secção [36].

A secção transversal corrente do tabuleiro é apresentada na Figura 35.

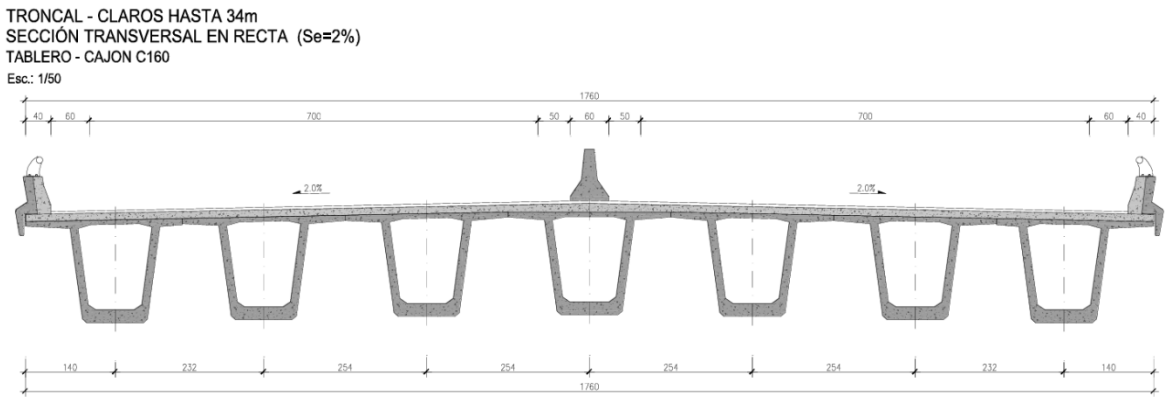


Figura 35- Secção transversal corrente do tabuleiro do Viaduto V2, constituída por sete vigas-caixão pré-fabricadas do tipo Cx160 e laje complementar executada in situ [36].

Nos vãos com comprimentos superiores aos abrangidos pela solução corrente foram utilizadas vigas pré-esforçadas do tipo Nebraska. As vigas Nu200 foram previstas para vãos até cerca de 38 m, enquanto as vigas Nu240 foram utilizadas em vãos que podem atingir cerca de 46 m. A secção transversal é normalmente constituída por sete vigas, podendo ser adotadas oito vigas nos casos em que o comprimento do vão ou a largura do tabuleiro assim o exijam [36].

Nestes tabuleiros, a laje é constituída por pré-lajes prefabricadas com 0,075 m de espessura, sobre as quais é executada uma camada de betão armado *in situ*, perfazendo uma espessura total mínima de aproximadamente 0,20 m. Foram ainda previstos diafragmas metálicos intermédios, localizados aproximadamente nos terços dos vãos, destinados a melhorar o comportamento transversal do conjunto [36].

Em situações excecionais, nomeadamente no atravessamento do *Gran Canal*, foram necessários vãos com comprimentos próximos de 60 m, de modo a limitar a implantação de apoios no interior ou na proximidade do canal. Nestes casos, foi adotada uma solução de tabuleiro misto aço–betão, constituída por vigas metálicas de secção em "I" e por uma laje de betão armado. A utilização de vigas metálicas permitiu reduzir o peso próprio da estrutura e facilitar as operações de transporte e colocação dos elementos sobre o canal [36].

A conceção longitudinal do tabuleiro não corresponde a uma estrutura integralmente contínua ao longo de toda a extensão do viaduto. Em alternativa, foi definida uma solução modular, constituída por dois tipos de módulos que se repetem ao longo do traçado: módulos com continuidade sobre um par de pilares, formando um pórtico estrutural, e módulos simplesmente apoiados nas extremidades dos módulos adjacentes [36].

Durante a fase construtiva, os módulos destinados a formar pórticos apresentam inicialmente um funcionamento simplesmente apoiado. A continuidade estrutural é estabelecida posteriormente, após a execução e o endurecimento da laje e das travessas. Os módulos intermédios permanecem simplesmente apoiados, transmitindo as respetivas ações através de aparelhos de apoio instalados nas consolas dos cabeçais. Esta organização permite combinar um comportamento sísmico favorável nos módulos porticados com maior capacidade de acomodação de assentamentos diferenciais entre apoios [36].

O esquema longitudinal modular adotado é apresentado na Figura 36.

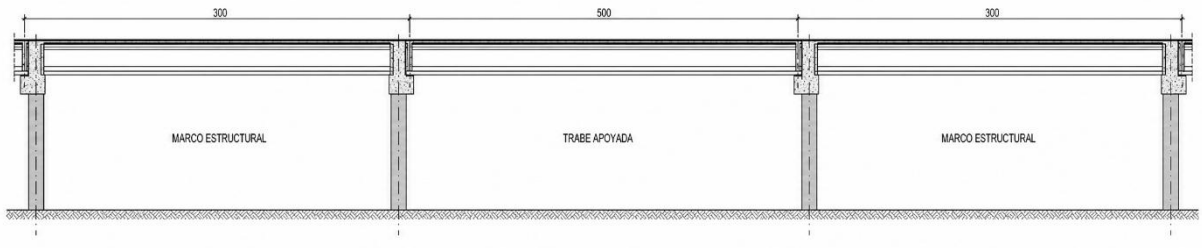


Figura 36- Esquema longitudinal modular do Viaduto V2, evidenciando a alternância entre módulos com continuidade sobre pares de pilares e vãos simplesmente apoiados

Nos módulos simplesmente apoiados foram utilizados aparelhos de apoio de neoprene armado com placas de aço, posicionados nas consolas existentes nas extremidades dos cabeçais. As juntas de dilatação foram instaladas nas transições entre os módulos porticados e os vãos simplesmente apoiados, permitindo acomodar os movimentos relativos provocados pelas variações térmicas, pela deformação estrutural e pelos assentamentos diferenciais dos apoios [36].

Nos extremos da secção transversal foram ainda previstas guardas em betão armado e guardas metálicas. O revestimento da faixa de rodagem é constituído por uma camada betuminosa com cerca de 0,04 m de espessura, enquanto a drenagem das águas pluviais é assegurada por dispositivos localizados junto aos apoios ou nos pontos baixos do perfil longitudinal, ligados a tubagens instaladas ao longo dos pilares [36].

Nos vãos situados entre os módulos porticados, as vigas permanecem simplesmente apoiadas sobre consolas incorporadas nas extremidades das travessas de coroamento. A transmissão das ações é assegurada por aparelhos de apoio de neoprene armado com chapas de aço, que permitem acomodar rotações e pequenos deslocamentos relativos entre a superestrutura e a subestrutura. As juntas de dilatação, do tipo asfáltico, foram posicionadas nas transições entre os módulos porticados e os vãos simplesmente apoiados, permitindo acomodar os movimentos associados às variações térmicas, às deformações estruturais e aos assentamentos diferenciais dos apoios [36].

4.3.4. Superestrutura: Pilares e Travessas

A subestrutura do Viaduto V2 é constituída predominantemente por apoios formados por dois pilares de betão armado, ligados superiormente por uma travessa de coroamento. Embora esta corresponda à solução corrente, as dimensões e o número de pilares foram ajustados às ações transmitidas pelo tabuleiro, à largura da plataforma e aos condicionamentos existentes em cada alinhamento [36].

No Troço B, onde a geometria do viaduto apresenta maior regularidade, os alinhamentos de apoio são constituídos, em geral, por dois pilares de secção retangular. Nos Troços A e C foram igualmente adotadas soluções com diferentes dimensões e números de pilares, em função da variação da largura do tabuleiro e das interferências existentes. Nas zonas em que o corredor de infraestruturas impossibilitava a implantação da solução corrente, foram utilizados pórticos transversais especiais [36].

Na extremidade superior dos pilares encontra-se a travessa de coroamento, cuja função consiste em receber as vigas do tabuleiro e transmitir as respetivas ações aos elementos verticais da subestrutura. Sempre que as condições geométricas o permitiram, as travessas foram concebidas como elementos pré-fabricados, com o objetivo de acelerar o processo construtivo e reduzir os trabalhos executados *in situ* [36].

As travessas pré-fabricadas apresentam vazamentos interiores destinados a reduzir o respetivo peso, facilitando as operações de transporte, elevação e colocação. A sua configuração foi ainda adaptada ao funcionamento longitudinal modular do viaduto, permitindo receber, num dos lados, as vigas de um vão simplesmente apoiado e, no lado oposto, estabelecer a continuidade correspondente ao módulo porticado. A Figura 37 apresenta um detalhe desta solução [36].

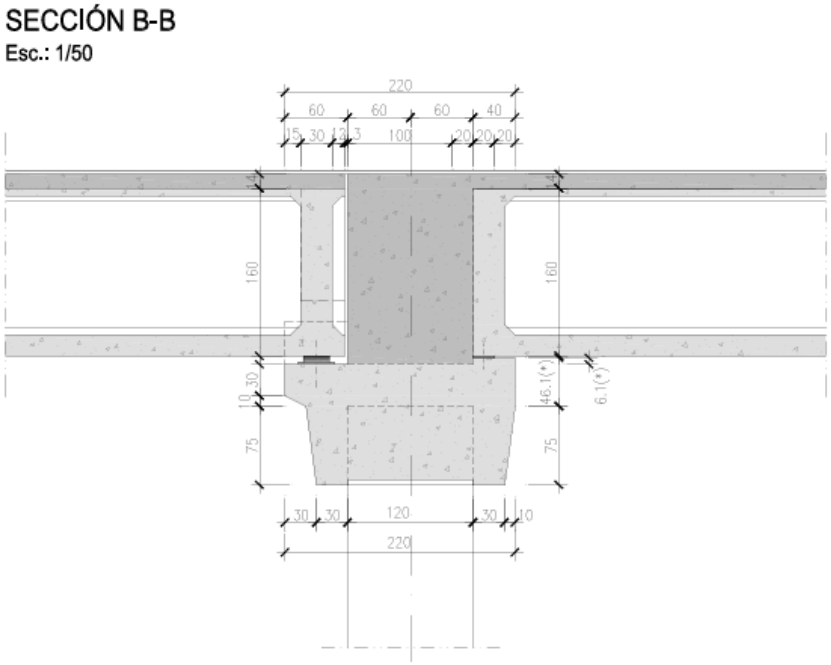


Figura 37- Pormenor que evidencia o apoio simplesmente apoiado e a ligação ao módulo com continuidade estrutural.

Após a execução dos pilares, a travessa pré-fabricada é colocada com recurso a equipamento de elevação. As aberturas previamente reservadas no elemento são posteriormente preenchidas com betão moldado in situ, assegurando a ligação monolítica entre a travessa e os pilares, sem necessidade de cofragem adicional. Depois de estabelecida esta ligação, pode proceder-se à colocação das vigas pré-fabricadas do tabuleiro [36].

A secção longitudinal da travessa pré-fabricada, incluindo os vazamentos destinados à redução do peso e as zonas de ligação aos pilares, encontra-se representada na Figura 38.

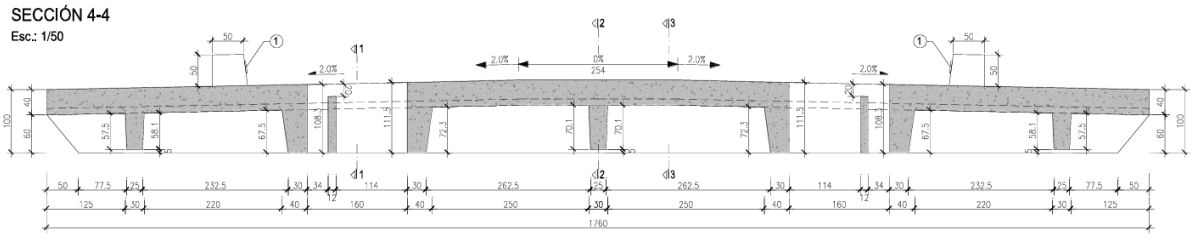


Figura 38- Secção longitudinal do cabeçal pré-fabricado, evidenciando os vazamentos interiores e as zonas de ligação às colunas.

A utilização de travessas moldadas *in situ* foi reservada para situações em que a geometria corrente não se mostrava adequada, nomeadamente em zonas com sobrelargura do tabuleiro, inclinações transversais acentuadas ou pórticos transversais especiais. Nestes casos, a execução no local permitiu adaptar a geometria do elemento às condições específicas de cada apoio [36].

4.3.5. MATERIAIS ESTRUTURAIS

Os materiais adotados no Viaduto V2 foram definidos tendo em consideração os requisitos de resistência, durabilidade e adequação aos processos construtivos utilizados. A solução estrutural combina elementos de betão armado, betão pré-esforçado e, em situações particulares, elementos metálicos, nomeadamente nos vãos de maior comprimento associados ao atravessamento do *Gran Canal* [36]

O betão armado foi utilizado principalmente nos pilares, travessas de coroamento, lajes, consolas e restantes elementos moldados *in situ*. Para efeitos de determinação do peso próprio, foi considerado um peso volúmico de 24 kN/m³. Nos elementos pré-esforçados, nomeadamente nas vigas-caixão e nas vigas do tipo Nebraska, foi adotado um peso volúmico de 25 kN/m³. O módulo de elasticidade do betão foi definido em função da respetiva resistência à compressão [36].

As armaduras ordinárias são constituídas por aço com tensão de cedência mínima de 420 MPa e módulo de elasticidade de $2{,}0 \times 10^5$ MPa. Para o aço de pré-esforço foi considerada uma resistência mínima de 1900 MPa e um módulo de elasticidade de $1{,}9 \times 10^5$ MPa. Foram utilizados cordões de 5/8", com uma área nominal de 1,40 cm² [36].

Nas soluções mistas adotadas nos vãos de maior comprimento foram utilizadas vigas metálicas de secção em "I", constituídas por chapas de aço soldadas e ligadas a uma laje de betão armado. Esta solução permitiu reduzir o peso próprio da superestrutura e facilitar a colocação dos elementos sobre o canal. O revestimento da faixa de rodagem é constituído por uma camada betuminosa, para a qual foi considerado um peso volúmico de 22 kN/m³ [36].

As principais propriedades dos materiais adotados são sintetizadas na Tabela 9.

Tabela 9- Síntese das principais propriedades dos materiais estruturais adotados no Viaduto V2.

Material	Utilização principal
Betão armado	Pilares, travessas, lajes e elementos moldados *in situ*
Betão pré-esforçado	Vigas-caixão e vigas Nebraska
Aço de armaduras	Armaduras ordinárias dos elementos de betão
Aço de pré-esforço	Cordões das vigas pré-esforçadas
Cordões de pré-esforço	Pré-esforço das vigas
Mistura betuminosa	Revestimento da faixa de rodagem

4.4. SÍNTESE DO CASO DE ESTUDO

O caso de estudo analisado corresponde ao Viaduto V2 da Autoestrada Urbana *Siervo de la Nación*, implantado num contexto geotécnico e estrutural particularmente exigente. Do ponto de vista geotécnico, o corredor desenvolve-se em terrenos associados aos depósitos lacustres da Bacia do México, caracterizados pela presença de solos argilosos moles, elevada compressibilidade, reduzida rigidez, subsidência regional e significativa variabilidade estratigráfica ao longo do traçado. Estas condições condicionaram fortemente a solução adotada para a infraestrutura e justificaram a realização de uma campanha de investigação geotécnica detalhada, bem como a adoção generalizada de fundações profundas.

No Viaduto V2 foram utilizadas estacas pré-fabricadas cravadas, com comprimentos variáveis em função das condições geotécnicas dos diferentes troços e das ações transmitidas pelos apoios. A solução foi ainda condicionada pela necessidade de considerar os efeitos da subsidência regional, nomeadamente o desenvolvimento de atrito negativo ao longo do fuste das estacas, bem como pela preocupação em manter uma espessura de solo compressível sob a respetiva ponta. A geometria dos maciços e a disposição dos grupos de estacas foram igualmente adaptadas à presença de infraestruturas existentes, designadamente condutas da PEMEX e elementos associados ao *Gran Canal*.

Do ponto de vista estrutural, o Viaduto V2 apresenta uma extensão aproximada de 8,3 km, desenvolvendo-se ao longo de três troços e integrando um elevado número de alinhamentos de apoio. A estrutura foi concebida com uma largura corrente de 17,60 m, correspondente a quatro vias de circulação, e recorre predominantemente a soluções pré-fabricadas, tanto ao nível da superestrutura como da subestrutura. O tabuleiro é constituído, na solução corrente, por vigas pré-fabricadas e laje complementar executada *in situ*, sendo a sua organização longitudinal baseada numa solução modular que combina vãos simplesmente apoiados com módulos dotados de continuidade sobre pares de pilares.

A subestrutura é constituída predominantemente por pilares de betão armado ligados por travessas de coroamento, complementados, em situações específicas, por soluções com pilar único central ou por pórticos transversais. Esta diversidade de soluções permitiu compatibilizar o comportamento estrutural do viaduto com os condicionamentos geométricos, urbanos e funcionais existentes ao longo do corredor. Em simultâneo, a organização modular do tabuleiro permitiu conciliar um comportamento estrutural favorável com a necessidade de acomodar assentamentos diferenciais entre apoios, particularmente relevantes no contexto geotécnico da Bacia do México.

O processo construtivo adotado evidencia igualmente a forte articulação entre as soluções geotécnicas e estruturais. A execução da infraestrutura baseou-se numa sequência faseada, iniciada com a construção das fundações profundas e dos elementos da subestrutura, seguindo-se a colocação das travessas e das vigas pré-fabricadas do tabuleiro, a execução da laje complementar e, por fim, a conclusão dos elementos de acabamento e funcionamento. Esta estratégia construtiva permitiu tirar partido da pré-fabricação, reduzir a duração dos trabalhos e minimizar a interferência com as infraestruturas e serviços existentes ao longo do traçado.

5. METODOLOGIA DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E RESPOSTA SÍSMICA

5.1. INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA DISPONÍVEL E SELEÇÃO DOS PERFIS REPRESENTATIVOS

A caracterização geotécnica desenvolvida teve por base a documentação técnica disponibilizada para o projeto do viaduto. Esta documentação incluiu relatórios contendo informação geotécnica detalhada relativa aos terrenos atravessados pela infraestrutura, bem como elementos gráficos em planta e perfil, nos quais se encontravam identificadas as localizações dos ensaios realizados ao longo do alinhamento da obra [34],[35].

Os perfis disponibilizados representam graficamente a estratificação interpretada do terreno em profundidade, permitindo observar a sucessão e a espessura das diferentes unidades geotécnicas ao longo do traçado. Sobre estes perfis encontram-se igualmente assinalados os pontos de investigação correspondentes e os resultados dos ensaios associados a cada localização, nomeadamente ensaios CPT e, em determinados casos, informação complementar proveniente de ensaios SPT. A Figura 39 apresenta um exemplo da informação consultada, no qual se observa a representação da estratigrafia local, a localização dos pontos de investigação e o respetivo ensaio CPT associado. Esta figura tem como objetivo ilustrar o tipo de elemento gráfico utilizado na fase inicial de triagem dos perfis.

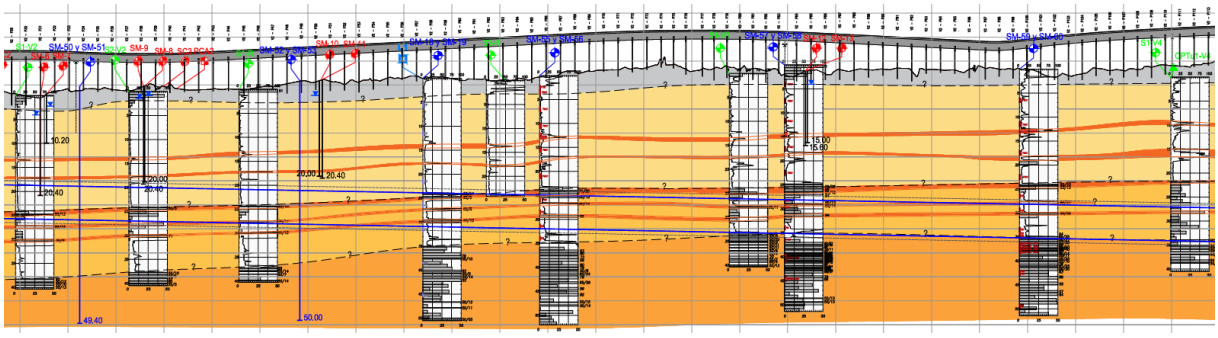


Figura 39- Excerto do perfil geotécnico com indicação da estratigrafia e do ensaio.

A documentação disponibilizada incluiu um conjunto alargado de pontos de investigação distribuídos ao longo do desenvolvimento do viaduto.

A seleção dos casos a analisar foi realizada através de uma observação comparativa dos perfis geotécnicos disponíveis e dos resultados dos ensaios neles representados. Foram considerados especialmente relevantes os perfis que evidenciavam diferenças visíveis na sucessão ou espessura das camadas, na profundidade de ocorrência de materiais mais resistentes ou do substrato competente, bem

como na evolução dos valores registados nos ensaios CPTu e, quando existente, na informação complementar associada a outros ensaios. Deste modo, procurou-se selecionar situações geotécnicas distintas entre si, evitando a repetição de perfis muito semelhantes e assegurando que os casos escolhidos representassem a variabilidade observada.

Atendendo à extensão do viaduto e ao número significativo de ensaios disponíveis, tornou-se necessário selecionar um conjunto reduzido de perfis para análise detalhada. A análise individual de todos os ensaios não seria compatível com o âmbito e os objetivos do presente estudo, sobretudo considerando que vários dos perfis apresentavam características estratigráficas semelhantes. Assim, procurou-se definir um conjunto de casos que permitisse representar as principais diferenças geotécnicas identificadas ao longo da obra, sem introduzir redundância excessiva na modelação.

Tabela 10- Ensaios selecionados.

Ensaio	Designação	Viaduto
Sondeo+CPTu	S1-V4	V2
Sondeo+CPTu	S1-V6	V2
Sondeo+CPTu	S2-V1	V1
Sondeo+CPTu	S2-V2	V2
Sondeo+CPTu	S2-V7	V2
Sondeo+CPTu	S3-V8	V3
Sondeo+CPTu	S3-V9	V3

Com base neste procedimento, foram selecionados sete perfis geotécnicos para tratamento detalhado e posterior introdução no programa STRATA. Os perfis selecionados estão indicados na Tabela 10.

5.2. TRATAMENTO DA INFORMAÇÃO GEOTÉCNICA E CONSTRUÇÃO DOS PERFIS DE CÁLCULO

Após a seleção dos sete pontos de investigação considerados representativos, procedeu-se ao tratamento individualizado da informação correspondente a cada perfil geotécnico. Para este efeito, foi criado um ficheiro de cálculo independente para cada um dos perfis selecionados, permitindo organizar os dados de base, parâmetros interpretados e a informação necessária à posterior modelação da resposta sísmica local.

A informação representada nos perfis geotécnicos originais foi transposta para folhas de cálculo, nas quais o terreno foi dividido em intervalos sucessivos de profundidade de 0,50 m. Esta discretização teve como objetivo permitir uma leitura detalhada da variação das propriedades geotécnicas em profundidade, mantendo a correspondência com a estratificação indicada na documentação de projeto e com os resultados dos ensaios disponíveis.

Adicionalmente, foram considerados os valores de referência indicados na documentação geotécnica disponibilizada pela empresa para determinadas camadas e troços do viaduto, garantindo a coerência entre os perfis construídos e a caracterização adotada no projeto de base. Os valores de resistência de ponta, q_c, identificados nessa documentação e utilizados como referência no desenvolvimento dos perfis de cálculo encontram-se sintetizados na Tabela 11.

Tabela 11- Valores de resistência de ponta, q_c, de acordo com a documentação disponibilizada.

Designação	Viaduto	Tramo	q_c [Mpa]	Camada B	Camada B1	Camada B2
S1-V4	V2	B	0,25-0,50	0,50	0,28	0,5
S1-V6	V2	C	0,25-0,50	0,50	0,28	-
S2-V1	V1	-	0,25-0,50	0,50	0,28	-
S2-V2	V2	A	0,25-0,50	0,50	0,28	-
S2-V7	V2	C	0,25-0,50	0,50	0,28	-
S3-V8	V3	-	0,25-1,00	0,75	-	-
S3-V9	V3	-	0,25-1,00	0,75	-	-

Nos troços para os quais a documentação indicava valores específicos de q_c para determinadas camadas, esses valores foram utilizados como referência direta na construção dos respetivos perfis. Nestes casos, o valor indicado foi considerado representativo da zona central da camada correspondente, admitindo-se uma evolução progressiva dos valores desde o início da camada até esse ponto e, posteriormente, ao longo da restante espessura da unidade geotécnica. Este procedimento permitiu representar a variação em profundidade de forma compatível com o valor de referência disponibilizado, evitando a atribuição de um valor constante a toda a espessura da camada.

Nos troços ou nas camadas para os quais não se encontravam definidos valores específicos na documentação de base, os valores de q_c foram estimados através da leitura dos gráficos dos ensaios CPT associados ao respetivo perfil. A atribuição destes valores foi realizada procurando selecionar, para cada intervalo de profundidade, o valor que melhor representasse a tendência observada no gráfico e a estratificação indicada nos elementos originais. Nos casos em que a documentação apresentava apenas um intervalo de valores aplicável à unidade geotécnica ou ao troço em análise, os valores adotados foram definidos dentro desse intervalo, em coerência com a evolução observada no perfil CPT.

Para as camadas em que se encontrava disponível informação proveniente de ensaios SPT, o tratamento foi efetuado a partir do número de pancadas indicado nos perfis originais. Estes valores foram utilizados no cálculo dos parâmetros correspondentes, mediante a aplicação das expressões previamente apresentadas, permitindo complementar a interpretação baseada nos ensaios CPT, particularmente nas camadas em que a informação SPT se encontrava explicitamente representada. Nestas camadas o tratamento foi efetuado a partir do número de pancadas indicado nos perfis originais. Estes valores foram utilizados no cálculo dos parâmetros correspondentes, mediante a aplicação das expressões previamente apresentadas. Em particular, procedeu-se à correção dos valores medidos de modo a obter $(N_1)_{60}$, permitindo posteriormente classificar a compacidade das camadas de comportamento predominantemente granular com base nas tabelas de referência anteriormente apresentadas.

Após a atribuição dos valores de resistência de ponta, q_c, a cada intervalo de profundidade, procedeu-se à sua conversão para unidades compatíveis com os cálculos subsequentes. Esta informação foi utilizada na caracterização das camadas argilosas e na estimativa dos parâmetros resistentes necessários à interpretação geotécnica dos perfis.

Para cada perfil foram calculadas as tensões verticais totais e efetivas ao longo da profundidade. A tensão vertical total foi determinada considerando o peso volúmico associado às diferentes camadas e a

respetiva espessura. Por sua vez, a tensão vertical efetiva foi obtida considerando a presença do nível freático identificado para o terreno, descontando a pressão intersticial abaixo dessa profundidade. Estes cálculos permitiram avaliar a evolução do estado de tensão em profundidade e suportar a determinação dos parâmetros resistentes das camadas analisadas.

As tensões totais e efetivas foram determinadas com base nas expressões usuais da mecânica dos solos, considerando a variação do peso volúmico com a profundidade e a presença de nível freático.

$$\sigma_v = \gamma * z \tag{21}$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \tag{22}$$

$$u = \gamma_w \cdot (z - z_w) \tag{23}$$

em que σ_v representa a tensão vertical total, u a pressão intersticial, σ'_v a tensão vertical efetiva, γ o peso volúmico da camada, γ_w o peso volúmico da água, (z) a profundidade considerada e (zw) a profundidade do nível freático.

Nas camadas de natureza predominantemente argilosa, procedeu-se à estimativa da resistência não drenada, C_u. Os valores obtidos foram posteriormente utilizados na classificação da consistência das camadas coesivas, recorrendo às tabelas de classificação anteriormente apresentadas. Deste modo, foi possível distinguir, nos diferentes perfis, camadas argilosas com comportamento muito mole, mole, médio ou mais rígido, de acordo com os parâmetros determinados.

A resistência não drenada C_u foi estimada a partir dos valores de q_c, recorrendo à Equação (10) em que o parâmetro N_{kt} corresponde a um fator empírico adotado com base na informação fornecida pela empresa, tendo sido considerado um valor de $N_{kt} = 13$.

Paralelamente, nos intervalos caracterizados por resultados SPT, os valores corrigidos de $(N_1)_{60}$ foram utilizados na classificação da compacidade dos materiais granulares. Esta análise permitiu distinguir níveis de comportamento muito solto, solto, medianamente compacto ou denso, contribuindo para uma interpretação mais completa da heterogeneidade vertical dos terrenos atravessados.

Os valores de N_{SPT} foram considerados sempre que disponíveis, tendo sido corrigidos de forma a obter o parâmetro normalizado $(N_1)_{60}$, de acordo com a Equação (7) em que C_n corresponde ao fator de correção associado à tensão efetiva vertical calculado pela Equação (8), e C_e, C_d e C_r representam, respetivamente, os fatores de correção associados à energia do ensaio, ao diâmetro do furo e ao comprimento das hastes. Para estes últimos, foram considerados valores unitários, de acordo com a informação disponível.

A análise conjunta dos valores de q_c e de $(N_1)_{60}$ permitiu reforçar a interpretação da estratigrafia dos solos, contribuindo para uma melhor definição das camadas geotécnicas e para a sua caracterização em termos de consistência e compacidade.

A classificação dos solos, no que respeita à sua compacidade, foi efetuada com base nos valores de C_u e do parâmetro normalizado $(N_1)_{60}$, recorrendo, respetivamente à Tabela 2 e à Tabela 3.

Concluída a caracterização geotécnica inicial, procedeu-se à determinação dos parâmetros necessários à modelação dinâmica do terreno. Para este efeito, os valores de q_c associados a cada intervalo de profundidade foram utilizados na estimativa do módulo de distorção máximo, G_0. A massa volúmica, foi determinada a partir do peso volúmico adotado para cada material, permitindo posteriormente

calcular a velocidade de propagação das ondas de corte, V_s, de acordo com a relação entre o módulo de distorção máximo e a massa volúmica do solo.

A determinação de V_s foi efetuada ao longo da profundidade. Este procedimento permitiu observar a variação da rigidez dinâmica do terreno em função da sucessão estratigráfica e dos valores de resistência considerados para cada camada.

A divisão do terreno em intervalos de 0,5m não teve como objetivo redefinir a estratificação, uma vez que a divisão em camadas geotécnicas já se encontrava estabelecida nos elementos fornecidos pela empresa. Esta subdivisão foi utilizada como ferramenta de cálculo e verificação, permitindo acompanhar a evolução dos parâmetros determinados em profundidade e avaliar a coerência da compartimentação originalmente adotada. Para a construção dos modelos introduzidos no programa STRATA, foram, assim, mantidas as camadas geotécnicas identificadas na documentação de base, associando-se a cada uma delas a respetiva espessura e um valor representativo de V_s, ou seja, o V_s adotado em cada camada é a média dos valores dessa camada.

Este procedimento permitiu transformar a informação geotécnica de base, inicialmente apresentada sob a forma de perfis interpretativos e resultados de ensaios, num conjunto de modelos estratificados compatíveis com a análise dinâmica no programa STRATA. A informação calculada e as classificações atribuídas às diferentes camadas foram estabelecidas com base nas expressões e tabelas de referência anteriormente apresentadas, garantindo a coerência entre a interpretação geotécnica efetuada e a posterior modelação sísmica.

Concluída a caracterização geotécnica inicial, procedeu-se à determinação dos parâmetros necessários à modelação dinâmica do terreno, nomeadamente do módulo de distorção máximo, G_0, e da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s. Atendendo a que a informação disponível não era uniforme ao longo dos perfis, foram adotados dois procedimentos distintos, consoante os intervalos de profundidade fossem caracterizados por resultados de ensaios CPT ou por valores obtidos em ensaios SPT.

Nos intervalos caracterizados por resultados de CPT, o módulo de distorção máximo foi estimado a partir da resistência de ponta, q_c, através da relação normalizada representada na Equação (12). Os valores de q_c e p_a devem ser introduzidos nas mesmas unidades com $p_a = 100\ kPa$, obtendo-se G_0 em kPa através da expressão:

A velocidade de propagação das ondas de corte foi posteriormente determinada a partir da relação entre o módulo de distorção máximo e a massa volúmica do solo correspondendo à Equação (11) em que ρ representa a massa volúmica do terreno.

A massa volúmica foi calculada a partir do peso volúmico adotado para os materiais:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} \tag{24}$$

Nos intervalos em que não se encontravam disponíveis valores representativos de q_c, mas existia informação proveniente de ensaios SPT, a velocidade das ondas de corte foi estimada diretamente a partir do número de pancadas, recorrendo à correlação de Ohta e Goto, Equação (13) onde N_{60} corresponde ao número de pancadas corrigido para uma eficiência energética de 60%, representa a profundidade, em metros, f_A é um fator associado à idade geológica do depósito e f_G é um fator dependente da natureza do solo. Os valores destes fatores foram selecionados em função da classificação

atribuída a cada unidade geotécnica e da idade considerada para os depósitos. Esta correlação considera, portanto, simultaneamente a resistência à penetração, a profundidade, a idade geológica e o tipo de solo.

Os cálculos foram realizados para os sucessivos intervalos de profundidade de 0,50 m. Posteriormente, para a introdução dos perfis no programa STRATA, foi atribuído a cada camada um valor representativo de V_s, determinado a partir da média dos valores calculados nos intervalos pertencentes à respetiva unidade geotécnica. Desta forma, foi possível transformar a informação geotécnica disponível em perfis de velocidade das ondas de corte coerentes com a estratigrafia interpretada e adequados à posterior análise da resposta sísmica local.

5.3. DEFINIÇÃO DOS PERFIS GEOTÉCNICOS PARA MODELAÇÃO NO STRATA

Após o tratamento individualizado dos perfis selecionados e a determinação dos valores representativos de velocidade de propagação das ondas de corte, V_s, procedeu-se à construção dos modelos geotécnicos no programa STRATA. Atendendo a que os sete perfis selecionados apresentam diferenças na disposição e na espessura das camadas, foi criado um ficheiro de análise independente para cada um dos casos considerados, permitindo avaliar separadamente a resposta sísmica local associada a cada configuração estratigráfica.

A introdução dos perfis no programa foi efetuada mantendo a divisão em camadas identificada na documentação geotécnica. Para cada camada foram introduzidos o tipo de solo correspondente, a respetiva espessura e o valor representativo de V_s obtido através dos cálculos anteriormente descritos. Deste modo, os modelos STRATA preservam a organização estratigráfica dos perfis originais, utilizando os parâmetros dinâmicos determinados a partir do tratamento realizado em folha de cálculo.

Embora a organização estratigráfica dos perfis tenha sido, de forma geral, mantida, a unidade superficial A não foi introduzida no STRATA como uma camada independente. Para efeitos da modelação, o primeiro troço de cada perfil, desde a superfície, foi representado com as propriedades atribuídas à unidade B1, incorporando assim a espessura da unidade A na primeira camada do modelo.

Nos modelos construídos foram considerados os materiais identificados como B1, B2 e C, bem como uma unidade designada provisoriamente por X, correspondente ao material representado nos elementos geotécnicos de base entre algumas das camadas principais. A Tabela 12 apresenta a definição dos tipos de solo introduzidos no programa STRATA.

Tabela 12- Tipos de solo considerados no STRATA.

Camada	Peso [kN/m³]	G/Gmax Model	Damping Model	PI	Damp Limit [%]
B1	12	Darendelli&Stokoe (2001)	Darendelli&Stokoe (2001)	200	0,5
B2	12	Darendelli&Stokoe (2001)	Darendelli&Stokoe (2001)	200	0,5
C	20	Darendelli&Stokoe (2001)	Darendelli&Stokoe (2001)	100	0,5
X	12	Darendelli&Stokoe (2001)	Darendelli&Stokoe (2001)	100	0,5

Para as diferentes unidades geotécnicas foi adotado um peso volúmico de 12 kN/m^3 e de 20 kN/m^3, em coerência com os valores considerados na fase de tratamento dos perfis. Relativamente ao comportamento dinâmico dos materiais, foram utilizadas as curvas de degradação do módulo de distorção, G/G_{max}, e de amortecimento disponibilizadas no programa segundo o modelo de Darendeli & Stokoe (2001). Tendo em conta a natureza altamente plástica dos depósitos lacustres presentes na zona em estudo, foi considerado um índice de plasticidade, PI, igual a 200 na parametrização destas curvas para algumas camadas e de 100 para outras. O limite mínimo de amortecimento adotado no programa foi de 0,5%.

A base de cada perfil foi representada através de um meio semi-infinito, correspondente ao substrato de referência para aplicação do movimento sísmico. Este substrato foi introduzido no programa como bedrock, imediatamente abaixo da camada C, adotando-se um valor de velocidade de propagação das ondas de corte de 800 m/s. Esta opção permitiu representar uma condição basal significativamente mais rígida do que os depósitos superficiais considerados nos perfis, constituindo a referência para a análise da propagação da ação sísmica ao longo da coluna de solo.

O mesmo procedimento foi aplicado aos sete perfis selecionados, alterando-se em cada caso a sequência, a espessura e os valores de V_s, das camadas de acordo com a informação geotécnica correspondente. Assim, os sete modelos construídos permitem posteriormente comparar a influência da variabilidade estratigráfica existente ao longo do viaduto na resposta sísmica local.

5.4. Seleção, Preparação e Introdução dos Registos Sísmicos no STRATA

A análise da resposta sísmica local dos perfis geotécnicos definidos exigiu a seleção de registos acelerográficos adequados para aplicação na base dos modelos construídos no programa STRATA. Esta fase do trabalho revelou-se complexa, não apenas pela necessidade de obter sinais compatíveis com as características da análise, mas também pela dificuldade em encontrar registos efetivamente utilizáveis no programa e representativos do contexto sísmico do caso de estudo.

Inicialmente, foram consultadas diferentes fontes de informação sísmica, com o objetivo de identificar eventos potencialmente adequados à análise. Contudo, várias das plataformas consultadas disponibilizavam sobretudo informação geral relativa aos sismos, nomeadamente magnitude, localização ou descrição do evento, sem permitirem obter diretamente os registos temporais de aceleração necessários à realização das análises. Perante esta limitação, a pesquisa passou a centrar-se em bases de dados que disponibilizassem acelerogramas passíveis de serem tratados e introduzidos no STRATA.

5.4.1. Critérios Gerais de Seleção e Fator de Escala Aplicado aos Registos Sísmicos

Na ausência de informação específica sobre a aceleração de referência no local em estudo, adotou-se, como simplificação, o valor de PGA obtido a partir do espetro de dimensionamento à superfície para os perfis S1-V4, S1-V6, S2-V1, S2-V2 e S2-V7. Para o Viaduto V2, manteve-se o valor definido a partir do espetro de dimensionamento disponibilizado na documentação do projeto. Assim, considerando o valor base de 0,11g e o fator de importância de 1,5 indicado nos elementos consultados, obteve-se um valor de PGA de referência igual a:

$$PGA_{ref}^{V2} = 0{,}11g * 1{,}5 = 0{,}165g \quad (25)$$

Os perfis S3-V8 e S3-V9 encontram-se associados ao Viaduto 3. Para estes perfis o espetro de projeto adotado é identificado como correspondente a um terreno do tipo IIIa [5]. O espetro apresenta um patamar com aceleração correspondente a $0{,}60g$, compreendido entre os períodos de $0{,}50$ s e $1{,}80$ s.

Deste modo, para os perfis do Viaduto 3 foi adotada uma aceleração de base $a_0 = 0{,}10g$, à qual se aplicou o mesmo fator de importância considerado nos restantes casos:

$$PGA_{ref}^{V3} = a_0 * \gamma_I = 0{,}10g \times 1{,}5 = 0{,}150g \tag{26}$$

Uma vez que os registos sísmicos disponíveis apresentavam valores originais de PGA distintos do valor de referência adotado para o local, foi necessário considerar o escalonamento dos sinais ao longo de todo o processo de seleção e análise. Para cada acelerograma considerado, o fator de escala foi determinado através da relação entre o PGA de referência do projeto e o PGA original da componente horizontal selecionada:

$$SF = \frac{PGA_{ref}}{PGA_{registo}} \tag{27}$$

em que SF representa o fator de escala aplicado, PGA_{ref} corresponde à aceleração máxima de referência considerada para a análise e $PGA_{registo}$ representa o valor máximo original da componente selecionada.

Este procedimento foi aplicado aos sinais considerados nas diferentes fases do trabalho, incluindo os registos utilizados nos testes preliminares e os registos mexicanos posteriormente adotados para desenvolvimento da análise principal. O fator de escala foi configurado diretamente no programa STRATA, permitindo ajustar a amplitude máxima de cada acelerograma à intensidade sísmica de referência definida para o local, mantendo a evolução temporal própria de cada sinal.

Adicionalmente, uma vez que os movimentos sísmicos seriam aplicados na base dos modelos geotécnicos, representada por um bedrock com V_s=800m/s, procuraram-se preferencialmente registos associados a condições de rocha ou semelhantes a rocha. Para cada registo considerado, foi selecionada a componente horizontal que apresentava maior valor de PGA, por corresponder à componente mais condicionante em termos da amplitude máxima introduzida na análise.

5.4.2. Pesquisa Inicial na Base de Dados Engineering Strong-Motion Database

Numa primeira fase, recorreu-se à base de dados ESM para a procura de registos sísmicos passíveis de serem utilizados na análise. Esta pesquisa foi desenvolvida adotando critérios relativamente restritivos, definidos a partir da informação constante na documentação do projeto e do objetivo de representar uma ação sísmica aplicada a partir de uma condição de base rochosa.

Para além da procura de registos associados a condições de rocha, foram inicialmente considerados critérios relacionados com a magnitude do evento, o PGA do registo, o eventual mecanismo sísmico, a distância associada ao registo e a necessidade de evitar fatores de escala excessivos. Nesta fase, foram privilegiados sinais que permitissem atingir o PGA de referência através de fatores de escala relativamente próximos da unidade.

A partir desta pesquisa inicial foram obtidos e testados diferentes acelerogramas. Os registos selecionados nesta etapa, bem como os respetivos valores de PGA original, componente horizontal considerada e fator de escala aplicado, são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13- Registos sísmicos selecionados na primeira fase de pesquisa.

Nº	Componente	PGA	SF
1	2	212,73	1,31
2	E	135,88	0,84
3	E	228,89	1,41
4	N	130,84	0,81
5	N	184,07	1,14
6	E	118,54	0,73
7	N	162,2	1,00

5.4.3. Avaliação Preliminar dos Primeiros Registos Testados

Os registos obtidos na pesquisa inicial foram introduzidos nos modelos geotécnicos com o objetivo de avaliar a propagação do movimento sísmico desde a base rochosa até à superfície. Contudo, os resultados obtidos nesta fase não se mostraram satisfatórios para os objetivos do presente estudo.

A observação preliminar das respostas calculadas indicou que a evolução do PGA ao longo dos perfis não correspondia ao comportamento esperado para os depósitos de solo considerados. De igual modo, os espectros obtidos à superfície não apresentavam uma aproximação considerada adequada ao espectro de dimensionamento utilizado como referência no projeto.

Embora esta avaliação tenha sido realizada numa fase exploratória, os resultados obtidos indicaram que a compatibilização dos sinais com critérios de PGA e fator de escala não era, por si só, suficiente para assegurar uma resposta considerada adequada ao caso de estudo. Perante esta situação, tornou-se necessário rever a estratégia de seleção dos registos sísmicos e procurar sinais mais apropriados para a análise pretendida.

5.4.4. Reformulação da Pesquisa e Testes Intermédios

Após os primeiros testes, foi realizada uma tentativa de pesquisa através da base de dados PEER, procurando obter registos que pudessem revelar-se mais adequados à análise. Contudo, esta pesquisa não permitiu obter, de forma suficientemente direta e operacional, os sinais necessários para prosseguir o trabalho no STRATA. Assim, recorreu-se novamente à base de dados ESM, alterando-se os critérios de procura inicialmente adotados.

Nesta segunda fase, optou-se por uma pesquisa menos restritiva, atribuindo maior relevância à gama de magnitudes dos eventos e mantendo o PGA como critério complementar de controlo da amplitude dos sinais. O intervalo inicialmente considerado para os fatores de escala, aproximadamente compreendido entre 0,7 e 1,4, revelou-se demasiado limitativo, por reduzir significativamente o número de registos disponíveis. Consequentemente, passou a admitir-se uma gama mais ampla de fatores de escala, aproximadamente entre 0,7 e 5.

Foram, assim, realizadas pesquisas considerando dois intervalos de magnitude: 6,0 Mw-7,5 Mw e 7,5 Mw-8,0 Mw.

No primeiro intervalo, os registos efetivamente pré-selecionados para teste apresentaram magnitudes superiores ao limite mínimo da pesquisa, uma vez que, entre os resultados obtidos, foram escolhidos os sinais considerados mais adequados para avaliação no STRATA. No segundo intervalo, foram identificados registos associados a eventos de maior magnitude, procurando-se avaliar a disponibilidade de acelerogramas compatíveis com cenários sísmicos mais intensos.

Os registos pré-selecionados nesta fase para os dois intervalos de magnitude são apresentados na Tabela 14 e Tabela 15.

Tabela 14- Registos pré-selecionados na segunda fase de pesquisa para o intervalo de 6,0Mw a 7,5Mw.

Magnitude 6,0-7,5						
Nº	**Data**	**Mw**	**Distância [Km]**	**PGA [cm/s2]**	**Componente**	**SF**
1	30/10/2016	6,6	20,5	145,8	E	1,11
2	29/11/2007	7,4	147,3	108,3	E	1,49
3	17/06/2000	6,5	30,9	155,4	3	1,04
4	13/05/1995	6,6	24,7	212,7	2	0,76
5	23/11/1980	6,9	28,3	93,6	E	1,73
6	15/04/1979	6,9	116,1	73,8	E	2,19
7	15/04/1979	6,9	13,1	210,8	E	0,77

Tabela 15- Registos pré-selecionados na segunda fase de pesquisa para o intervalo 7,5Mw a 8,0Mw.

Magnitude 7,5-8,0						
Nº	**Data**	**Mw**	**Distância [Km]**	**PGA [cm/s2]**	**Componente**	**SF**
1	20/09/1999	7,7	165,5	117,4	E	1,38
2	20/09/1999	7,7	56,2	220,6	E	0,73
3	20/09/1999	7,7	34,2	228,9	E	0,71

Os sinais selecionados nesta fase foram testados no STRATA, mantendo-se a escolha da componente horizontal com maior PGA e a aplicação dos fatores de escala relativamente ao PGA de referência definido para o local. No entanto, apesar de estes registos permitirem prosseguir os testes, verificou-se que os sinais disponíveis na base ESM correspondiam maioritariamente a eventos associados ao contexto europeu.

Este aspeto foi considerado uma limitação para a análise principal, uma vez que o caso de estudo se localiza na Cidade do México e se pretendia trabalhar, tanto quanto possível, com movimentos sísmicos associados ao contexto mexicano. Assim, os registos obtidos nesta fase foram considerados úteis para testes preliminares do funcionamento dos modelos e para uma avaliação inicial da influência dos sinais de entrada, mas não foram adotados como a base principal da análise desenvolvida.

5.4.5. Obtenção dos Registos Sísmicos Mexicanos

Numa fase posterior do trabalho, foram disponibilizados registos sísmicos em rocha relativos a dois eventos mexicanos de particular interesse para o presente caso de estudo: os sismos ocorridos em 1985 e em 2017.

A obtenção destes registos permitiu passar a trabalhar com sinais correspondentes a eventos ocorridos no contexto mexicano e disponibilizados em condição de rocha. Esta condição é compatível com a metodologia adotada nos modelos STRATA, nos quais o movimento sísmico é aplicado no bedrock definido na base do perfil e posteriormente propagado através das diferentes camadas de solo até à superfície.

Para cada um dos eventos foram recebidas diferentes componentes dos registos disponíveis. Antes da sua introdução no programa, foi, por isso, necessário proceder à separação e organização dos ficheiros, de modo a individualizar os acelerogramas a utilizar. Para cada registo, foi selecionada a componente horizontal que apresentava maior valor de PGA, seguindo o mesmo critério anteriormente aplicado aos sinais analisados nas fases preliminares.

Nesta fase do trabalho, foram preparados e considerados para análise aproximadamente oito registos associados ao evento de 2017 e dois registos associados ao evento de 1985. A amplitude dos sinais foi ajustada em função da ação sísmica de referência correspondente ao viaduto em análise. Para os perfis associados ao Viaduto V2, os registos foram escalados relativamente a um PGA de referência de $0{,}165g$, enquanto, para os perfis associados ao Viaduto V3, foi adotado um PGA de referência de $0{,}147g$, correspondente ao espetro de projeto do terreno tipo IIIa. A definição do conjunto final de sinais a considerar na interpretação global dos resultados foi efetuada após a análise comparativa das respostas obtidas.

5.4.6. Tratamento dos Ficheiros de Aceleração e Introdução no STRATA

Os registos mexicanos disponibilizados exigiram tratamento prévio antes da sua introdução no STRATA. Os ficheiros recebidos continham informação correspondente às diferentes componentes dos sinais, pelo que foi necessário separar os registos e organizar individualmente os acelerogramas selecionados para análise.

As acelerações encontravam-se expressas em cm/s^2, unidade mantida na preparação dos ficheiros de entrada. Para cada sinal foi identificado um intervalo temporal de amostragem correspondente a:

$$t_s = 0{,}01s \tag{28}$$

Resultante de uma frequência de aquisição de 100 amostras por segundo.

Após a preparação dos ficheiros, cada acelerograma selecionado foi introduzido no STRATA enquanto movimento sísmico de entrada aplicado no bedrock do respetivo modelo geotécnico. O fator de escala associado a cada sinal foi definido diretamente no programa, de acordo com a relação anteriormente apresentada e com o PGA original da componente horizontal escolhida.

A Tabela 16 e Tabela 17 apresentam os registos sísmicos mexicanos considerados nesta fase da análise, incluindo a identificação do evento, a componente horizontal selecionada, o PGA original, o fator de escala aplicado e o intervalo temporal adotado para os perfis do Viaduto V2 e Viaduto V3.

Tabela 16- Registos sísmicos mexicanos considerados para a análise do Viaduto V2.

Nº	Data	Mw	Profundidade focal [Km]	PGA [cm/s²]	Componente	SF_{V2}
1	19/09/1985	8,1	15	34,07	S90W	4,75
2	19/09/1985	8,1	15	33,97	S11E	4,76
3	19/09/2017	7,1	57	72,74	N00E	2,22
4	20/09/2017	7,1	57	87	N00E	1,86
5	20/09/2017	7,1	57	58,83	ENE	2,75
6	20/09/2017	7,1	57	92,16	N00E	1,76
7	20/09/2017	7,1	57	58,27	N90W	2,78
8	20/09/2017	7,1	57	85,76	N90W	1,89
9	20/09/2017	7,1	57	62,38	N90E	2,59
10	20/09/2017	7,1	57	66,58	N90W	2,43

Tabela 17- Registos sísmicos mexicanos considerados para a análise do Viaduto V3.

Nº	Data	Mw	Profundidade focal [Km]	PGA [cm/s²]	Componente	SF_{V3}
			Sismo de 1985			
1	19/09/1985	8,1	15	34,07	S90W	4,31
2	19/09/1985	8,1	15	33,97	S11E	4,33
			Sismo de 2017			
3	20/09/2017	7,1	57	72,74	N00E	2,02
4	20/09/2017	7,1	57	87,00	N00E	1,69
5	20/09/2017	7,1	57	58,83	ENE	2,50
6	20/09/2017	7,1	57	92,16	N00E	1,60
7	20/09/2017	7,1	57	58,27	N90W	2,53
8	20/09/2017	7,1	57	85,76	N90W	1,72
9	20/09/2017	7,1	57	62,38	N90E	2,36
10	20/09/2017	7,1	57	66,58	N90W	2,21

5.5. PROGRAMA DE ANÁLISES EXECUTADO E GRANDEZAS SELECIONADAS PARA AVALIAÇÃO

Após a definição dos sete modelos geotécnicos e a preparação dos registos sísmicos de entrada, procedeu-se à execução das análises de resposta sísmica local no programa STRATA. Estas análises tiveram como objetivo avaliar a influência da variabilidade estratigráfica identificada ao longo do viaduto e das características dos diferentes acelerogramas aplicados na base dos perfis.

Numa primeira fase, foram realizadas análises com os sinais selecionados durante a segunda pesquisa efetuada na base de dados ESM. Estes registos foram aplicados aos sete perfis geotécnicos definidos, permitindo efetuar uma avaliação preliminar do funcionamento dos modelos e da resposta obtida para os sinais inicialmente disponíveis.

Posteriormente, foram analisados os registos mexicanos em rocha associados aos eventos de 1985 e 2017. Estes sinais foram igualmente aplicados aos sete modelos geotécnicos, após o respetivo tratamento e escalonamento relativamente ao PGA de referência adotado para o local. Deste modo, a análise considerou simultaneamente diferentes condições geotécnicas ao longo do viaduto e diferentes movimentos sísmicos de entrada associados ao contexto mexicano.

A comparação entre os sete modelos permite avaliar a influência da sucessão e espessura das camadas geotécnicas na resposta sísmica local. Por sua vez, a aplicação de diferentes acelerogramas permite

observar a sensibilidade dos resultados às características próprias de cada sinal, mesmo quando estes são ajustados para uma mesma referência de PGA.

Para cada análise realizada, foi selecionado no STRATA o perfil de aceleração máxima do terreno (*Peak Ground Acceleration Profile*). Este output permite acompanhar a evolução do PGA desde o *bedrock* até à superfície e determinar a aceleração máxima resultante no topo de cada perfil. A sua análise permitirá, posteriormente, comparar os diferentes modelos e identificar situações em que o movimento sísmico sofre maior amplificação ao atravessar as camadas de solo.

Foi igualmente selecionado o espetro de resposta em aceleração à superfície (*Acceleration Response Spectrum*), correspondente à profundidade de 0,00m. Este resultado será utilizado para avaliar a resposta sísmica obtida à superfície de cada perfil e compará-la com o espectro de dimensionamento considerado no projeto. Esta comparação permitirá perceber se os movimentos propagados através dos solos modelados apresentam maior relevância em determinados intervalos de período.

Assim, a análise dos resultados será baseada na evolução do PGA e nos espetros de resposta à superfície e nos perfis de deformação de corte máxima. A síntese dos outputs selecionados no programa STRATA e da respetiva finalidade na análise é apresentada na Tabela 18.

Tabela 18- Outputs selecionados no programa STRATA para análise da resposta sísmica local.

Output STRATA	Designação	Objetivo de avaliação
Peak Ground Acceleration Profile	Perfil de PGA	Avaliar a evolução da aceleração máxima desde o bedrock até à superfície
Acceleration Response Spectrum	Espetro de resposta em aceleração à superfície	Comparar a resposta à superfície com o espectro de dimensionamento

5.6. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA COMPLEMENTAR DO PERFIL S1-V4

Após a análise da resposta sísmica local desenvolvida para o conjunto dos perfis geotécnicos e dos registos sísmicos, procedeu-se a uma caracterização dinâmica mais detalhada de um dos perfis com o objetivo de aprofundar a avaliação do comportamento do terreno.

Para esta análise foi considerado o perfil S1-V4 sujeito ao registo FJ7420, associado ao sismo de 2017, na sua forma não escalada. Assim, foram selecionados outputs adicionais no STRATA, complementares às grandezas consideradas na análise global da resposta sísmica local. Foram então considerados:

- o perfil inicial da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s;
- o perfil final da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s;
- o perfil de amortecimento em profundidade (Damping Ratio);
- as curvas normalizadas de degradação do módulo de distorção, $G/G_{\max}$;
- as curvas normalizadas de amortecimento, $D/D_{\max}$;
- a função de transferência do perfil (Transfer Function);
- a energia dissipada em profundidade.

Os perfis inicial e final de V_s permitem avaliar a alteração da rigidez dinâmica do solo associada à análise equivalente-linear. O perfil inicial corresponde às propriedades atribuídas às diferentes camadas na definição do modelo, enquanto o perfil final representa as propriedades compatíveis com os níveis de deformação mobilizados após a convergência do processo iterativo.

Esta informação é complementada pelas curvas $G/G_{\max}$ e $D/D_{\max}$, que descrevem a evolução normalizada da rigidez e do amortecimento com o aumento da deformação de corte.

O perfil de razão de amortecimento (Damping Ratio) permite, por sua vez, avaliar a distribuição do amortecimento mobilizado ao longo da profundidade, refletindo as diferenças de resposta entre as várias unidades e camadas que constituem o perfil geotécnico.

A função de transferência foi selecionada com o objetivo de avaliar a resposta do perfil no domínio da frequência. Esta grandeza permite identificar os intervalos de frequência em que a propagação através da coluna de solo conduz a maior amplificação ou atenuação do movimento entre a base e a superfície.

Por fim, a energia dissipada foi considerada como uma grandeza complementar para avaliar a forma como a dissipação associada ao comportamento do solo se distribui ao longo da profundidade durante a solicitação sísmica.

A síntese dos outputs adicionais selecionados e da respetiva finalidade é apresentada na Tabela 19.

Tabela 19- Síntese dos outputs adicionais selecionados no STRATA para a caracterização dinâmica do perfil S1-V4 no cenário sísmico considerado.

Output STRATA	Designação	Objetivo de avaliação
Initial Shear-Wave Velocity	V_s inicial	Caracterizar a rigidez dinâmica inicial.
Final Shear-Wave Velocity	V_s final	Avaliar a rigidez dinâmica mobilizada após a análise.
Damping Profile	Amortecimento em profundidade	Avaliar a distribuição do amortecimento mobilizado ao longo do perfil
Modulus Reduction Curve	$G/G_{\max}$	Caracterizar a degradação normalizada da rigidez com a deformação de corte
Damping Curve	$D/D_{\max}$	Caracterizar a evolução normalizada do amortecimento com a deformação de corte
Transfer Function	Função de transferência	Identificar os intervalos de frequência associados à amplificação ou atenuação do movimento
Dissipated Energy	Energia dissipada	Avaliar a distribuição da dissipação de energia ao longo da profundidade

6. METODOLOGIA ESTRUTURAL

6.1. ENQUADRAMENTO GERAL DA ANÁLISE ESTRUTURAL

Enquanto a análise desenvolvida no STRATA permitiu avaliar a modificação do movimento sísmico durante a sua propagação através dos diferentes perfis de solo, a componente estrutural teve como objetivo avaliar a resposta da estrutura quando solicitada pelo movimento sísmico obtido à superfície.

A metodologia estrutural foi desenvolvida de forma progressiva, recorrendo a diferentes níveis de idealização. Inicialmente, foram utilizados em MATLAB dois modelos estruturais simplificados, com carácter essencialmente interpretativo: o primeiro correspondeu a um sistema de um grau de liberdade, e o segundo consistiu num pórtico bidimensional simplificado. Estes modelos não tiveram como objetivo reproduzir diretamente o viaduto, mas apoiar a interpretação dos mecanismos fundamentais da resposta dinâmica. Posteriormente, foi desenvolvido no Autodesk Robot Structural Analysis um modelo representativo de um troço do viaduto, permitindo considerar de forma mais detalhada a estrutura. Este modelo foi utilizado para avaliar a resposta estrutural às ações sísmicas consideradas e estabelecer a ligação entre a resposta sísmica local e o comportamento do caso de estudo.

Os modelos simplificados permitem enquadrar e interpretar a resposta dinâmica, enquanto o modelo desenvolvido no Robot permite analisar de forma mais detalhada o comportamento estrutural do troço selecionado. Os respetivos resultados são apresentados e discutidos no Capítulo 7.

6.2. SELEÇÃO E PREPARAÇÃO DOS SINAIS SÍSMICOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise estrutural simplificada foi realizada a partir de dois acelerogramas representativos obtidos no âmbito das análises de resposta sísmica local. Após a aplicação dos sinais sísmicos em rocha nos modelos desenvolvidos no STRATA, foram obtidos os respetivos movimentos à superfície que são utilizados como excitação sísmica na base dos modelos estruturais. Entre os vários registos analisados, procurou-se selecionar sinais associados a fatores de escala próximos da unidade, uma vez que estes correspondem a acelerogramas que, na sua forma original, já apresentam características mais próximas da ação sísmica pretendida.

Assim, os sinais selecionados estão associados ao evento sísmico de 2017 uma vez que se trata de um acontecimento recente e relevante para o caso de estudo. A escolha deste evento apresenta ainda interesse do ponto de vista estrutural, uma vez que corresponde a uma ação sísmica que ocorreu durante o período de exploração da infraestrutura.

Neste contexto, foi considerado o perfil S1-V4 como perfil representativo para a transição entre a modelação geotécnica e a análise dinâmica simplificada. Foram utilizados dois sinais sísmicos distintos, correspondentes aos registos C57820 e FJ7420, ambos analisados na sua forma não escalada. Esta opção

teve como objetivo observar a resposta induzida por sinais sísmicos realistas, mantendo as características originais dos acelerogramas antes da aplicação de eventuais ajustamentos adicionais.

Os sinais foram exportados diretamente do programa em formato de série temporal e utilizados no MATLAB, mantendo o intervalo de amostragem de $dt = 0{,}01$s. Antes da aplicação dos acelerogramas aos modelos estruturais, foi verificada a coerência das unidades de aceleração entre os resultados exportados do STRATA e as grandezas utilizadas no MATLAB, procedendo-se às conversões necessárias.

O valor máximo da aceleração à superfície foi determinado a partir do maior valor absoluto do acelerograma, correspondendo ao PGA do sinal aplicado na base dos modelos estruturais:

$$PGA = max\ |a_g(t)| \tag{29}$$

em que $a_g(t)$representa a aceleração do solo à superfície ao longo do tempo, sendo o PGA utilizado como medida da amplitude máxima do movimento sísmico aplicado.

6.3. Modelo Estrutural Simplificado

6.3.1. Objetivo e Modelos Considerados

Para a análise estrutural simplificada foram considerados dois modelos desenvolvidos em MATLAB: um sistema de um grau de liberdade e um pórtico bidimensional. Em ambos os casos, os acelerogramas obtidos à superfície através do STRATA foram aplicados como excitação sísmica horizontal na base, sendo posteriormente determinada a resposta dinâmica dos modelos.

O primeiro modelo corresponde a um sistema de um grau de liberdade, constituído por uma massa concentrada m, uma rigidez lateral ke um amortecimento viscoso c. Este modelo permitiu estudar, de forma elementar, a influência do período próprio na resposta estrutural ao movimento sísmico aplicado. Na Figura 40 podemos ver a representação deste modelo.

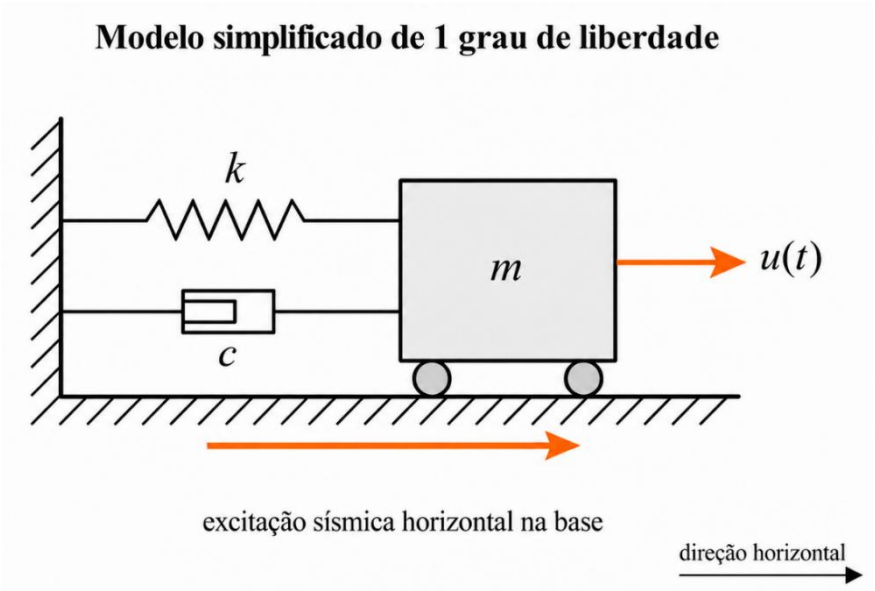


Figura 40- Representação esquemática do modelo estrutural simplificado: sistema de um grau de liberdade.

O segundo modelo corresponde a um pórtico bidimensional constituído por dois pilares e uma viga superior, com 6 m de altura e 10 m de vão considerando-se os pilares encastrados na base. A massa total foi aplicada nos dois nós superiores do pórtico, correspondendo a 100 000 kg em cada nó. O período próprio do sistema resultou diretamente das características definidas para o modelo. O modelo do pórtico bidimensional pode ser observado na Figura 41.

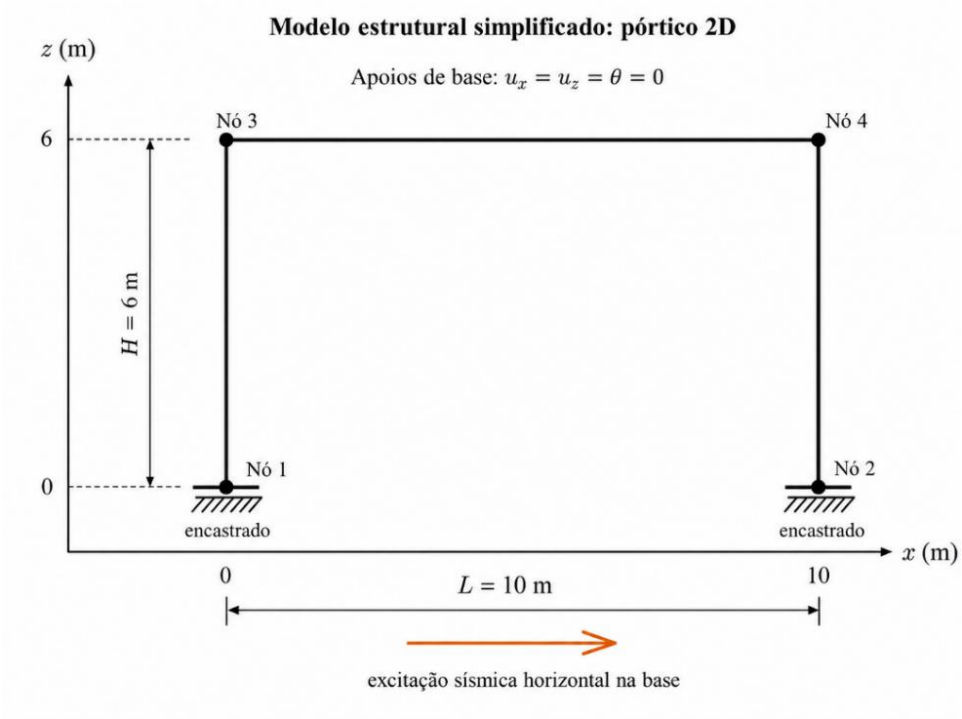


Figura 41- Representação esquemática do modelo estrutural simplificado: pórtico bidimensional simplificado.

Estes modelos foram sujeitos ao mesmo acelerograma superficial, aplicado como aceleração imposta na base. Desta forma, tornou-se possível comparar a resposta de um sistema elementar com a resposta de uma estrutura bidimensional simplificada, avaliando a influência da idealização estrutural nos deslocamentos e acelerações obtidos.

A partir do acelerograma obtido à superfície foi calculado o respetivo espetro de resposta em aceleração, considerando um amortecimento viscoso de 5%. Este permitiu relacionar a resposta máxima com o período próprio dos sistemas estruturais analisados.

A aceleração de resposta espetral, S_a, representa a aceleração máxima que um sistema estrutural idealizado de 1 grau de liberdade, com um dado período de vibração natural, poderia atingir para um determinado movimento sísmico.

6.3.2. Modelo de um Grau de Liberdade

No modelo desenvolvido, foi considerada uma massa normalizada, $m = 1\ Kg$, o período natural do sistema foi definido como $T = 0{,}5s$ adotado como valor de referência para esta análise.

Foi ainda considerado um amortecimento viscoso equivalente de 5%.

A frequência circular natural do sistema foi determinada a partir do período próprio, de acordo com:

$$\omega_n = 2 * \pi * \frac{1}{T} \tag{30}$$

A partir deste valor, foram calculadas a rigidez lateral equivalente e o coeficiente de amortecimento do sistema:

$$k = m * {\omega_n}^2 \tag{31}$$

$$c = 2 * \xi * m * \omega_n \tag{32}$$

em que m representa a massa, k a rigidez, c o coeficiente de amortecimento, ξ o coeficiente de amortecimento relativo e ω_n a frequência circular natural.

Considerando a excitação sísmica aplicada na base, a equação de movimento do sistema é dada por:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -ma_g(t) \tag{33}$$

em que $a_g(t)$corresponde à aceleração do solo obtida à superfície. A resolução desta equação permitiu obter a evolução temporal do deslocamento, da velocidade e da aceleração relativa da massa em relação à base.

6.3.3. Modelo Pórtico Bidimensional Simplificado

Após a análise do sistema de um grau de liberdade, foi desenvolvido um modelo bidimensional simplificado de pórtico, com o objetivo de introduzir uma representação estrutural mais próxima de um sistema real.

A geometria adotada correspondeu a um vão de L = 10 m e a uma altura dos pilares de h = 6 m. Os pilares foram representados por secções quadradas de 0,50*0,50 m, enquanto a viga superior foi representada por uma secção retangular de 0,50*1,0 m. Para os elementos estruturais foi considerado um módulo de elasticidade E de 30 GPa, compatível com uma representação simplificada de elementos em betão armado.

A estrutura foi modelada através de elementos de pórtico bidimensional, nos quais cada nó possui graus de liberdade associados ao deslocamento horizontal e vertical e à rotação no plano da estrutura. Esta formulação permite considerar simultaneamente a rigidez axial e a rigidez à flexão dos elementos,

associadas respetivamente aos termos EA e EI. Com base nestas propriedades, foram definidas as matrizes de rigidez dos elementos, posteriormente assembladas na matriz de rigidez global do pórtico.

A massa da estrutura foi representada através de uma matriz de massa diagonal, adotando-se uma formulação de massas concentradas nos nós. Foi considerada uma massa total de 200 000 kg, distribuída igualmente pelos dois nós superiores do pórtico, correspondendo a 100 000 kg por nó. Esta idealização teve como objetivo representar, de forma simplificada, a contribuição da superestrutura para a resposta dinâmica horizontal.

O amortecimento foi considerado através de um coeficiente de amortecimento de 5%. Com as matrizes globais de massa e rigidez definidas, foi realizada uma análise modal preliminar do pórtico.

Com as matrizes de rigidez e de massa definidas, foi realizada uma análise modal preliminar do pórtico, com o objetivo de determinar as suas propriedades dinâmicas fundamentais. Para esse efeito, foi resolvido o problema de valores próprios:

$$K * \varphi = \omega^2 * M * \varphi \tag{34}$$

em que K representa a matriz de rigidez global, M a matriz de massa, ω a frequência circular natural e φ o vetor modal associado. A partir da frequência circular correspondente ao primeiro modo de vibração, foi determinado o período fundamental do pórtico:

$$T = \frac{2 * \pi}{\omega} \tag{35}$$

No modelo desenvolvido, obteve-se um período fundamental de aproximadamente T_1 = 0,708 s.

A equação de movimento do sistema pode ser expressa, em termos matriciais, por:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M * r * a_g(t) \tag{36}$$

em que M, C e K representam, respetivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez global do sistema, u(t) corresponde ao vetor de deslocamentos relativos, r é o vetor de influência sísmica e $a_g(t)$ a aceleração do solo aplicada na base.

6.3.4. Resposta Dinâmica no Domínio do Tempo

Após a definição dos modelos estruturais, foi calculada a respetiva resposta dinâmica no domínio do tempo. O mesmo sinal foi aplicado em ambos os modelos, permitindo comparar a resposta de dois níveis distintos de idealização estrutural. Em ambos os modelos, a ação sísmica foi introduzida sob a forma de aceleração horizontal imposta na base. Desta forma, a resposta inicialmente calculada corresponde ao movimento relativo da estrutura em relação ao solo.

Para além das acelerações, foram determinados os deslocamentos relativos, correspondendo, no pórtico bidimensional, ao deslocamento horizontal dos nós superiores relativamente à base, grandeza diretamente associada à deformação lateral dos pilares e aos esforços envolvidos por estes elementos.

Uma vez que a formulação dinâmica é realizada em termos relativos, a aceleração diretamente obtida no modelo não corresponde, por si só, à aceleração total sentida pela estrutura. Assim, foi determinada a aceleração absoluta, através da soma entre a aceleração relativa calculada no modelo e a aceleração do solo aplicada na base:

$$a_{abs}(t) = a_{rel}(t) + a_g(t) \tag{37}$$

em que $a_{abs}(t)$ representa a aceleração absoluta da estrutura, $a_{rel}(t)$ a aceleração relativa obtida no modelo e $a_g(t)$ a aceleração do solo à superfície. Esta grandeza permitiu comparar diretamente a aceleração máxima do movimento sísmico imposto na base com a aceleração máxima desenvolvida na estrutura.

6.4. MODELO ESTRUTURAL NO AUTODESK ROBOT

6.4.1. ENQUADRAMENTO E OBJETIVO DO MODELO

Após a análise estrutural simplificada desenvolvida em MATLAB, foi elaborado um modelo no Autodesk Robot Structural Analysis com o objetivo de representar o comportamento global de um troço do viaduto em estudo através de uma formulação estrutural mais detalhada.

O modelo foi utilizado para determinar as características dinâmicas da estrutura e, posteriormente, comparar a resposta estrutural obtida para as diferentes ações sísmicas consideradas. Em particular, pretendeu-se avaliar as diferenças entre a resposta associada ao espetro regulamentar mexicano e a correspondente ao espetro resultante da resposta sísmica local.

6.4.2. IDEALIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TROÇO MODELADO

A idealização geométrica do modelo desenvolvido no Autodesk Robot Structural Analysis teve por base a configuração longitudinal do viaduto em estudo. A partir do alçado longitudinal, foi possível identificar a repetição dos apoios verticais ao longo do desenvolvimento da estrutura, bem como o espaçamento longitudinal entre pilares. Esta informação serviu de base à definição de um troço representativo para a modelação estrutural e está apresentada na Figura 42.

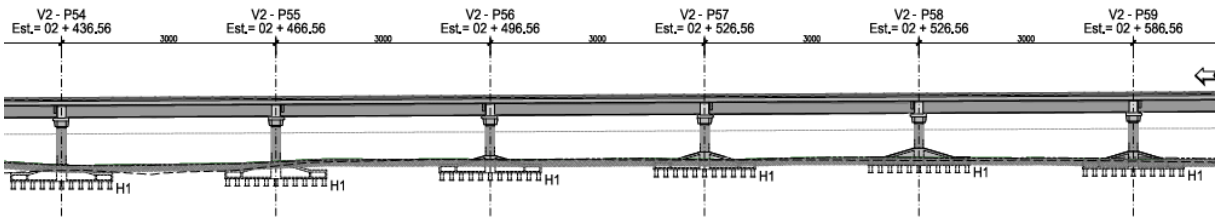


Figura 42- Alçado longitudinal do viaduto com identificação dos espaçamentos entre pilares.

A partir desta configuração, foi selecionado um troço com desenvolvimento total de 60 m, constituído por dois pilares interiores e por dois meios vãos adjacentes até aos apoios de extremidade. Assim, a geometria considerada no modelo corresponde ao esquema apoio-15 m-pilar-30 m-pilar-15 m-apoio. Esta opção permite representar não apenas um vão isolado, mas um trecho contínuo do viaduto, incluindo a influência dos pilares interiores e das zonas adjacentes do tabuleiro.

Atendendo ao carácter bidimensional da modelação, foi considerada apenas metade da estrutura na direção transversal. Assim, o modelo inclui metade da largura do tabuleiro e os dois pilares correspondentes a essa metade, em vez da totalidade da secção transversal, que seria constituída por quatro pilares. Esta simplificação foi mantida de forma consistente na definição da secção equivalente do tabuleiro e das restantes propriedades associadas ao modelo.

No modelo, o tabuleiro foi representado por um elemento longitudinal equivalente e os pilares por elementos verticais de barra, conforme ilustrado na Figura 43.

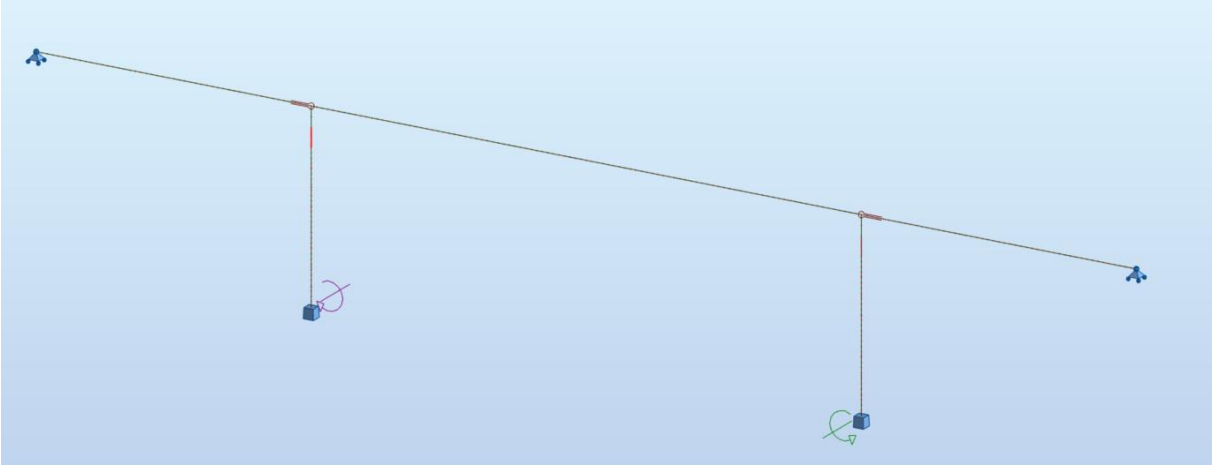


Figura 43- Idealização longitudinal do troço do viaduto modelado no Autodesk Robot.

Em termos de condições de fronteira, foram adotados apoios simples nas extremidades do tabuleiro, correspondentes aos limites do troço modelado. O troço central, compreendido entre os dois pilares interiores, foi considerado contínuo, enquanto os troços extremos foram ligados ao troço central através de rótulas. As bases dos pilares foram modeladas como encastradas, representando de forma simplificada a ligação à fundação.

Esta representação constitui a base geométrica do modelo estrutural utilizado na análise modal. A definição detalhada das secções equivalentes, nomeadamente do tabuleiro, dos pilares e dos elementos auxiliares de ligação, é apresentada no subcapítulo seguinte.

6.4.3. Secção Equivalente do Tabuleiro e Elementos de Ligação

A representação do tabuleiro no Autodesk Robot exigiu a definição de uma secção equivalente compatível com a modelação longitudinal adotada. Na solução estrutural real, a secção transversal corrente do tabuleiro apresenta uma largura total de 17,60 m e é constituída por sete vigas-caixão pré-fabricadas do tipo Cx160, solidarizadas superiormente por uma laje complementar de betão armado.

Uma vez que o modelo plano representa apenas um dos alinhamentos longitudinais da estrutura, foi considerada a parcela correspondente a metade da largura do tabuleiro. Esta parcela integra 3,5 vigas

Cx160 e metade da área da laje complementar. A geometria da secção transversal de uma viga Cx160, utilizada como base para a determinação das propriedades geométricas equivalentes, encontra-se representada na Figura 44.

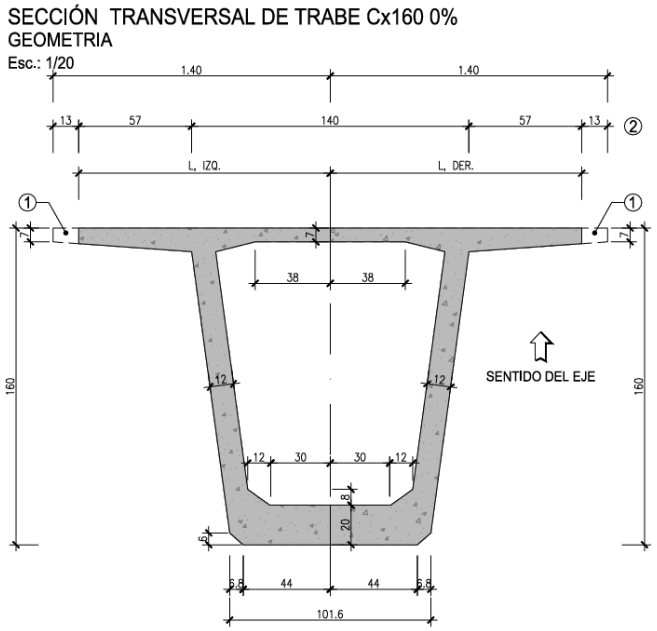


Figura 44- Secção transversal do tabuleiro C160.

No modelo estrutural não foram representadas individualmente as vigas que constituem o tabuleiro. Em alternativa, o conjunto correspondente a metade da secção transversal foi substituído por um único elemento longitudinal, ao qual foram atribuídas propriedades geométricas equivalentes. Esta simplificação permitiu reproduzir a rigidez longitudinal associada à parcela do tabuleiro considerada, mantendo uma formulação compatível com o modelo plano desenvolvido no Autodesk Robot.

A área equivalente do tabuleiro foi determinada pela soma da área das vigas consideradas com a área da laje complementar associada:

$$A_{eq} = 3{,}5\, A_{viga} + A_{laje} \tag{38}$$

Através do desenho da secção em Autocad e considerando $A_{viga} = 0{,}72285\ \mathrm{m}^2$ e $A_{laje} = 0{,}968\ \mathrm{m}^2$, obteve-se:

$$A_{eq} = 3{,}5 \times 0{,}72285 + 0{,}968 = 3{,}498\ \mathrm{m}^2 \tag{39}$$

De seguida, foi determinado o centro de gravidade da secção equivalente, tendo em conta a posição do centro de gravidade das vigas e da laje. O centro de gravidade resultante localiza-se a aproximadamente:

$$z_G = 1{,}093\ \mathrm{m} \tag{40}$$

medido a partir da base da viga. Este valor foi utilizado para posicionar o eixo equivalente do tabuleiro no modelo estrutural.

A inércia equivalente foi calculada considerando a contribuição das vigas e da laje, incluindo a translação das respetivas inércias para o centro de gravidade global da secção. Assim obteve-se uma inércia equivalente de:

$$I_{eq} = 1{,}321\ \text{m}^4 \tag{41}$$

Assim, para introdução no Robot, a secção real foi substituída por uma secção retangular equivalente, definida de modo a conservar a área e a inércia da secção simplificada. A altura equivalente foi obtida a partir da expressão:

$$h_{eq} = \sqrt{\frac{12 I_{eq}}{A_{eq}}} \tag{42}$$

resultando em:

$$h_{eq} = 2{,}129\ \text{m} \tag{43}$$

A largura equivalente foi determinada por:

$$b_{eq} = \frac{A_{eq}}{h_{eq}} \tag{44}$$

obtendo-se:

$$b_{eq} = 1{,}643\ \text{m} \tag{45}$$

Desta forma, o tabuleiro foi introduzido no Robot através de uma secção retangular equivalente com $b = 1{,}643$ me $h = 2{,}129$ m, posicionada no respetivo centro de gravidade.

A Tabela 20 sintetiza os principais parâmetros adotados na definição da secção equivalente do tabuleiro.

Tabela 20- Parâmetros geométricos da secção equivalente do tabuleiro.

Grandeza	Valor
Área de uma viga C160	0,72285 m²
Área da laje considerada	0,968 m²
Área equivalente do tabuleiro	3,498 m²
Centro de gravidade da secção equivalente	1,093 m
Inércia equivalente	1,321 m⁴
Altura da secção retangular equivalente	2,129 m
Largura da secção retangular equivalente	1,643 m

Os pilares foram modelados através de elementos verticais de barra, com secção retangular de 1,60 m × 1,20 m e altura de 8 m. Esta geometria foi definida com base na secção transversal dos pilares apresentada nos elementos de projeto e a altura adotada como uma altura mais comum dos elementos.

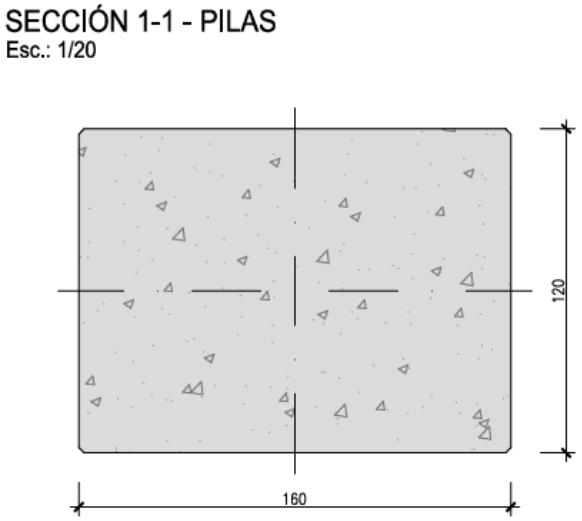


Figura 45- Secção transversal dos pilares do modelo.

Como o tabuleiro foi representado pelo seu eixo equivalente, localizado no centro de gravidade da secção, tornou-se necessário compatibilizar geometricamente esse eixo com o topo dos pilares. Para esse efeito, foram introduzidos elementos auxiliares de elevada rigidez entre o tabuleiro e os pilares. Estes elementos funcionam apenas como elementos de ligação do modelo, permitindo transmitir os esforços entre o eixo do tabuleiro e os pilares sem alterar a idealização global da estrutura.

Importa salientar que estes elementos de elevada rigidez não pretendem representar uma peça estrutural real do viaduto. A sua função é exclusivamente numérica e geométrica, garantindo a ligação entre elementos ao nível dos seus centros geométricos. Por esse motivo, a sua contribuição não deve ser interpretada como massa ou rigidez real adicional da estrutura, mas apenas como uma forma de assegurar a compatibilidade geométrica e estrutural entre o tabuleiro equivalente e os apoios verticais. Esta definição permitiu representar o funcionamento longitudinal global do troço analisado, mantendo uma simplificação adequada para a análise modal inicial.

6.4.4. MATERIAIS CONSIDERADOS

A definição dos materiais foi realizada com o objetivo de atribuir aos elementos estruturais as propriedades mecânicas necessárias à caracterização da sua rigidez. Foram considerados materiais distintos para o tabuleiro, pilares e cabeçais/travessas, de acordo com as resistências características identificadas nos elementos de projeto. O revestimento betuminoso foi considerado apenas através do seu peso volúmico, uma vez que não foi modelado como elemento estrutural resistente.

As resistências características à compressão simples encontravam-se expressas em kg/cm², tendo sido convertidas para MPa. Assim, para o tabuleiro foi considerada uma resistência de 450 kg/cm², correspondente a aproximadamente 44,1 MPa. Para os pilares e cabeçais foi considerada uma resistência de 350 kg/cm², correspondente a aproximadamente 34,3 MPa.

Os módulos de elasticidade foram definidos em função da resistência característica do betão. Assim, foram consideradas as seguintes expressões:

$$E = 4400\sqrt{f_{ck}} \tag{46}$$

para valores de f_{ck} inferiores a 40 MPa, e:

$$E = 2700\sqrt{f_{ck}} + 11000 \tag{47}$$

para valores de f_{ck} superiores a 40 MPa.

A Tabela 21 apresenta as propriedades adotadas para os materiais reais considerados no modelo.

Tabela 21- Propriedades dos materiais reais considerados no modelo.

Elemento	f_{ck} [kg/cm²]	f_{ck} [MPa]	E [MPa]	γ [kN/m³]
Tabuleiro	450	44,1	29819,45	25
Pilares	350	34,3	26872,87	24
Cabeçal/travessa	350	34,3	26872,87	24
Asfalto	-	-	-	22

Para além dos materiais associados aos elementos estruturais reais, foi ainda definido um material auxiliar para as barras de elevada rigidez utilizadas na ligação entre o eixo equivalente do tabuleiro e o topo dos pilares. Este material foi definido com rigidez elevada e peso volúmico nulo. Esta opção permitiu aumentar a rigidez axial e à flexão das barras de ligação, evitando, simultaneamente, a introdução de peso ou massa artificial no modelo. Este aspeto é particularmente importante na análise modal, uma vez que a presença de massa adicional associada a elementos auxiliares alteraria os períodos próprios e conduzir a uma interpretação incorreta do comportamento dinâmico da estrutura.

A Tabela 22 sintetiza as propriedades consideradas para o material auxiliar de elevada rigidez.

Tabela 22- Propriedades da barra rígida.

Propriedade	Valor adotado
Módulo de elasticidade, E	38000 MPa
Coeficiente de Poisson, ν	0,166
Módulo de distorção, G	16300,00
Peso volúmico, γ	0 kN/m³

6.4.5. Cargas Permanentes e Casos de Carga

Após a definição da geometria, das secções e dos materiais, foram introduzidas no modelo as ações permanentes consideradas nesta fase da análise. Estas ações correspondem ao peso próprio dos elementos estruturais reais e à carga associada ao asfalto. A carga de tráfego não foi incluída nesta etapa, uma vez que a sua consideração ficou dependente da definição posterior das combinações de carga e do respetivo enquadramento regulamentar.

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado automaticamente pelo Autodesk Robot Structural Analysis a partir das propriedades dos materiais previamente definidas. Assim, os pesos próprios do tabuleiro, dos pilares e das travessas resultaram diretamente dos pesos volúmicos atribuídos aos respetivos materiais e secções geométricas introduzidas no modelo.

Por outro lado, o asfalto não foi modelado como elemento estrutural resistente. A sua contribuição foi considerada apenas como carga permanente adicional aplicada sobre o tabuleiro. Para esse efeito, a carga do asfalto foi calculada manualmente, admitindo uma largura de influência de 8,80 m, uma espessura de 0,04 m e um peso volúmico de 22 kN/m³:

$$q_{asfalto} = 8{,}80 \times 0{,}04 \times 22 \tag{48}$$

resultando em:

$$q_{asfalto} = 7{,}74\,\text{kN/m} \tag{49}$$

Este valor foi introduzido no Robot como carga distribuída vertical descendente ao longo do elemento longitudinal representativo do tabuleiro.

Importa ainda referir que os elementos auxiliares de elevada rigidez, utilizados para compatibilizar geometricamente o eixo equivalente do tabuleiro com o topo dos pilares, foram definidos com peso volúmico nulo. Desta forma, estes elementos não introduzem peso próprio nem massa artificial no modelo, mantendo a sua função limitada à transmissão de esforços entre os elementos estruturais principais.

Assim, nesta fase, o modelo passou a incluir as ações permanentes necessárias à análise modal inicial: o peso próprio dos elementos estruturais reais e a carga permanente do asfalto, introduzida manualmente como carga distribuída no tabuleiro.

6.4.6. Definição da Massa e Análise Modal Inicial

Após a introdução das cargas permanentes, procedeu-se à definição da massa a considerar na análise modal. Esta etapa permitiu incorporar no modelo a contribuição das massas permanentes da estrutura e determinar posteriormente as suas características dinâmicas.

No modelo, o peso próprio dos elementos estruturais reais foi obtido automaticamente e a única carga adicional convertida em massa foi a do asfalto. Como o asfalto não foi modelado através de um elemento estrutural próprio, mas sim como uma carga distribuída aplicada sobre o tabuleiro, foi necessário recorrer à opção de conversão de carga em massa. Desta forma, a carga distribuída de 7,74 kN/m foi considerada como massa adicional no modelo modal.

De forma simplificada, esta conversão corresponde:

$$m = \frac{q}{g} \tag{50}$$

em que q representa a carga distribuída associada do asfalto e g a aceleração da gravidade. No Robot, este procedimento foi realizado automaticamente através da funcionalidade de conversão de cargas em massa, selecionando o caso de carga correspondente ao asfalto.

A análise modal foi realizada com o objetivo de caracterizar o comportamento dinâmico do modelo antes da aplicação da ação sísmica. A partir desta análise foram determinados os modos de vibração, as frequências e os períodos próprios da estrutura, posteriormente utilizados na análise sísmica.

6.4.7. Definição da Ação Sísmica no Autodesk Robot

Após a verificação inicial do modelo através da análise modal, procedeu-se à criação da ação sísmica no Autodesk Robot Structural Analysis. O objetivo foi preparar o modelo para a avaliação da resposta estrutural sob solicitação sísmica, utilizando uma análise baseada em espetro de resposta.

No Robot, a ação sísmica foi definida através da introdução de um caso sísmico associado a um espetro de resposta. Este procedimento permite que a resposta dinâmica da estrutura seja avaliada a partir dos modos de vibração previamente calculados, combinando a contribuição modal de acordo com o método selecionado no programa. Assim, a análise sísmica ficou dependente da correta definição da massa dinâmica, da análise modal e do espetro regulamentar introduzido.

Uma vez que o modelo desenvolvido corresponde a uma idealização longitudinal do viaduto, a ação sísmica foi aplicada na direção longitudinal da estrutura. No sistema global de eixos adotado no Robot, esta direção corresponde ao eixo X. Assim, a direção da ação sísmica foi definida através dos coeficientes:

$$X = 1, Y = 0, Z = 0 \tag{51}$$

Esta definição significa que a totalidade da ação sísmica considerada atua segundo a direção longitudinal X, não sendo introduzidas componentes nas direções You Z. A direção Y não foi considerada por se tratar de uma análise no plano longitudinal, enquanto a componente vertical Z não foi ativada, uma vez que o objetivo desta fase consistiu em estudar a resposta horizontal da estrutura ao sismo.

Importa salientar que a não consideração da componente vertical não significa ignorar o efeito da gravidade ou das cargas verticais no modelo. Estas encontram-se já representadas através do peso próprio dos elementos estruturais e da carga permanente correspondente ao asfalto.

6.4.8. Espetros de Resposta

A ação sísmica considerada no modelo estrutural foi definida no Autodesk Robot Structural Analysis através da introdução manual de um espetro de resposta. Este espetro corresponde ao espetro regulamentar adotado para o caso de estudo, cuja definição, parâmetros e enquadramento são apresentados de forma detalhada no capítulo relativo à caracterização da ação sísmica.

Desta forma esta ação foi implementada no modelo sem se recorrer aos espetros automáticos disponíveis no programa, tendo-se optado pela introdução manual dos valores de aceleração espetral. Para esse efeito, os valores do espetro foram previamente calculados e convertidos para unidades de aceleração em m/s^2, de modo a serem compatíveis com as unidades utilizadas no modelo.

De modo a complementar esta análise, foi definido um segundo caso sísmico utilizando um espetro de resposta real, obtido a partir de um dos sinais associados ao sismo de 2017 após a sua propagação através do perfil geotécnico S1-V4 no STRATA. Os valores de aceleração espetral correspondentes foram igualmente introduzidos manualmente no Robot, permitindo avaliar a resposta estrutural associada às condições locais do terreno e compará-la diretamente com a obtida para o espetro regulamentar.

Assim, a consideração destes dois espetros permite, assim, avaliar em que medida a resposta sísmica local pode alterar as solicitações estruturais relativamente às previstas pela ação regulamentar.

6.4.9. Combinação Modal e Combinações de Carga

Após a definição da ação sísmica através do espetro de resposta, foi necessário estabelecer o procedimento de combinação da resposta modal no Autodesk Robot Structural Analysis. Uma vez que a análise por espetro de resposta conduz à obtenção da resposta estrutural em cada modo de vibração, torna-se necessário combinar essas contribuições modais para estimar a resposta global da estrutura.

No presente modelo, a combinação modal foi realizada através do método CQC (*Complete Quadratic Combination*). Este método foi adotado por ser adequado para estruturas em que possam existir modos de vibração com frequências próximas, permitindo considerar a correlação entre respostas modais. Desta forma, a resposta sísmica global obtida no Robot resulta da combinação das contribuições dos diferentes modos de vibração considerados na análise.

Para além da combinação modal, foram introduzidas combinações de carga específicas para a análise sísmica. Estas combinações tiveram como base as ações permanentes consideradas, em conjunto com a ação sísmica definida pelo espetro de resposta na direção longitudinal.

Assim, foram consideradas quatro combinações principais, correspondentes à combinação dos valores máximos e mínimos das ações permanentes com os sentidos positivo e negativo da ação sísmica. As combinações introduzidas no Robot foram as seguintes:

Tabela 23- Combinações de carga introduzidas no modelo para análise sísmica.

Combinação	Expressão considerada
COMB_Max_positiva	$1{,}30PP + 1{,}30Asfalto + 1{,}30S$
COMB_Max_negativa	$1{,}30PP + 1{,}30Asfalto - 1{,}30S$
COMB_Min_positiva	$0{,}98PP + 0{,}98Asfalto + 1{,}30S$
COMB_Min_negativa	$0{,}98PP + 0{,}98Asfalto - 1{,}30S$

Nas expressões apresentadas, PP corresponde ao peso próprio dos elementos estruturais, $Asfalto$ à carga permanente associada ao revestimento betuminoso e S à ação sísmica definida através do espetro de resposta regulamentar. A consideração dos sinais positivo e negativo da ação sísmica permite avaliar a resposta da estrutura para os dois sentidos de atuação do sismo na direção longitudinal.

A carga de tráfego não foi incluída nestas combinações, uma vez que, nas combinações que consideram a ação sísmica, o coeficiente de combinação associado ao tráfego assume valor nulo. Assim, tendo em conta que a análise desenvolvida neste modelo incide sobre a resposta sísmica da estrutura, a ação do tráfego não contribui para as combinações adotadas nesta fase. Por esse motivo, foram consideradas apenas as ações permanentes.

6.5. CONSIDERAÇÃO SIMPLIFICADA DA INTERAÇÃO SOLO-FUNDAÇÃO-ESTRUTURA

6.5.1. DETERMINAÇÃO E IMPLEMENTAÇÃO DAS RIGIDEZES EQUIVALENTES DA FUNDAÇÃO

A análise estrutural inicialmente desenvolvida no Autodesk Robot Structural Analysis considerou os apoios na base dos pilares como encastrados. De forma a introduzir, numa fase complementar, a deformabilidade da fundação, estes apoios rígidos foram substituídos por apoios elásticos equivalentes.

A formulação adotada para a representação simplificada da resposta das fundações por estacas foi definida com base na abordagem apresentada por Di Laora e Rovithis [37], tendo sido adaptada às características geométricas das estacas e às propriedades do terreno consideradas no presente estudo.

A fundação é constituída por 44 estacas com 20 m de comprimento útil. Atendendo a que o modelo desenvolvido no Robot corresponde a uma idealização bidimensional longitudinal da estrutura, considerou-se que cada apoio representado no modelo corresponde a metade do grupo real de estacas. Assim, foi adotado:

$$n_p = \frac{44}{2} = 22\ estacas \tag{52}$$

A rigidez equivalente de cada apoio foi obtida através da soma das rigidezes das estacas consideradas em paralelo:

$$K_{\text{grupo}} = n_p\, K_{\text{estaca}} \tag{53}$$

As estacas apresentam uma secção quadrada exterior de $0{,}45 \times 0{,}45$ m e, para a determinação da rigidez horizontal, foi considerada a secção quadrada bruta, desprezando-se o furo longitudinal existente no seu interior.

O módulo de elasticidade considerado para o betão da estaca foi:

$$E_p = 25\,769{,}1 \text{ MPa} \tag{54}$$

e o momento de inércia da secção quadrada foi calculado:

$$I_p = \frac{b^4}{12} = \frac{0,45^4}{12} = 3{,}417 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \tag{55}$$

A determinação das propriedades do solo utilizadas no cálculo das molas foi realizada a partir de resultados obtidos no STRATA para o perfil S1-V4. Assim foi adotada uma massa volúmica:

$$\rho_s = 1223{,}24 \text{ kg/m}^3 \tag{56}$$

e um coeficiente de Poisson:

$$\nu_s = 0{,}45 \tag{57}$$

A rigidez dinâmica do solo foi determinada através da Equação (14) utilizando-se os valores finais de V_s da análise realizada no STRATA.

Para a determinação da rigidez horizontal, considerou-se uma zona ativa da estaca da ordem de:

$$L_a \approx 10D \tag{58}$$

Atendendo a que esta relação é expressa em função do diâmetro da estaca, foi necessário compatibilizar a geometria quadrada da secção real com uma geometria circular equivalente. Para esse efeito, adotou-se uma secção circular com a mesma área da secção quadrada, obtendo-se um diâmetro equivalente.

$$0{,}45^2 = \frac{\pi * \mathrm{D}_{\mathrm{eq}}^2}{4} \approx \mathrm{D}_{\mathrm{eq}} = 0{,}508 \text{ m} \tag{59}$$

obtém-se:

$$L_a \approx 5{,}08 \text{ m} \tag{60}$$

Este comprimento está totalmente inserido na unidade B1 do perfil S1–V4, cuja espessura é superior à zona ativa considerada. Assim o terreno foi idealizado como aproximadamente homogéneo e representativo da unidade B1. Para essa unidade foi adotado o valor final de $V_s$correspondente aproximadamente à sua zona central:

$$V_s = 72 \text{ m/s} \tag{61}$$

resultando:

$$G_s = \rho_s V_s^2 = 1223{,}24 \times 72{,}08184^2 = 6{,}36 \text{ MPa} \tag{62}$$

Deste modo, a rigidez horizontal distribuída do solo foi considerada igual a:

$$k = 2 * G_s \tag{63}$$

Obtendo-se:

$$k = 2 \times 6{,}36 = 12{,}72\ MPa \tag{64}$$

A resposta lateral da estaca foi representada através de uma idealização de Winkler. Para esta formulação definiu-se o parâmetro:

$$\lambda = \left(\frac{k}{4E_p I_p}\right)^{1/4} \tag{65}$$

Substituindo os valores anteriormente definidos obtém-se aproximadamente:

$$\lambda = \left[\frac{1{,}272 \times 10^7}{4 \times 2{,}57691 \times 10^{10} \times 3{,}417 \times 10^{-3}}\right]^{1/4} \approx 0{,}436 \text{ m}^{-1} \tag{66}$$

Para:

$$L = 20m \tag{67}$$

a rigidez horizontal de uma estaca foi determinada através da expressão:

$$\mathrm{K_{H,estaca}} = 4\mathrm{E_p I_p}\lambda^3 \frac{\sin(2\lambda \mathrm{L}) + \sinh(2\lambda \mathrm{L})}{2 + \cos(2\lambda \mathrm{L}) + \cosh(2\lambda \mathrm{L})} \tag{68}$$

resultando em:

$$\mathrm{K_{H,estaca}} = 2{,}916 \times 10^7 \text{ N/m} \tag{69}$$

Para o conjunto de 22 estacas associado a cada apoio do modelo:

$$\mathrm{K_{H,grupo}} = 22 * \mathrm{K_{H,estaca}} \tag{70}$$

obtendo-se:

$$K_{H,\mathrm{grupo}} = 6{,}41605 \times 10^8 \text{ N/m} = 641\,605 \text{ kN/m} \tag{71}$$

No caso da componente vertical, a interação entre a estaca e o terreno desenvolve-se ao longo de uma parcela significativa do fuste. Por este motivo, em vez de se utilizar um único valor representativo da camada superficial, os valores finais de V_s obtidos ao longo dos 20 m de comprimento útil da estaca foram convertidos, ponto a ponto, em módulos de distorção através de:

$$G(z) = \rho_s V_s^2(z) \tag{72}$$

De seguida, foi determinado um valor médio ao longo do comprimento da estaca:

$$G^{av} = \frac{1}{L}\int_0^L G\,(z)\,dz \tag{73}$$

obtendo-se:

$$G^{av} \approx 8{,}69 \text{ MPa} \tag{74}$$

A formulação utilizada para a rigidez vertical é definida para uma estaca de secção circular. Assim, foi utilizado o valor D_{eq} determinado anteriormente.

Consequentemente:

$$r_d = \frac{D_{eq}}{2} \tag{75}$$

$$r_d \approx 0{,}254 \text{ m} \tag{76}$$

O raio de influência do terreno foi aproximado por:

$$r_m = 2L(1 - \nu_s) \tag{77}$$

resultando:

$$r_m = 2 \times 20 \times (1 - 0{,}45) = 22\, m \tag{78}$$

Foi então definido:

$$\xi_v = \ln\left(\frac{r_m}{r_d}\right) \tag{79}$$

obtendo-se:

$$\xi_v \approx 4{,}462 \tag{80}$$

A rigidez vertical de uma estaca foi calculada através de:

$$K_{V,\text{estaca}} = \frac{2\pi L G^{av}}{\xi_v} \tag{81}$$

resultando:

$$K_{V,\text{estaca}} \approx 2{,}448 \times 10^8 \text{ N/m} \tag{82}$$

Para 22 estacas:

$$K_{V,\text{grupo}} = 22 * K_{V,\text{estaca}} \tag{83}$$

obtendo-se:

$$K_{V,\text{grupo}} = 5{,}386 \times 10^9 \text{ N/m} \approx 5\,384\,321 \text{ kN/m} \tag{84}$$

As rigidezes equivalentes horizontal e vertical foram posteriormente introduzidas nos nós correspondentes à base dos pilares no modelo estrutural e os graus de liberdade translacionais anteriormente encastrados nas direções longitudinal e vertical foram substituídos pelas rigidezes elásticas K_X e K_Z. Assim, a geometria, os materiais, as massas, as cargas e os restantes parâmetros do modelo estrutural foram mantidos inalterados, sendo a modificação das condições de apoio a única alteração introduzida relativamente ao modelo de referência.

6.5.2. Consideração da interação cinemática através da redução do espetro regulamentar

A introdução das rigidezes equivalentes da fundação permite considerar a deformabilidade do sistema solo-estacas na resposta estrutural. Contudo, este procedimento não contempla a possível alteração do movimento sísmico entre o terreno em campo livre e a fundação. Em fundações profundas, a diferença de rigidez entre as estacas e o solo envolvente pode impedir que estas acompanhem integralmente as deformações do terreno, sobretudo para componentes do movimento associadas a menores comprimentos de onda e, consequentemente, a frequências mais elevadas.

Este fenómeno corresponde ao efeito de filtragem cinemática das estacas e existem estudos que demonstram que o movimento na cabeça das estacas pode apresentar amplitudes inferiores às observadas no terreno em campo livre, sendo este efeito particularmente relevante em solos moles. A avaliação simplificada da interação cinemática das estacas foi desenvolvida com base na metodologia proposta por Di Laora e de Sanctis [38] , destinada a representar o efeito de filtragem exercido pelas estacas sobre o movimento sísmico transmitido à fundação.

A capacidade da estaca para acompanhar o movimento do terreno depende, entre outros fatores, da sua dimensão e da rigidez relativa entre a estaca e o solo. Para caracterizar esta relação, os autores definem um comprimento característico da estaca, λ_p, dado por:

$$\lambda_p = D_{eq}\left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{1/4} \tag{85}$$

em que D_{eq} corresponde ao diâmetro equivalente da estaca, E_p ao módulo de elasticidade da estaca e E_s ao módulo de Young do solo.

O módulo de Young do solo foi determinado a partir do módulo de distorção anteriormente calculado e do coeficiente de Poisson, através da relação:

$$E_s = 2G_s(1+\nu_s) \tag{86}$$

Substituindo os valores definidos no subcapítulo anterior:

$$E_s = 2 \times 6{,}36 \times (1+0{,}45) \approx 18{,}444 \text{ MPa} \tag{87}$$

Consequentemente:

$$\lambda_p = 0{,}50777\left(\frac{25769{,}1}{18{,}444}\right)^{1/4} = 3{,}104\text{m} \tag{88}$$

Na análise de movimentos sísmicos reais, a intensidade da filtragem depende também do conteúdo em frequência do registo. Contudo, para a formulação simplificada destinada à redução de espetros de projeto condensam os resultados obtidos para os diferentes movimentos sísmicos através da adoção de uma frequência circular média:

$$\omega_{s,av} = 10 \text{ rad/s} \tag{89}$$

Com base neste valor, é definido o parâmetro:

$$\Gamma_{t1} = \left[1,+015\frac{\omega_s \lambda_p}{V_s}\right]^{-1} \tag{90}$$

Substituindo:

$$\Gamma_{t1} = \left[1,+015\frac{10 \times 3,104}{72,08184}\right]^{-1} \approx 0,9393 \tag{91}$$

O segundo parâmetro é definido por:

$$\Gamma_{t2} = 2,5\Gamma_{t1} - 1,5 \tag{92}$$

resultando:

$$\Gamma_{t2} = 2,5 \times 0,9393 - 1,5 \approx 0,8483 \tag{93}$$

Na formulação média proposta para a redução dos espetros de projeto, estes parâmetros correspondem aos valores característicos da razão entre a aceleração espetral na fundação e a correspondente aceleração em campo livre:

$$\xi_0 = 1,71 * \Gamma_{t1} - \ 0,64 \approx 0,9662 \tag{94}$$

$$\xi_{\min} = 0,91 * \Gamma_{t2} \approx 0,7719 \tag{95}$$

O valor de $\xi_{\min}$ corresponde ao mínimo da função de redução e traduz, para o caso analisado, uma redução máxima teórica de aproximadamente:

$$1 - \xi_{\min} = 1 - 0,7719 = 0,2280 = 22,80\% \tag{96}$$

A localização desta redução no domínio dos períodos é definida através de dois períodos característicos, $T_{\min}$ e T_{crit}. O primeiro corresponde ao período para o qual ocorre o valor mínimo da razão espetral e é determinado por:

$$T_{\min} = 12\frac{D_{eq}}{V_s} \tag{97}$$

Substituindo obtivemos:

$$T_{\min} = 12\,\frac{0{,}50777}{72{,}08184} = 0{,}0845 \text{ s} \tag{98}$$

O período crítico, a partir do qual o efeito de filtragem é considerado desprezável, é definido por:

$$T_{\text{crit}} = 3{,}5T_{\min} \tag{99}$$

resultando:

$$T_{\text{crit}} = 3{,}5 \times 0{,}0845 = 0{,}2959 \text{ s}$$

Assim é possível definir o fator de redução $\xi(T)$ em função do período estrutural. Para períodos inferiores ou iguais a $T_{\min}$, considera-se:

$$\xi(T) = \xi_0 - (\xi_0 - \xi_{\min})\left(\frac{T}{T_{\min}}\right)^2 T \leq T_{\min} \tag{100}$$

Para períodos compreendidos entre $T_{\min}$ e T_{crit}:

$$\xi(T) = 1 - (1 - \xi_{\min})\left(\frac{T_{\text{crit}} - T}{T_{\text{crit}} - T_{\min}}\right)^2 T_{\min} \leq T \leq T_{\text{crit}} \tag{101}$$

Finalmente, para períodos iguais ou superiores a T_{crit}, admite-se que o efeito de filtragem deixa de ser significativo:

$$\xi(T) = 1 * T \geq T_{\text{crit}} \tag{102}$$

O espetro regulamentar reduzido foi posteriormente determinado, período a período, através do produto entre a aceleração espetral original e o respetivo fator de redução:

$$S_{a,\mathrm{red}}(T) = \xi(T)\, S_{a,\mathrm{reg}}(T) \tag{103}$$

O espetro assim obtido foi considerado como elemento complementar na avaliação da interação cinemática.

7. ANÁLISE DE RESULTADOS

7.1. ANÁLISE GEOTÉCNICA

7.1.1. PERFIS GEOTÉCNICOS ANALISADOS

Na sequência do procedimento de seleção descrito no Capítulo 2, foram considerados sete perfis geotécnicos representativos das condições identificadas ao longo do desenvolvimento do viaduto. Estes perfis constituíram a base para a definição dos modelos introduzidos no programa STRATA e, consequentemente, para a análise comparativa da resposta sísmica local.

Os casos selecionados abrangem diferentes posições ao longo da obra (viadutos V1, V2 e V3), permitindo considerar a variabilidade geotécnica existente entre diferentes zonas do traçado. As profundidades investigadas vão aproximadamente até aos 40 m, garantindo, de forma geral, a caracterização dos depósitos de solo até às cotas consideradas relevantes para a construção dos modelos de cálculo.

Os sete perfis geotécnicos selecionados, anteriormente identificados na Tabela 10 encontram-se representados nas Figura 46 e Figura 47. Estas figuras apresentam os excertos dos perfis geotécnicos correspondentes aos sete pontos de investigação selecionados, permitindo observar a sucessão das unidades geotécnicas e a posição dos ensaios considerados em cada caso.

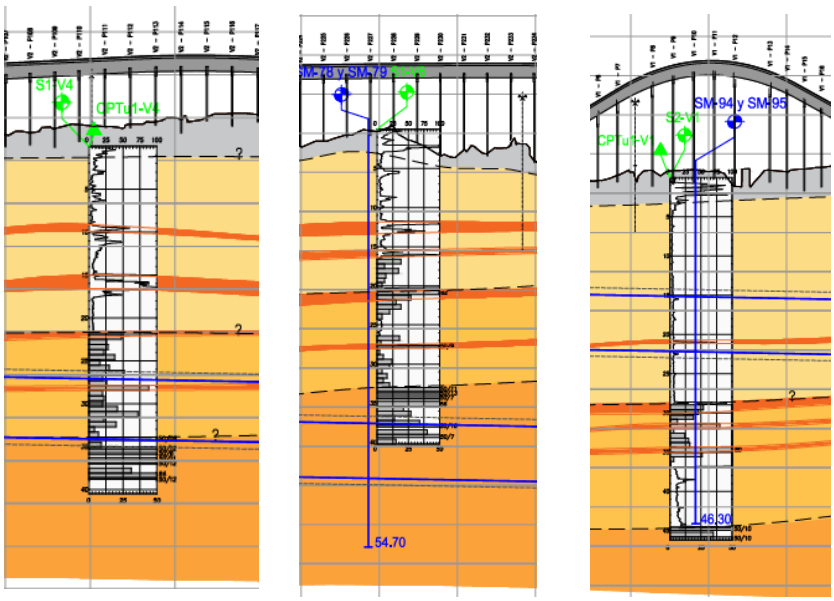


Figura 46- Perfis geotécnicos selecionados S1-V4, S1-V6 e S2-V1.

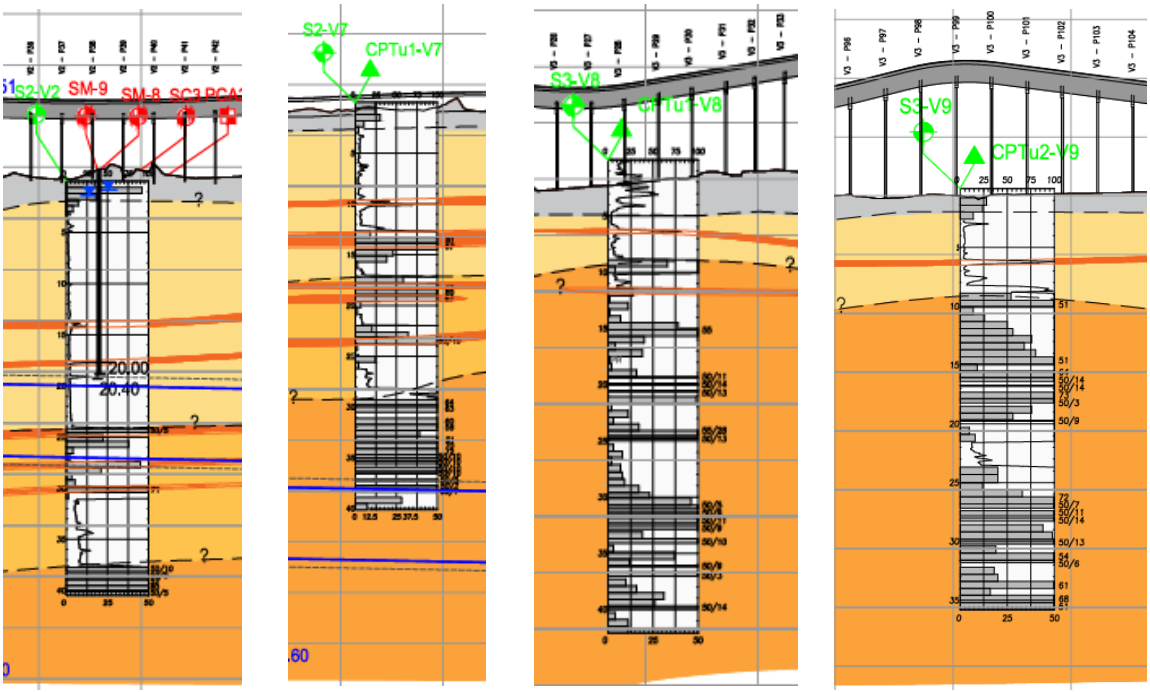


Figura 47- Perfis geotécnicos selecionados S2-V2, S2-V7, S3-V8 e S3-V9.

Apesar de os perfis apresentarem uma organização estratigráfica geral semelhante, observam-se diferenças na profundidade dos contactos entre unidades, na espessura dos estratos e na profundidade total investigada. Esta comparação visual constitui, contudo, apenas um primeiro enquadramento dos casos estudados.

7.1.2 Análise dos Perfis Geotécnicos

A caracterização dos sete perfis foi efetuada individualmente, tendo em consideração a sucessão das unidades geotécnicas e a evolução dos parâmetros determinados ao longo da profundidade. Esta abordagem permite identificar as principais particularidades de cada ponto de investigação e compreender as diferenças existentes entre os modelos geotécnicos considerados na análise da resposta sísmica local.

Para cada perfil, são analisados os valores de resistência de ponta, q_c, resistência não drenada, C_u, e velocidade de propagação das ondas de corte, V_s, bem como a informação proveniente dos ensaios CPT e SPT. A interpretação incide sobretudo na identificação de níveis com características distintas, nas transições entre unidades geotécnicas e na evolução da resistência e da rigidez com a profundidade.

As tabelas detalhadas utilizadas na construção dos perfis de cálculo apresentam os parâmetros determinados em intervalos de 0,50 m. A análise desenvolvida neste capítulo pretende destacar as tendências e as características mais relevantes de cada perfil.

7.1.2.1. Perfil S1-V4

O perfil S1-V4 foi caracterizado até à profundidade de 40,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1, B2 e C. A unidade superficial A vai até cerca de 1,0 m de profundidade, seguindo-se a unidade B1, que ocupa a maior parte da coluna de solo até aproximadamente 21,5 m. Entre 22,0 e 33,5 m encontra-se a unidade B2, enquanto a unidade C foi considerada a partir dos 34,0 m até ao final do perfil analisado. Na Tabela 24 podemos observar a síntese dos valores obtidos na análise.

Tabela 24- Síntese análise geotécnica por camada no ensaio S1-V4.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	Y (kN/m3)
A	0,0-1,0	-	-	12
B1	1,5-8,5	0,21-0,35	16,2-26,9	12
X	9,0-9,5	4,5	-	12
B1	10,0-14,5	0,28-0,37	21,5-28,5	12
X	15,0-16,0	5	-	12
B1	16,5-21,0	0,24-0,33	18,5-25,4	12
X	21,5	2	-	12
B2	22,0-27,5	0,45-0,56	34,6-43,1	12
X	28,0-28,5	1,5	-	12
B2	29,0-33,5	0,50-0,60	38,5-45,4	12
C	34,0-40,0	1,7	130,8	20

A unidade B1 encontra-se presente entre 1,5 e 21,0 m de profundidade, embora seja interrompida por algumas camadas X. Nos troços correspondentes a esta unidade, os valores de q_c variam, de forma geral, entre 0,21 e 0,37 MPa, resultando em valores de C_u compreendidos aproximadamente entre 16 e 28 kPa. A análise destes parâmetros conduziu à classificação do material como argila mole.

A unidade B2 desenvolve-se entre 22,0 e 33,5 m, sendo igualmente interrompida por uma camada intercalar. Nesta unidade, os valores de q_c situam-se, de forma geral, entre 0,45 e 0,60 MPa, correspondendo a valores de C_u compreendidos entre aproximadamente 35 e 45 kPa. Comparativamente com a unidade B1, verifica-se um aumento da resistência, refletido na classificação do material como argila rija.

A partir dos 34,0 m foi considerada a unidade C, para a qual se adotou um valor constante de q_c igual a 1,70 MPa. A aplicação da relação anteriormente apresentada conduziu a um valor de C_u de aproximadamente 130,8 kPa. Esta unidade apresenta, assim, uma resistência consideravelmente superior à das camadas argilosas sobrejacentes, tendo sido igualmente classificada como argila rija.

Para além destas unidades, foram identificadas camadas X cuja caracterização não resultou dos valores de referência definidos para B1, B2 e C. Nos intervalos entre 9,0 e 9,5 m e entre 15,0 e 16,0 m, os valores de q_c foram lidos diretamente no gráfico do ensaio CPT. Foram adotados valores de 4,50 MPa e 5,00 MPa, respetivamente, substancialmente superiores aos da unidade B1 envolvente. Com base nestes valores, ambos os níveis foram classificados como solo compacto. Por sua vez, as camadas situadas aos 21,5 m e entre 28,0 e 28,5 m foram caracterizadas a partir dos resultados do ensaio SPT. Nestes intervalos, a classificação foi realizada com base no número de pancadas registado, após a aplicação das correções necessárias para a obtenção do parâmetro normalizado $(N_1)_{60}$. Os resultados conduziram, em ambos os casos, à classificação dos materiais como mediamente compactos. Todas as classificações por camada encontram-se representadas na Tabela 25.

Tabela 25- Classificação do solo por camada.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	1,5-8,5	Coesivo	Argila mole
X	9,0-9,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica.	Solo compacto
B1	10,0-14,5	Coesivo	Argila mole
X	15,0-16,0	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica.	Solo compacto
B1	16,5-21,0	Coesivo	Argila mole
X	21,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica.	Mediamente compacto
B2	22,0-27,5	Coesivo	Argila rija
X	28,0-28,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica.	Mediamente compacto
B2	29,0-33,5	Coesivo	Argila rija
C	34,0-40,0	Coesivo	Argila rija

Após a caracterização e classificação das diferentes unidades e camadas, procedeu-se à determinação da velocidade de propagação das ondas de corte, V_S, parâmetro utilizado para representar a rigidez dinâmica dos materiais no modelo desenvolvido no programa STRATA.

Para a construção do modelo no STRATA, os valores calculados em cada troço foram substituídos por um valor médio representativo. A Tabela 26 apresenta a síntese dos resultados obtidos para o perfil S1-V4.

Tabela 26- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S1-V4.

Intervalo (m)	Camada	V_s médio (m/s)	V_s adotado (m/s)
0,0-9,0	B1	82,52	83
9,0-10,0	X	165,59	166
10,0-15,0	B1	85,78	86
15,0-16,5	X	170,01	170
16,5-21,5	B1	82,99	83
21,5-22,0	X	237,58	238
22,0-28,0	B2	95,80	96
28,0-29,0	X	217,83	218
29,0-34,0	B2	97,66	98
34,0-40,0	C	129,82	130

De uma forma geral, o perfil S1-V4 apresenta unidades argilosas com velocidades relativamente reduzidas, interrompidas por camadas consideravelmente mais rígidas. Os valores adotados nas unidades B1 e B2 permanecem inferiores a 100 m/s, aumentando para 130 m/s na unidade C, enquanto nas camadas intercalares variam entre 166 e 238 m/s. Esta alternância introduz contrastes de rigidez ao longo da coluna de solo, cuja influência será posteriormente avaliada através dos resultados da propagação sísmica obtidos no STRATA.

7.1.2.2. Perfil S1-V6

O perfil de cálculo S1-V6 foi caracterizado até à profundidade de 40,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1, B2 e C. A unidade superficial A foi representada até aos 3,0 m de profundidade, seguindo-se a unidade B1, distribuída entre os 3,5 e 15,0 m. A unidade B2 desenvolve-se entre 16,5 e 31,5 m, enquanto a unidade C foi considerada a partir dos 32,0 m até ao final do perfil analisado. Na Tabela 27 apresenta-se a síntese dos valores de resistência adotados para o perfil S1-V6.

Tabela 27- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S1-V6.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	Y (kN/m³)
A	0,0-3,0	-	-	12
B1	3,5-11,5	0,21-0,35	15,8-27,2	12
X	12,0-13,0	2,45	-	12
B1	13,5-15,0	0,27-0,30	21,1-23,4	12
X	15,5-16,0	2,94	-	12
B2	16,5-20,5	0,45-0,53	34,7-40,7	12
X	21,0-22,0	-	-	12
B2	22,5-26,5	0,49-0,57	37,7-43,8	12
X	27,0	-	-	12
B2	27,5-31,5	0,54-0,62	41,5-47,5	12
C	32,0-40,0	1,58-1,74	121,5-133,6	20

A unidade B1 encontra-se representada em dois troços, entre 3,5 e 11,5 m e entre 13,5 e 15,0 m. No primeiro troço, os valores de q_c variam entre aproximadamente 0,21 e 0,35 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 16 e 27 kPa. A análise conjunta destes parâmetros conduziu à classificação do material como argila mole a média. No segundo troço, os valores de q_c situam-se entre aproximadamente 0,27 e 0,30 MPa, enquanto C_u varia entre cerca de 21 e 23 kPa, tendo o material sido classificado como argila mole.

A unidade B2 desenvolve-se em três troços, separados por camadas intercalares. Entre 16,5 e 20,5 m, os valores de $q_c$variam entre aproximadamente 0,45 e 0,53 MPa, resultando em valores de C_u compreendidos entre cerca de 35 e 41 kPa. Entre 22,5 e 26,5 m, $q_c$aumenta de aproximadamente 0,49 para 0,57 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 38 e 44 kPa. No troço inferior, compreendido entre 27,5 e 31,5 m, foram obtidos valores de q_c entre aproximadamente 0,54 e 0,62 MPa e de C_u entre cerca de 42 e 48 kPa. Os três troços foram classificados como argila média, verificando-se um aumento gradual da resistência com a profundidade.

A partir dos 32,0 m foi considerada a unidade C. Nesta unidade, os valores de q_c aumentam progressivamente de aproximadamente 1,58 para 1,74 MPa, enquanto os valores de C_u variam entre cerca de 122 e 134 kPa. O peso volúmico aumenta de 12 para 20kN/m^3. A unidade C apresenta, assim, uma resistência significativamente superior à das unidades B1 e B2 e é classificada como argila rija a muito rija.

Para além das unidades principais, foram identificadas duas camadas X cujos valores de q_c foram lidos diretamente no gráfico do ensaio CPT. A primeira camada situa-se entre 12,0 e 13,0 m, tendo sido adotado um valor de q_c igual a 2,45 MPa. A segunda desenvolve-se entre 15,5 e 16,0 m, com um valor de q_c de 2,94 MPa. Estes valores são superiores aos definidos para a unidade B1 envolvente, tendo ambas as camadas sido classificadas como solo compacto. As camadas X situadas entre 21,0 e 22,0 m e à profundidade de 27,0 m foram caracterizadas a partir dos resultados do ensaio SPT. Os resultados conduziram à classificação da primeira camada como solo denso e da segunda como solo medianamente

compacto. Todas as classificações atribuídas às diferentes unidades e camadas intercalares encontram-se sintetizadas na Tabela 28.

Tabela 28- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S1-V6.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	3,5-11,5	Coesivo	Argila mole a média
X	12,0-13,0	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	13,5-15,0	Coesivo	Argila mole
X	15,5-16,0	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B2	16,5-20,5	Coesivo	Argila média
X	21,0-22,0	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo denso
B2	22,5-26,5	Coesivo	Argila média
X	27,0	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo medianamente compacto
B2	27,5-31,5	Coesivo	Argila média
C	32,0-40,0	Coesivo	Argila rija a muito rija

Após a caracterização e classificação das diferentes unidades e camadas intercalares, procedeu-se à determinação da velocidade de propagação das ondas de corte, V_S, utilizada para representar a rigidez dinâmica dos materiais no modelo desenvolvido no programa STRATA. Os valores de V_S foram inicialmente calculados ao longo da profundidade, mantendo-se a discretização de 0,50 m adotada no tratamento dos dados. Posteriormente, para cada troço do modelo, foi determinado um valor médio, a partir do qual se definiu o valor de V_S efetivamente introduzido no STRATA. A Tabela 23 sintetiza os resultados obtidos para o perfil S1-V6.

Tabela 29- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S1-V6.

Intervalo (m)	Camada	V_S médio (m/s)	V_S adotado (m/s)
0,0-12,0	B1	82,41	85
12,0-13,5	X	142,28	143
13,5-15,5	B1	83,38	84
15,5-16,5	X	121,05	122
16,5-21,0	B2	95,12	96
21,0-22,5	X	251,87	252
22,5-27,0	B2	96,97	97
27,0-27,5	X	236,45	237
27,5-32,0	B2	99,15	100
32,0-40,0	C	128,90	129

.

De forma geral, o perfil S1-V6 apresenta unidades coesivas com velocidades das ondas de corte relativamente reduzidas, variando entre cerca de 84 e 100 m/s nas unidades B1 e B2 e aumentando para 129 m/s na unidade C. Estes materiais são interrompidos por camadas mais rígidas, com valores entre 122 e 143 m/s nos níveis identificados pelo CPT e superiores a 230 m/s nas camadas caracterizadas pelo SPT. Esta alternância introduz contrastes significativos de rigidez ao longo da coluna de solo, cuja influência será posteriormente considerada na interpretação da propagação e amplificação do movimento sísmico obtidas no STRATA.

7.1.2.3. Perfil S2-V1

O perfil de cálculo S2-V1 foi caracterizado até à profundidade de 45,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1, B2 e C. A unidade superficial A foi considerada até aos 3,0 m de profundidade, seguindo-se a unidade B1, distribuída por dois troços entre 3,5 e 28,0 m. A unidade B2 desenvolve-se, também de forma descontínua, entre 30,0 e 44,5 m, enquanto a unidade C foi considerada a partir dos 45,0 m, correspondendo à base do perfil de cálculo. Ao longo da coluna de solo foram ainda identificadas quatro camadas intercalares, caracterizadas com base nos resultados dos ensaios CPT ou SPT. Na Tabela 30 apresenta-se a síntese dos valores de resistência adotados para o perfil S2-V1.

Tabela 30- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S2-V1.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	ϒ (kN/m³)
A	0,0-3,0	-	-	12
B1	3,5-20,5	0,12-0,45	9,1-34,7	12
X	21,0-21,5	1,96	-	12
B1	22,0-28,0	0,29-0,41	22,6-31,7	12
X	28,5-29,5	-	-	12
B2	30,0-31,0	0,48-0,50	37,0-38,5	12
X	31,5	-	-	12
B2	32,0-33,5	0,49-0,52	37,7-40,0	12
X	34,0-34,5	-	-	12
B2	35,0-44,5	0,52-0,71	40,0-54,3	12
C	45,0	1,67	128,3	20

A unidade B1 encontra-se representada em dois troços. No primeiro, compreendido entre 3,5 e 20,5 m, os valores de q_c aumentam progressivamente de aproximadamente 0,12 para 0,45 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 9 e 35 kPa. A variação observada traduz um aumento gradual da resistência com a profundidade, tendo o material sido classificado como argila mole a média. Após a primeira camada intercalar, a unidade B1 volta a desenvolver-se entre 22,0 e 28,0 m. Neste troço, os valores de q_c variam entre aproximadamente 0,29 e 0,41 MPa, enquanto C_u se situa entre cerca de 23 e 32 kPa. Apesar do aumento progressivo dos parâmetros, os valores permanecem inferiores aos observados no final do primeiro troço, conduzindo à classificação do material como argila mole.

A unidade B2 encontra-se dividida em três troços devido à presença de camadas intercalares. Entre 30,0 e 31,0 m, os valores de q_c variam aproximadamente entre 0,48 e 0,50 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 37 e 38 kPa. Entre 32,0 e 33,5 m, foram obtidos valores de q_c compreendidos entre aproximadamente 0,49 e 0,52 MPa e valores de C_u entre cerca de 38 e 40 kPa. Ambos os troços foram classificados como argila média. No troço inferior da unidade B2, compreendido entre 35,0 e 44,5 m, observa-se um aumento progressivo de q_c, desde aproximadamente 0,52 até 0,71 MPa. Os valores de C_u aumentam, de forma correspondente, de cerca de 40 para 54 kPa. Esta evolução traduz um aumento da consistência do material com a profundidade, tendo o troço sido classificado como argila média a rija.

A unidade C foi considerada a partir dos 45,0 m, tendo sido adotado um valor de $q_c$de aproximadamente 1,67 MPa e um valor de C_u de cerca de 128 kPa. O peso volúmico considerado aumenta igualmente de 12 para 20 kN/m^3. Esta unidade apresenta, assim, uma resistência significativamente superior à das unidades sobrejacentes, tendo sido classificada como argila rija.

Para além das unidades principais, foi identificada uma camada X mais rígidas entre 21,0 e 21,5 m, cujo valor de q_c foi lido diretamente no gráfico do ensaio CPT. Para este nível foi adotado um valor de aproximadamente 1,96 MPa, superior aos valores da unidade B1 envolvente. Com base na resistência de ponta obtida, a camada foi classificada como solo compacto. As restantes camadas X, localizadas entre 28,5 e 29,5 m, aos 31,5 m e entre 34,0 e 34,5 m, foram caracterizadas com base nos resultados do ensaio SPT. Em todos os casos, os resultados conduziram à classificação dos materiais como medianamente compactos. Todas as classificações atribuídas às diferentes unidades e camadas intercalares encontram-se sintetizadas na Tabela 31.

Tabela 31- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S2-V1.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	3,5-20,5	Coesivo	Argila mole a média
X	21,0-21,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	22,0-28,0	Coesivo	Argila mole
X	28,5-29,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Medianamente compacto
B2	30,0-31,0	Coesivo	Argila média
X	31,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Medianamente compacto
B2	32,0-33,5	Coesivo	Argila média
X	34,0-34,5	Partículas de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Medianamente compacto
B2	35,0-44,5	Coesivo	Argila média a rija
C	45,0	Coesivo	Argila rija

Após a caracterização e classificação das diferentes unidades e camadas intercalares, procedeu-se à determinação da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s, utilizada para representar a rigidez dinâmica dos materiais no modelo desenvolvido no programa STRATA. Os valores de V_s foram inicialmente calculados ao longo da profundidade, mantendo-se a discretização de 0,50m. Posteriormente, para cada troço considerado no modelo, foi determinado um valor médio. Estes valores médios foram arredondados à unidade, correspondendo aos valores efetivamente introduzidos no STRATA. A Tabela 32 apresenta a síntese dos resultados obtidos para o perfil S2-V1.

Tabela 32- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S2-V1.

Intervalo (m)	Camada	V_s médio (m/s)	V_s adotado (m/s)
0,0-21,0	B1	81,99	82
21,0-22,0	X	134,56	135
22,0-28,5	B1	87,55	88
28,5-30,0	X	256,01	256
30,0-31,5	B2	95,14	96
31,5-32,0	X	236,13	237
32,0-34,0	B2	95,85	96
34,0-35,0	X	210,65	211
35,0-45,0	B2	100,52	101
45,0	C	129,20	130

De forma geral, o perfil S2-V1 apresenta unidades coesivas com velocidades de propagação das ondas de corte relativamente reduzidas, variando entre cerca de 82 e 101 m/s nas unidades B1 e B2 e aumentando para aproximadamente 130 m/s na unidade C. Estas unidades são interrompidas por várias camadas mais rígidas, com valores de V_s entre aproximadamente 135 e 256 m/s, sendo os valores mais elevados associados aos níveis caracterizados como materiais medianamente compactos. Esta alternância entre camadas argilosas mais deformáveis e níveis de maior rigidez introduz contrastes significativos ao longo da coluna de solo.

7.1.2.4. Perfil S2-V2

O perfil de cálculo S2-V2 foi caracterizado até à profundidade de 40,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1, B2 e C. A unidade superficial A foi considerada até aos 1,5 m, seguindo-se a unidade B1, distribuída por diferentes troços entre 2,0 e 24,0 m. A unidade B2 desenvolve-se, igualmente de forma descontínua, entre 25,0 e 37,0 m, enquanto a unidade C foi considerada entre 37,5 e 40,0 m. Ao longo da coluna de solo foram ainda identificadas cinco camadas, caracterizadas com base nos resultados dos ensaios CPT ou SPT. A Tabela 33 apresenta a síntese dos valores de resistência adotados para o perfil S2-V2.

Tabela 33- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S2-V2.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	ϒ (kN/m³)
A	0,0-1,5	-	-	12
B1	2,0-13,0	0,16-0,37	12,1-28,7	12
X	13,5-14,0	0,98	-	12
B1	14,5-17,0	0,27-0,32	21,1-24,9	12
X	17,5	1,47	-	12
B1	18,0-24,0	0,28-0,40	21,9-30,9	12
X	24,5	-	-	12
B2	25,0-26,5	0,47-0,50	36,2-38,5	12
X	27,0	-	-	12
B2	27,5-29,5	0,47-0,51	36,2-39,2	12
X	30,0	-	-	12
B2	30,5-37,0	0,49-0,56	37,7-43,0	12
C	37,5-40,0	1,67	128,3	15

A unidade B1 encontra-se representada em três troços. No primeiro, compreendido entre 2,0 e 13,0 m, os valores de q_c aumentam progressivamente de aproximadamente 0,16 para 0,37 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 12 e 29 kPa. Após a primeira camada X, a unidade B1 volta a desenvolver-se entre 14,5 e 17,0 m. Neste intervalo, os valores de q_c variam entre aproximadamente 0,27 e 0,32 MPa, enquanto C_u se situa entre cerca de 21 e 25 kPa. O material foi igualmente classificado como argila mole. O terceiro troço da unidade B1 desenvolve-se entre 18,0 e 24,0 m. Os valores de q_c aumentam de aproximadamente 0,28 para 0,40 MPa, resultando em valores de C_u compreendidos entre cerca de 22 e 31 kPa. O aumento da resistência relativamente aos troços superiores conduziu à classificação deste intervalo como argila média.

A unidade B2 encontra-se dividida em três troços devido à presença de camadas intercalares. Entre 25,0 e 26,5 m, os valores de q_c variam aproximadamente entre 0,47 e 0,50 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 36 e 38 kPa. No segundo troço, entre 27,5 e 29,5 m, foram obtidos valores de q_c entre aproximadamente 0,47 e 0,51 MPa e valores de C_u entre cerca de 36 e 39 kPa. Ambos os troços foram

classificados como argila média. No troço inferior da unidade B2, compreendido entre 30,5 e 37,0 m, os valores de $q_c$aumentam progressivamente de aproximadamente 0,49 para 0,56 MPa, enquanto $C_u$varia entre cerca de 38 e 43 kPa. Este troço apresenta uma resistência superior à dos materiais sobrejacentes, tendo sido classificado como argila rija.

A unidade C foi considerada entre 37,5 e 40,0 m. Para esta unidade foi adotado um valor constante de q_c de aproximadamente 1,67 MPa, ao qual corresponde um valor de C_u de cerca de 128,3 kPa. A unidade foi classificada como argila rija a muito rija, constituindo o material coesivo mais resistente do perfil.

Para além das unidades principais, foram identificadas duas camadas X cujos valores de q_c foram lidos diretamente no gráfico do ensaio CPT. A primeira situa-se entre 13,5 e 14,0 m, tendo sido adotado um valor de q_c de aproximadamente 0,98 MPa. A segunda corresponde ao nível situado aos 17,5 m, para o qual foi considerado um valor de q_c de aproximadamente 1,47 MPa. Estes valores são superiores aos definidos para a unidade B1 envolvente, tendo ambas as camadas sido classificadas como solo compacto. As restantes camadas X, localizadas aos 24,5, 27,0 e 30,0 m, foram caracterizadas a partir dos resultados dos ensaios SPT. A camada situada aos 24,5 m foi classificada como medianamente compacta, enquanto a camada localizada aos 27,0 m foi classificada como muito compacta. Por sua vez, o nível situado aos 30,0 m apresentou uma resistência à penetração consideravelmente inferior, tendo sido classificado como muito solto. Estes resultados evidenciam diferenças significativas entre as características das camadas intercalares presentes no perfil.

Todas as classificações atribuídas às diferentes unidades e camadas intercalares encontram-se sintetizadas na Tabela 34.

Tabela 34- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S2-V2.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	2,0-13,0	Coesivo	Argila mole
X	13,5-14,0	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	14,5-17,0	Coesivo	Argila mole
X	17,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	18,0-24,0	Coesivo	Argila média
X	24,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Medianamente compacta
B2	25,0-26,5	Coesivo	Argila média
X	27,0	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Muito compacta
B2	27,5-29,5	Coesivo	Argila média
X	30,0	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Muito solta
B2	30,5-37,0	Coesivo	Argila rija
C	37,5-40,0	Coesivo	Argila rija a muito rija

Após a caracterização e classificação das unidades geotécnicas e das camadas intercalares, procedeu-se à determinação da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s, utilizada para representar a rigidez dinâmica dos materiais no modelo desenvolvido no programa STRATA. Os valores de V_s foram calculados ao longo da profundidade, mantendo-se a discretização de 0,50 m adotada no tratamento dos dados. Para cada troço considerado no modelo foi, posteriormente, determinado um valor médio representativo, a partir do qual se definiu o valor inteiro introduzido no STRATA. A Tabela 35 apresenta a síntese dos resultados obtidos para o perfil S2-V2.

Tabela 35- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S2-V2.

Intervalo (m)	Camada	V_s médio (m/s)	V_s adotado (m/s)
0,0-13,5	B1	81,08	82
13,5-14,5	X	113,15	114
14,5-17,5	B1	84,06	85
17,5-18,0	X	125,22	126
18,0-24,5	B1	86,93	87
24,5-25,0	X	239,43	240
25,0-27,0	B2	94,90	95
27,0-27,5	X	275,97	276
27,5-30,0	B2	95,14	96
30,0-30,5	X	153,27	154
30,5-37,5	B2	97,94	98
37,5-40,0	C	129,20	130

De forma geral, o perfil S2-V2 apresenta unidades coesivas com valores de V_s relativamente reduzidos, aumentando de 82-87 m/s na unidade B1 para 95-98 m/s na unidade B2 e para 130 m/s na unidade C. Estas unidades são interrompidas por camadas intercalares com rigidez variável, destacando-se o nível muito compacto situado entre 27,0 e 27,5 m, no qual foi adotado o valor máximo de 276 m/s. A alternância entre materiais com velocidades distintas introduz contrastes de rigidez ao longo da coluna de solo, cuja influência será posteriormente avaliada através dos resultados da propagação sísmica obtidos no STRATA.

7.1.2.5. Perfil S2-V7

O perfil de cálculo S2-V7 foi caracterizado até à profundidade de 40,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1, B2 e C. A unidade superficial A foi considerada até aos 3,0 m de profundidade. A unidade B1 desenvolve-se, de forma descontínua, entre 3,5 e 16,0 m, seguindo-se a unidade B2, igualmente interrompida por várias camadas intercalares, entre 16,5 e 29,5 m. A unidade C foi considerada a partir dos 30,0 m até ao final do perfil analisado. A Tabela 36 apresenta a síntese dos valores de resistência considerados para este perfil.

Tabela 36- Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S2-V7.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	ϒ (kN/m³)
A	0,0-3,0	-	-	12
B1	3,5-9,0	0,23-0,33	17,4-25,7	12
X	9,5	1,47	-	12
B1	10,0-12,5	0,29-0,34	22,6-26,4	12
X	13,0-14,0	-	-	12
B1	14,5-16,0	0,33-0,36	25,7-27,9	12
B2	16,5-17,0	0,47-0,48	36,2-37,0	12
X	17,5	-	-	12
B2	18,0-18,5	0,49-0,50	37,7-38,5	12
X	19,0-19,5	-	-	12
B2	20,0-22,5	0,49-0,54	37,7-41,5	12
X	23,0-23,5	-	-	12
B2	24,0-29,5	0,52-0,63	40,0-48,3	12
C	30,0-40,0	1,67	128,3	20

A unidade B1 encontra-se dividida em três troços. No primeiro, compreendido entre 3,5 e 9,0 m, os valores de q_c aumentam progressivamente de aproximadamente 0,23 para 0,33 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 17 e 26 kPa. A análise destes parâmetros conduziu à classificação do material como argila mole. Após a primeira camada X, a unidade B1 volta a desenvolver-se entre 10,0 e 12,5 m. Neste intervalo, q_c varia entre aproximadamente 0,29 e 0,34 MPa, enquanto C_u apresenta valores entre cerca de 23 e 26 kPa. O material foi classificado como argila mole a média. No terceiro troço, situado entre 14,5 e 16,0 m, os valores de q_c aumentam de aproximadamente 0,33 para 0,36 MPa, resultando em valores de C_u compreendidos entre cerca de 26 e 28 kPa. Este intervalo foi classificado como argila média, evidenciando um aumento gradual da consistência da unidade B1 com a profundidade.

A unidade B2 encontra-se repartida por quatro troços, devido à presença de diferentes camadas X. No primeiro troço, entre 16,5 e 17,0 m, os valores de q_c situam-se entre aproximadamente 0,47 e 0,48 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 36 e 37 kPa. Entre 18,0 e 18,5 m, os valores aumentam ligeiramente para cerca de 0,49-0,50 MPa, com C_u entre aproximadamente 38 e 39 kPa. No troço compreendido entre 20,0 e 22,5 m, os valores de q_c variam entre aproximadamente 0,49 e 0,54 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 38 e 42 kPa. Por sua vez, entre 24,0 e 29,5 m, observa-se um aumento progressivo de q_c, desde aproximadamente 0,52 até 0,63 MPa, enquanto C_u aumenta de cerca de 40 para 48 kPa. Os diferentes troços da unidade B2 foram classificados como argila média, embora se observe um aumento gradual da resistência em profundidade.

A unidade C foi considerada entre 30,0 e 40,0 m. Para esta unidade foi adotado um valor constante de q_c igual a aproximadamente 1,67 MPa, ao qual corresponde um valor de C_u de cerca de 128,3 kPa. A unidade C apresenta uma resistência significativamente superior à das unidades sobrejacentes, tendo sido classificada como argila muito rija.

Para além das unidades principais, foi identificada uma camada X à profundidade de 9,5 m, cujo valor de q_c foi lido diretamente no gráfico do ensaio CPT. Para este nível foi adotado um valor de aproximadamente 1,47 MPa, consideravelmente superior aos valores da unidade B1 envolvente, tendo o material sido classificado como solo compacto. As restantes camadas mais rígidas foram caracterizadas a partir dos resultados dos ensaios SPT. A camada compreendida entre 13,0 e 14,0 m foi classificada como constituída por material medianamente compacto a denso. As camadas situadas aos 17,5 m e entre 19,0 e 19,5 m foram classificadas como densas, enquanto o nível compreendido entre 23,0 e 23,5 m foi classificado como medianamente compacto.

Todas as classificações atribuídas às unidades geotécnicas e às camadas intercalares encontram-se sintetizadas na Tabela 37.

Tabela 37- Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S2-V7.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	3,5-9,0	Coesivo	Argila mole
X	9,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	10,0-12,5	Coesivo	Argila mole a média
X	13,0-14,0	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo medianamente compacto a denso
B1	14,5-16,0	Coesivo	Argila média
B2	16,5-17,0	Coesivo	Argila média
X	17,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo denso
B2	18,0-18,5	Coesivo	Argila média
X	19,0-19,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo denso
B2	20,0-22,5	Coesivo	Argila média
X	23,0-23,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo medianamente compacto
B2	24,0-29,5	Coesivo	Argila média
C	30,0-40,0	Coesivo	Argila muito rija

Após a caracterização e classificação das unidades geotécnicas e das camadas intercalares, procedeu-se à determinação da velocidade de propagação das ondas de corte, V_s. Os valores de V_s foram inicialmente calculados ao longo da profundidade, mantendo-se a discretização de 0,50 m adotada no tratamento do perfil. Posteriormente, para cada troço considerado na modelação, foi determinado um valor médio, arredondado à unidade para a sua introdução no STRATA. A Tabela 38 sintetiza os valores de V_s obtidos.

Tabela 38- Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S2-V7.

Intervalo (m)	Camada	V_s médio (m/s)	V_s adotado (m/s)
0,0-9,5	B1	82,56	83
9,5-10,0	X	125,22	126
10,0-13,0	B1	85,41	86
13,0-14,5	X	217,16	218
14,5-16,5	B1	87,33	88
16,5-17,5	B2	94,42	95
17,5-18,0	X	230,83	231
18,0-19,0	B2	95,38	96
19,0-20,0	X	258,67	259
20,0-23,0	B2	96,30	97
23,0-24,0	X	232,09	233
24,0-30,0	B2	98,92	99
30,0-40,0	C	129,20	130

De forma geral, o perfil S2-V7 apresenta unidades coesivas com valores de V_s relativamente reduzidos, aumentando de 83-88 m/s na unidade B1 para 95-99 m/s na unidade B2 e atingindo 130 m/s na unidade C. Estas unidades são interrompidas por uma camada compacta com V_s de 126 m/s e por quatro níveis caracterizados pelo SPT, nos quais os valores adotados variam entre 218 e 259 m/s. Esta alternância introduz contrastes acentuados de rigidez ao longo da coluna de solo, cuja influência será posteriormente analisada através dos resultados da propagação sísmica obtidos no STRATA.

7.1.2.6. Perfil S3-V8

O perfil de cálculo S3-V8 foi caracterizado até à profundidade de 40,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1 e C. A unidade superficial A foi considerada até aos 4,5 m de profundidade, seguindo-se a unidade B1, distribuída por dois troços entre 5,0 e 8,5 m. A partir dos 9,0 m desenvolve-se a unidade C, que ocupa a maior parte da coluna de solo até ao final do perfil analisado. Foram ainda identificadas duas camadas intercalares, localizadas aos 6,0 e 11,5 m, cujos valores de resistência de ponta foram obtidos a partir do ensaio CPT.

A caracterização deste perfil distingue-se dos casos anteriormente analisados, uma vez que a unidade C foi avaliada predominantemente com base nos resultados dos ensaios SPT representados no perfil geotécnico original. Por sua vez, na unidade B1 foram utilizados valores de resistência de ponta, q_c, e os correspondentes valores de resistência não drenada, C_u. A Tabela 39 apresenta a síntese dos parâmetros considerados.

Tabela 39-Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S3-V8.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	Y (kN/m³)
A	0,0-4,5	-	-	12
B1	5,0-5,5	0,49-0,54	37,7-41,5	12
X	6,0	1,47	-	12
B1	6,5-8,5	0,59-0,78	45,3-60,4	12
C	9,0-11,0	-	-	12
X	11,5	2,45	-	12
C	12,0-40,0	-	-	12

A unidade B1 encontra-se dividida em dois troços pela presença da camada X situada aos 6,0 m. No primeiro troço, compreendido entre 5,0 e 5,5 m, os valores de q_c variam entre aproximadamente 0,49 e 0,54 MPa, correspondendo a valores de C_u entre cerca de 38 e 42 kPa. Com base nestes parâmetros, o material foi classificado como argila média. No segundo troço, situado entre 6,5 e 8,5 m, verifica-se um aumento progressivo da resistência de ponta, desde aproximadamente 0,59 até 0,78 MPa. Os respetivos valores de C_u variam entre cerca de 45 e 60 kPa. Apesar do aumento da resistência com a profundidade, o material foi igualmente classificado como argila média, de acordo com o critério adotado na folha de cálculo.

A unidade C desenvolve-se a partir dos 9,0 m e prolonga-se até aos 40,0 m, constituindo a unidade predominante no perfil S3-V8. Ao contrário do procedimento adotado para a unidade B1, não foi definida uma distribuição contínua de valores de q_c, nem efetuado o correspondente cálculo sistemático de C_u ao longo desta unidade. A caracterização foi realizada predominantemente a partir dos resultados dos ensaios SPT. Os valores do número de pancadas registados ao longo da profundidade, permitiram conduzir à sua classificação como argila muito rija. As classificações atribuídas às unidades geotécnicas e às camadas intercalares encontram-se sintetizadas na Tabela 40.

Tabela 40-Classificação geotécnica das unidades e camadas intercalares do perfil S3-V8.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	5,0-5,5	Coesivo	Argila média
X	6,0	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	6,5-8,5	Coesivo	Argila média
C	9,0-11,0	Coesivo	Argila muito rija
X	11,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
C	12,0-40,0	Coesivo	Argila muito rija

De forma global, o perfil S3-V8 apresenta uma configuração distinta dos perfis anteriormente analisados. A unidade B1 possui uma espessura reduzida e é constituída por argila média, enquanto a unidade C surge a uma profundidade relativamente pequena e ocupa praticamente todo o restante perfil.

Após a caracterização e classificação das diferentes unidades e camadas intercalares, procedeu-se à determinação da velocidade de propagação das ondas de corte, V_S, necessária à representação da rigidez dinâmica do perfil S3-V8 no programa STRATA.

Neste perfil, o procedimento utilizado varia consoante a informação disponível. Na unidade B1 e nas duas camadas intercalares, os valores de V_S foram determinados a partir dos valores de q_c, incluindo as leituras efetuadas diretamente no gráfico do ensaio CPT. Na unidade C, que ocupa a maior parte do perfil, os valores de V_S foram obtidos predominantemente através das correlações com os resultados dos ensaios SPT.

Por esse motivo, os valores associados à unidade C não se encontram definidos continuamente em intervalos de 0,50 m. Apenas foram calculados nas profundidades para as quais existia informação proveniente dos ensaios SPT. Posteriormente, os valores disponíveis em cada troço foram utilizados para determinar uma velocidade média representativa, posteriormente arredondada à unidade para introdução no STRATA. A Tabela 41 apresenta a síntese dos valores adotados na construção do modelo.

Tabela 41-Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S3-V8.

Intervalo (m)	Camada	V_s médio (m/s)	V_s adotado (m/s)
0,0-6,0	B1	96,29	97
6,0-6,5	X	125,22	126
6,5-9,0	B1	103,40	104
9,0-11,5	C	172,02	173
11,5-12,0	X	142,28	143
12,0-40,0	C	202,40	203

De forma global, o perfil S3-V8 apresenta um aumento acentuado da rigidez dinâmica a partir da transição para a unidade C. Na unidade B1 foram adotados valores de V_S entre 97 e 104 m/s, enquanto na unidade C os valores aumentam para 173 e 203 m/s. As duas camadas mais rígidas apresentam valores de 126 e 143 m/s, introduzindo alterações localizadas no perfil. Comparativamente com os perfis anteriormente analisados, o predomínio da unidade C e os valores determinados a partir dos ensaios SPT traduzem uma coluna de solo globalmente mais rígida.

7.1.2.7. Perfil S3-V9

O perfil de cálculo S3-V9 foi caracterizado até à profundidade de 40,0 m, sendo constituído pelas unidades A, B1 e C. A unidade superficial A foi considerada até aos 1,5 m de profundidade, seguindo-se a unidade B1, representada em dois troços entre 2,0 e 8,5 m. A unidade C inicia-se aos 9,0 m e prolonga-se até ao final do perfil analisado, ocupando a maior parte da coluna de solo. Entre os dois troços da unidade B1 foi ainda identificada uma camada intercalar, situada entre 6,0 e 6,5 m.

Neste perfil, as unidades B1 e C foram caracterizadas a partir dos valores de resistência de ponta adotados para cada unidade e dos correspondentes valores de resistência não drenada. A camada X foi caracterizada a partir do valor de q_c lido diretamente no gráfico do ensaio CPT. A Tabela 42 apresenta a síntese dos parâmetros considerados.

Tabela 42-Síntese da análise geotécnica por camada no ensaio S3-V9.

Camada	Profundidade (m)	q_c (MPa)	Cu (kPa)	ϒ (kN/m³)
A	0,0-1,5	-	-	12
B1	2,0-5,5	0,46-0,52	35,4-37,8	12
X	6,0-6,5	2,94	-	12
B1	7,0-8,5	0,59-0,74	42,1-52,8	12
C	9,0-40,0	1,67	93,6-129,9	20

A interpretação do perfil S3-V9 deve distinguir os valores definidos para as unidades geotécnicas principais do valor atribuído à camada intercalar. Nas unidades B1 e C, os valores de resistência de ponta, q_c, foram definidos de acordo com a informação adotada para cada unidade. A resistência não drenada, C_u, foi posteriormente determinada segundo o procedimento descrito no capítulo da metodologia. Na camada intercalar, o valor de $q_c$foi retirado diretamente do gráfico do ensaio CPTu.

A unidade B1 encontra-se dividida em dois troços. No primeiro, compreendido entre 2,0 e 5,5 m, os valores de q_c aumentam progressivamente de aproximadamente 0,46 para 0,52 MPa, correspondendo a valores de $C_u$entre cerca de 35 e 38 kPa. Com base nestes resultados, o material foi classificado como argila média.

Após a camada mais rígida, a unidade B1 volta a desenvolver-se entre 7,0 e 8,5 m. Neste intervalo, os valores de $q_c$variam entre aproximadamente 0,59 e 0,74 MPa, enquanto os valores de $C_u$aumentam de cerca de 42 para 53 kPa. Comparativamente com o troço superior, verifica-se um aumento da resistência do material, embora se mantenha a classificação de argila média.

Entre os dois troços da unidade B1 foi identificada uma camada X às profundidades de 6,0 e 6,5 m. Para este nível foi adotado um valor de resistência de ponta retirado diretamente do gráfico do ensaio CPTu:

$$q_c = 30\ \text{kgf/cm}^2 \approx 2{,}94\ \text{MPa} \tag{104}$$

O valor é superior aos definidos para a unidade B1 envolvente, evidenciando a presença de um nível localizado de maior resistência.

A unidade C desenvolve-se entre 9,0 e 40,0 m, constituindo a unidade predominante no perfil S3-V9. Para toda esta unidade foi adotado um valor constante de q_c igual a aproximadamente 1,67 MPa e um peso volúmico de 20 kN/m^3.

Os valores calculados de C_u diminuem progressivamente com a profundidade, passando de aproximadamente 129,6 kPa no topo da unidade para cerca de 78,0 kPa na base do perfil. Esta redução resulta do aumento da tensão vertical considerada no procedimento de cálculo, apesar de se manter constante o valor de $q_c$adotado para a unidade.

Embora o perfil geotécnico original apresente resultados SPT em diferentes profundidades, estes não foram individualizados na folha de cálculo através da definição de camadas intercalares independentes. Para efeitos da caracterização apresentada, a unidade C foi tratada como uma unidade contínua, com base no valor de q_c adotado e nos correspondentes valores calculados de C_u, tendo sido classificada como argila rija. As classificações adotadas para as unidades e para a camada intercalar encontram-se sintetizadas na Tabela 43.

Tabela 43-Classificação geotécnica das unidades e da camada intercalar do perfil S3-V9.

Camada	Profundidade (m)	Natureza do material	Classificação
B1	2,0-5,5	Coesivo	Argila média
X	6,0-6,5	Lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica	Solo compacto
B1	7,0-8,5	Coesivo	Argila média
C	9,0-40,0	Coesivo	Argila rija

De forma global, o perfil S3-V9 apresenta uma configuração relativamente simples, caracterizada por uma unidade B1 de reduzida espessura, interrompida por uma camada intercalar de maior resistência, e por uma extensa unidade C. Após a caracterização e classificação das diferentes unidades e da camada X, os valores de V_s foram calculados de acordo com a informação disponível em cada intervalo. Na unidade B1 e na camada X, a determinação foi efetuada a partir dos valores de resistência de ponta, q_c, incluindo o valor lido diretamente no gráfico do ensaio CPT. Na unidade C, os valores de V_s foram obtidos nas profundidades em que se encontravam disponíveis resultados dos ensaios SPT, através da correlação apresentada no capítulo da metodologia.

Posteriormente, para cada troço considerado no modelo, foi calculado um valor médio representativo. Estes valores foram arredondados à unidade, correspondendo aos valores efetivamente introduzidos no STRATA. A Tabela 44 apresenta a síntese dos resultados obtidos.

Tabela 44-Síntese dos valores de velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S3-V9.

Intervalo (m)	Camada	Vs médio (m/s)	Vs adotado (m/s)
0,0-6,0	B1	99,83	100
6,0-7,0	X	245,25	246
7,0-9,0	B1	116,23	117
9,0-40,0	C	221,09	222

De forma global, o perfil S3-V9 apresenta um aumento significativo da rigidez com a profundidade. Na unidade B1 foram adotados valores de V_s de 100 e 117 m/s, enquanto a camada intercalar compacta apresenta um valor de 246 m/s. Na extensa unidade C foi adotado um valor de 222 m/s, próximo do obtido para a camada X e substancialmente superior aos valores da unidade B1. Esta configuração traduz um perfil globalmente mais rígido em profundidade, dominado pela unidade C.

7.1.2.8. Síntese

A análise dos sete perfis geotécnicos selecionados ao longo do traçado permite identificar características estratigráficas comuns, típicas dos depósitos lacustres da Bacia da Cidade do México, bem como diferenças na espessura das camadas e na profundidade a que ocorrem os materiais mais competentes.

De um modo geral, os perfis apresentam as seguintes características:

- Crosta superficial (Unidade A): Os primeiros metros do terreno, com espessuras geralmente compreendidas entre 2 e 5 m, correspondem a materiais de aterro.
- Solos argilosos compressíveis (Unidade B): Sob a crosta superficial, predominam argilas e siltes de elevada compressibilidade e plasticidade. Estes materiais caracterizam-se por valores reduzidos de resistência de ponta (q_c), e por baixas velocidades das ondas de corte (V_s). Estas características traduzem uma reduzida rigidez dos depósitos e condicionam a sua resposta à propagação das ondas sísmicas.
- Depósitos mais competentes (Unidade C): Em profundidade, identificam-se materiais com melhores características mecânicas. A ocorrência destes materiais traduz-se num aumento da resistência à penetração e da rigidez do terreno.

Apesar destas características comuns, verifica-se uma variação significativa da estratigrafia ao longo do traçado, sobretudo no que respeita à espessura dos depósitos argilosos e à profundidade dos materiais mais competentes.

Nos perfis S1-V4, S1-V6, S2-V1 e S2-V2, a Unidade B apresenta uma espessura elevada intercalados com camadas de resistência mais elevada. Nestes perfis, os materiais mais competentes surgem, em geral, a profundidades da ordem dos 30 m.

Nos restantes perfis S2-V7, S3-V8 e S3-V9, observa-se uma redução da espessura dos depósitos argilosos compressíveis e uma menor profundidade dos materiais mais competentes.

Assim embora os sete perfis apresentem uma sequência estratigráfica semelhante, as diferenças na espessura das camadas e na profundidade dos materiais mais rígidos evidenciam a variabilidade geotécnica ao longo do traçado.

7.1.3. Comparação dos Perfis Geotécnicos

A comparação dos sete perfis deve ser interpretada tendo em consideração a respetiva distribuição ao longo do traçado. A Figura 48 apresenta, apenas de forma esquemática, a posição dos pontos de investigação, seguindo a sua sequência. Esta representação permite relacionar as diferenças identificadas na constituição dos perfis com a variabilidade espacial das condições geotécnicas ao longo do desenvolvimento do viaduto.

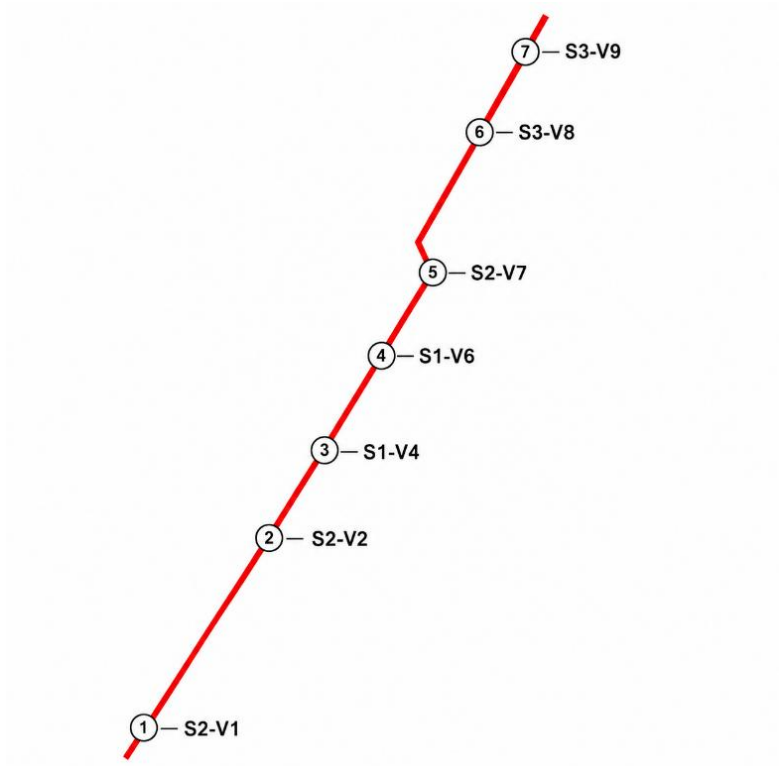


Figura 48-Distribuição esquemática dos perfis geotécnicos selecionados ao longo do traçado.

A análise conjunta dos perfis evidencia uma organização geral compatível com a estratigrafia típica da zona lacustre da Cidade do México, anteriormente descrita no Capítulo 3. De modo geral, observa-se a presença de uma camada superficial de aterro, seguida por depósitos predominantemente argilosos, nos quais ocorrem intercalações localizadas de materiais de maior resistência, constituídos por lentes de areia fina, siltes endurecidos ou cinza vulcânica. Verifica-se ainda uma tendência geral de aumento da resistência e da rigidez dos materiais com a profundidade.

A unidade A corresponde ao aterro superficial, enquanto as unidades B1 e B2 representam depósitos predominantemente coesivos, com diferentes níveis de consistência. Por sua vez, a unidade C corresponde, nos modelos analisados, a uma unidade geralmente mais resistente e rígida do que os materiais sobrejacentes.

Em alguns perfis, a profundidade de ocorrência da unidade C aproxima-se da posição habitualmente associada à Capa Dura na estratigrafia típica da Cidade do México. No entanto, esta associação não pode ser generalizada a todos os casos, uma vez que, nos perfis S3-V8 e S3-V9, a unidade C surge a uma profundidade significativamente inferior. Assim, a designação das unidades deve ser interpretada no contexto da documentação geotécnica do projeto e da construção dos modelos de cálculo, e não como uma correspondência direta e uniforme com as formações regionais.

Apesar destas diferenças, a repetição de uma sucessão constituída por aterro superficial, depósitos argilosos e níveis progressivamente mais resistentes revela uma certa continuidade lateral das condições geotécnicas ao longo do traçado. Neste sentido, os perfis podem considerar-se relativamente homogéneos quanto à sua organização estratigráfica geral.

Contudo, esta homogeneidade não significa que o terreno apresente propriedades uniformes. Foram identificadas diferenças relevantes na espessura das unidades, na profundidade das respetivas interfaces, na ocorrência ou ausência da unidade B2 e na profundidade de início da unidade C. Verificam-se igualmente variações no número, na posição, na espessura e na rigidez das camadas intercalares, bem como nos valores de resistência e de velocidade de propagação das ondas de corte adotados nos diferentes modelos.

Os perfis evidenciam, portanto, uma combinação entre continuidade estratigráfica global e heterogeneidade local. A primeira traduz-se na repetição das principais unidades ao longo da obra, enquanto a segunda resulta das variações laterais e verticais da geometria e das propriedades dos estratos. Esta interpretação é coerente com o comportamento descrito para os depósitos lacustres da Cidade do México, nos quais a estrutura estratigráfica geral pode ser reconhecida ao longo de áreas extensas, embora apresente variações locais significativas.

Atendendo à posição relativa dos pontos de investigação e às semelhanças observadas na sucessão das unidades, na profundidade de ocorrência da unidade C e nos valores de V_s, os sete perfis foram organizados em quatro grupos como podemos observar na Tabela 45.

Tabela 45-Constituição de cada grupo.

Grupo	Perfis considerados
G1	S1-V4 e S1-V6
G2	S2-V1 e S2-V2
G3	S2-V7
G4	S3-V8 e S3-V9

7.1.3.1. Grupo 1

Os perfis S1-V4 e S1-V6 localizam-se em posições sucessivas na zona intermédia do traçado e apresentam uma organização estratigráfica globalmente semelhante. Em ambos os casos são identificados as unidades A, B1, B2 e C, verificando-se um desenvolvimento significativo das unidades argilosas B1 e B2 antes da transição para a unidade C.

A Tabela 46 sintetiza as principais características consideradas na comparação dos dois perfis.

Tabela 46-Comparação das principais características dos perfis do grupo G1.

Característica	S1-V4	S1-V6
Profundidade analisada	40,0 m	40,0 m
Início da unidade C	34,0 m	32,0 m
$V_s$adotado na B1	83-86 m/s	84-85 m/s
$V_s$adotado na B2	96-98 m/s	96-100 m/s
$V_s$adotado na C	130 m/s	129 m/s
Número de camadas X	4	4
$V_s$das camada X	166-238 m/s	122-252 m/s

No perfil S1-V4, a unidade B1 apresenta uma maior espessura de solo, prolongando-se até aproximadamente 21,5 m, enquanto a unidade B2 se desenvolve entre cerca de 22,0 e 33,5 m. No S1-V6, a transição para a unidade B2 ocorre a menor profundidade, aproximadamente aos 16,5 m, e esta unidade prolonga-se até cerca dos 31,5 m.

Esta diferença é relevante porque a unidade B1 corresponde a materiais de menor rigidez. Os valores de V_S são muito semelhantes e não se observam diferenças significativas entre os dois casos. A proximidade destes valores evidencia que a rigidez dinâmica da unidade B1 é semelhante nos dois pontos de investigação, embora a espessura varie.

Na unidade B2 verifica-se um aumento moderado da velocidade das ondas de corte, mas ainda assim o perfil S1-V4 e o perfil S1-V6 apresentam valores em intervalos muito semelhantes. Apesar de os valores do segundo perfil serem ligeiramente superiores no troço mais profundo, a diferença é reduzida, mantendo-se uma rigidez semelhante para esta unidade.

A unidade C surge aos 34,0 m no perfil S1-V4 e aos 32,0 m no S1-V6. Contudo, os valores de V_S adotados são praticamente coincidentes. Esta camada nestes dois perfis apresenta de forma geral as mesmas características.

Os dois perfis apresentam igualmente quatro camadas que intercalam as camadas de argilas, duas caracterizadas com base nos valores de q_c lidos nos ensaios CPT e duas avaliadas a partir dos resultados dos ensaios SPT. Estas camadas introduzem contrastes significativos relativamente às camadas envolventes.

No perfil S1-V4, as estas camadas identificadas através do CPT apresentam valores de V_S superiores aos valores obtidos para as camadas equivalentes do S1-V6. Por outro lado, nas camadas caracterizadas através do SPT, o S1-V6 apresenta os valores mais elevados.

Assim, os perfis do Grupo G1 apresentam uma rigidez semelhante nas unidades geotécnicas principais, sendo as diferenças mais relevantes associadas à distribuição das espessuras. Estas diferenças poderão refletir-se na forma como o movimento sísmico se propaga através desta coluna de solo.

7.1.3.2. Grupo 2

Os perfis S2-V1 e S2-V2 localizam-se na zona inicial do traçado e apresentam uma organização estratigráfica semelhante, constituída pelas unidades A, B1, B2 e C. Em ambos os casos, as unidades argilosas B1 e B2 ocupam a maior parte da coluna de solo.

A Tabela 47 sintetiza as principais características consideradas na comparação dos dois perfis.

Tabela 47-Comparação das principais características dos perfis do grupo G2.

Característica	S2-V1	S2-V2
Profundidade analisada	45,0 m	40,0 m
Início da unidade C	45,0 m	37,5 m
$V_s$adotado na B1	82-88 m/s	82-87 m/s
$V_s$adotado na B2	96-101 m/s	95-98 m/s
$V_s$adotado na C	130 m/s	130 m/s
Número de camadas X	4	5
$V_s$das camadas X	135-256 m/s	114-276 m/s

A principal diferença entre os dois perfis encontra-se na profundidade de ocorrência da unidade C. No perfil S2-V1, esta unidade apenas surge aos 45,0 m, enquanto no S2-V2 se inicia aos 37,5 m. O S2-V1 apresenta, assim, uma maior espessura conjunta das unidades B1 e B2, prolongando-se os depósitos argilosos de menor rigidez até uma profundidade superior.

Apesar desta diferença estratigráfica, os valores de V_s adotados nas unidades principais são muito semelhantes. Na unidade B1, as velocidades mantêm-se, em ambos os perfis, entre aproximadamente 82 e 88 m/s. Na unidade B2, os valores aumentam para intervalos próximos de 95 a 101 m/s. A unidade C foi representada pelo mesmo valor de V_s, igual a 130 m/s, pelo que as diferenças entre os perfis resultam sobretudo da espessura e da posição das unidades, e não da rigidez atribuída a cada uma.

O perfil S2-V2 apresenta um maior número de camadas e uma gama de valores de V_s mais ampla. Estas camadas incluem materiais com classificações bastante distintas, desde muito soltos até muito compactos, originando velocidades compreendidas entre 114 e 276 m/s. Esta variação traduz uma maior heterogeneidade local e contrastes de rigidez de intensidade variável relativamente às argilas envolventes.

No perfil S2-V1, as quatro camadas intercalares apresentam valores de V_s entre 135 e 256 m/s. Embora também introduzam aumentos significativos de rigidez, a variação entre as respetivas classificações é menos acentuada, uma vez que os níveis caracterizados através do SPT foram classificados de forma geral como mediamente compactos.

Assim, os perfis do Grupo G2 apresentam propriedades semelhantes nas unidades geotécnicas principais, mas diferem na organização da coluna de solo. O S2-V1 caracteriza-se por uma maior profundidade até à unidade C e, consequentemente, por uma maior espessura de depósitos argilosos. O S2-V2 apresenta uma transição mais precoce para a unidade C e uma maior heterogeneidade associada às camadas intercalares. Estas diferenças poderão influenciar de forma distinta a propagação do movimento sísmico, quer pela espessura dos materiais de menor rigidez, quer pelos contrastes localizados entre camadas.

7.1.3.3. Grupo 3

O grupo G3 é constituído apenas pelo perfil S2-V7, localizado entre os perfis dos grupos anteriores e os perfis S3-V8 e S3-V9. A sua consideração como grupo individual resulta da configuração geotécnica própria que apresenta, combinando o desenvolvimento das unidades B1 e B2 com uma ocorrência mais superficial da unidade C e com um número elevado de camadas intercalares.

A Tabela 48 sintetiza as principais características deste perfil.

Tabela 48-Principais características do perfil pertencente ao grupo G3.

Característica	S2-V7
Profundidade analisada	40,0 m
Início da unidade C	30,0 m
$V_s$adotado na B1	83-88 m/s
$V_s$adotado na B2	95-99 m/s
$V_s$adotado na C	130 m/s
Número de camadas X	5
$V_s$das camadas X	126-259 m/s

Tal como nos perfis dos grupos G1 e G2, as unidades B1 e B2 ocupam uma parte significativa da coluna de solo e apresentam valores de V_S relativamente reduzidos. A unidade B1 desenvolve-se até cerca dos 16,0 m, seguindo-se a unidade B2 até aproximadamente 29,5 m. Os valores adotados aumentam moderadamente entre estas duas unidades, acompanhando o acréscimo de consistência dos materiais com a profundidade.

A principal particularidade do perfil S2-V7 encontra-se na ocorrência da unidade C a partir dos 30,0 m. Esta profundidade é inferior à observada nos perfis dos grupos G1 e G2, nos quais a mesma unidade surge entre aproximadamente 32,0 e 45,0 m. O perfil apresenta, deste modo, uma menor espessura total das unidades B1 e B2, embora mantenha uma organização estratigráfica semelhante à dos perfis anteriores.

O S2-V7 apresenta ainda cinco camadas, sendo um dos perfis com maior número destes níveis. A camada mais superficial, situada aos 9,5 m, foi identificada através do CPT e apresenta um V_S adotado de 126 m/s. As restantes foram caracterizadas a partir dos resultados dos ensaios SPT e apresentam valores compreendidos entre 218 e 259 m/s.

Estes valores são consideravelmente superiores aos adotados para as unidades argilosas envolventes, sobretudo nas intercalações situadas entre aproximadamente 13,0 e 24,0 m. O maior contraste ocorre no nível compreendido entre 19,0 e 20,0 m, para o qual foi adotado um V_S de 259 m/s, comparativamente com valores próximos de 96–97 m/s na unidade B2 adjacente.

O perfil S2-V7 representa, assim, uma situação intermédia nos perfis observados. Por um lado, conserva uma espessura relevante das unidades B1 e B2 e várias camadas intercalares rígidas; por outro, a unidade C surge a uma profundidade menor. Esta combinação justifica a sua análise individual.

7.1.3.4. Grupo 4

O grupo G4 é constituído pelos perfis S3-V8 e S3-V9, localizados na zona final do traçado. Estes perfis distinguem-se claramente dos restantes por apresentarem uma espessura reduzida da unidade B1, pela ausência da unidade B2 e pela ocorrência da unidade C a partir de aproximadamente 9,0 m de profundidade.

A Tabela 43 sintetiza as principais características consideradas na comparação dos dois perfis.

Tabela 49-Comparação das principais características dos perfis do grupo G4.

Característica	S3-V8	S3-V9
Profundidade analisada	40,0 m	40,0 m
Início da unidade C	9,0 m	9,0 m
$V_s$adotado na B1	97-104 m/s	100-117 m/s
$V_s$adotado na C	173-203 m/s	222 m/s
Número de camadas X	2	1
$V_s$das camadas X	126-143 m/s	246 m/s

Em ambos os perfis, a unidade B1 encontra-se limitada à zona superficial, prolongando-se apenas até cerca dos 8,5 m. Os valores de V_S adotados nesta unidade são superiores aos observados, de forma geral, nos perfis dos grupos anteriores. O perfil S3-V9 apresenta os valores mais elevados, variando entre 100 e 117 m/s, enquanto no S3-V8 foram adotados valores entre 97 e 104 m/s.

A principal semelhança entre os dois casos corresponde ao início da unidade C aos 9,0 m, fazendo com que esta ocupe a maior parte da coluna de solo analisada. Esta configuração contrasta com os grupos G1, G2 e G3, nos quais a unidade C apenas surge entre aproximadamente 30 e 45 m de profundidade.

Apesar da semelhança estratigráfica, os valores de V_S atribuídos à unidade C diferem entre os dois perfis. No S3-V8, a unidade foi dividida em dois troços, para os quais foram adotados valores de 173 e 203 m/s. No S3-V9, a unidade C foi representada por um único valor de 222 m/s. O S3-V9 apresenta, assim, uma rigidez dinâmica superior ao longo da maior parte da coluna e uma configuração mais uniforme em profundidade.

As camadas intercalares apresentam igualmente características distintas. No S3-V8 foram identificados dois níveis, com valores de V_S de 126 e 143 m/s. Estes valores são inferiores aos adotados para a unidade C e introduzem reduções localizadas da rigidez, sobretudo na transição para esta unidade.

No S3-V9 foi considerada apenas uma camada intercalar, situada no interior da unidade B1, para a qual foi adotado um valor de V_S de 246 m/s. Esta camada apresenta, assim, uma rigidez significativamente superior à dos materiais envolventes, constituindo um contraste localizado bastante acentuado.

De forma geral, os perfis do grupo G4 apresentam uma maior rigidez comparativamente aos restantes grupos, devido à ocorrência superficial e ao grande desenvolvimento da unidade C. Entre os dois casos, o S3-V8 apresenta maior variação vertical, resultante da divisão da unidade C e da presença de duas camadas, enquanto o S3-V9 se caracteriza por uma estrutura mais simples e por valores de $V_S$mais elevados ao longo da maior parte do perfil.

7.1.4. Resposta Sísmica Local: Sismo de 1985

7.1.4.1. Evolução da Aceleração Máxima em Profundidade

A primeira grandeza analisada corresponde à evolução da aceleração máxima, PGA, ao longo da coluna de solo. Os valores obtidos no STRATA foram exportados para folhas de cálculo e representados em função da profundidade, considerando-se a superfície no topo do gráfico e a base do modelo na sua extremidade inferior.

Estes gráficos permitem acompanhar a variação da aceleração desde o movimento introduzido na base até à resposta obtida à superfície, identificando os intervalos em que ocorre atenuação ou aumento da PGA. Permitem ainda verificar se as alterações mais significativas coincidem com transições entre unidades geotécnicas ou com a presença de camadas intercalares caracterizadas por contrastes de rigidez.

Para cada grupo foram representados, no mesmo gráfico, os dois sinais associados ao sismo de 1985.

Grupo 1

A Figura 49 apresenta a evolução da PGA nos perfis S1-V4 e S1-V6 para os dois sinais considerados.

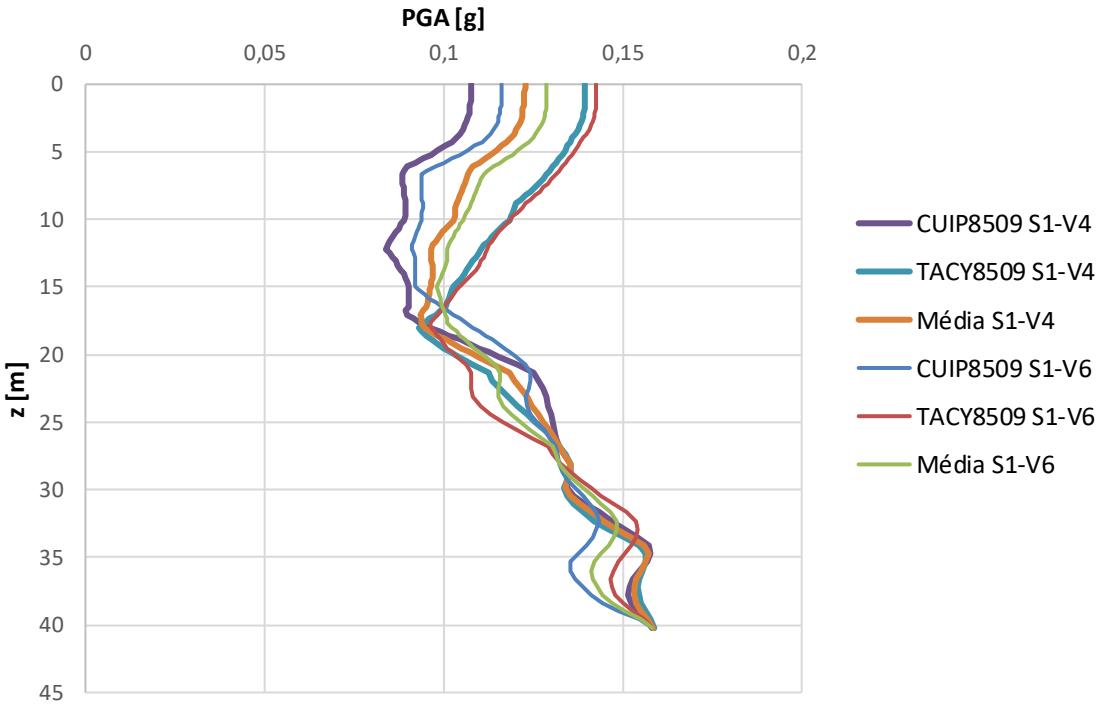


Figura 49-Evolução da PGA ao longo dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os sinais associados ao sismo de 1985.

De forma geral, os dois perfis apresentam uma evolução semelhante, em concordância com a proximidade observada entre as respetivas configurações geotécnicas.

A diminuição mais acentuada da PGA ocorre aproximadamente entre os 40 e os 18 m de profundidade. Neste intervalo, as diferentes curvas aproximam-se progressivamente, atingindo valores mínimos numa zona próxima da transição entre os troços inferiores da unidade B1 e as camadas subjacentes. A partir

de cerca dos 18 m, a aceleração volta a aumentar em direção à superfície sem recuperar, em todos os casos, o valor inicial.

A proximidade das curvas nas zonas mais profundas é coerente com os valores semelhantes de V_s adotados nas unidades B2 e C dos dois perfis. As diferenças tornam-se mais evidentes na parte superior da coluna, onde a distribuição das espessuras da unidade B1 e as propriedades das camadas diferem entre o S1-V4 e o S1-V6.

Para ambos os sinais, o perfil S1-V6 tende a apresentar valores de PGA ligeiramente superiores aos do S1-V4 junto à superfície. No entanto, a diferença é relativamente reduzida, confirmando que os dois perfis apresentam uma resposta semelhante.

A comparação entre os dois sinais evidencia uma separação mais marcada das curvas nas camadas superiores. A diferença demonstra que, apesar de os movimentos terem sido escalados, a resposta à superfície continua condicionada pelas características do sinal e não apenas pelo PGA inicial.

É ainda importante destacar a evolução das curvas médias associadas aos dois perfis. Apesar de se observarem algumas diferenças entre os valores obtidos para cada um dos sinais, as linhas médias apresentam um comportamento bastante semelhante ao longo da profundidade. Esta proximidade mostra-se relevante, uma vez que permite identificar a tendência da resposta, atenuando a influência das variações específicas de cada registo. Assim, embora as curvas individuais sejam essenciais para avaliar a dispersão dos resultados, as linhas médias constituem um indicador auxiliar que facilita a comparação global entre os perfis.

Grupo 2

A Figura 50 apresenta a evolução da PGA ao longo dos perfis que constituem o grupo 2 para os sinais associados ao sismo de 1985.

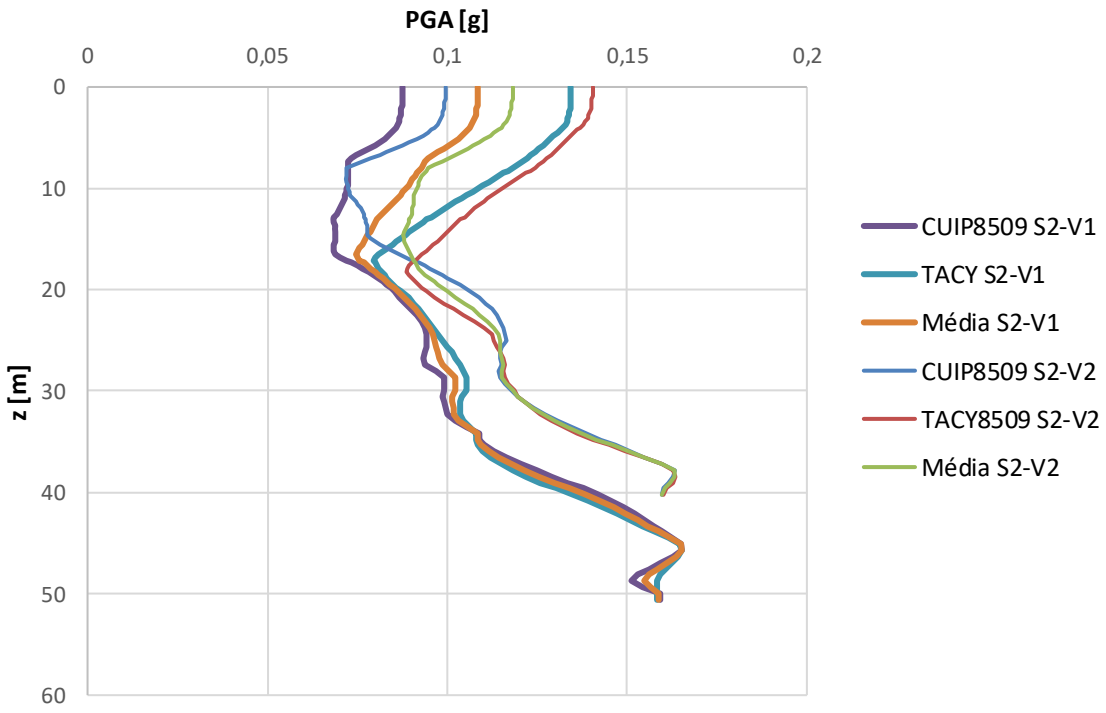


Figura 50-Evolução da PGA ao longo dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os sinais associados ao sismo de 1985.

De forma global, os dois perfis evidenciam tendências semelhantes, verificando-se uma diminuição da aceleração desde a base dos modelos até à zona intermédia da coluna de solo, seguida por um aumento gradual em direção à superfície.

Nas zonas mais profundas, as curvas dos dois perfis permanecem relativamente próximas, em concordância com os valores semelhantes de V_s adotados para as unidades B2 e C. A diferença na profundidade total dos modelos deve-se ao facto de a unidade C surgir em momentos diferentes do solo. A separação entre as curvas torna-se mais evidente acima dos 20 m de profundidade. Neste intervalo, o perfil S2-V2 tende a apresentar valores de PGA ligeiramente superiores aos do S2-V1, sobretudo nas camadas mais próximas da superfície.

Para ambos os perfis, um dos sinais conduz aos valores de PGA mais elevados, enquanto o outro sinal origina uma resposta inferior. Esta diferença aumenta progressivamente em direção à superfície e mostra que as características próprias do movimento sísmico aplicado condicionam a resposta obtida.

Importa destacar a proximidade das linhas médias dos dois perfis. Apesar das diferenças observadas entre as curvas correspondentes a cada sinal, as respostas médias apresentam uma evolução muito semelhante ao longo da profundidade. Esta proximidade reforça a semelhança já observada nas respostas individuais dos perfis S2-V1 e S2-V2, embora se mantenham diferenças sobretudo nas camadas mais superficiais. A linha média correspondente ao perfil S2-V2 mantém-se ligeiramente acima da do perfil S2-V1, evidenciando uma tendência para valores de PGA superficial ligeiramente superiores no conjunto dos dois registos considerados.

Grupo 3

A Figura 51 apresenta a evolução da PGA ao longo do perfil S2-V7 para os dois sinais associados ao sismo de 1985, bem como a respetiva curva média.

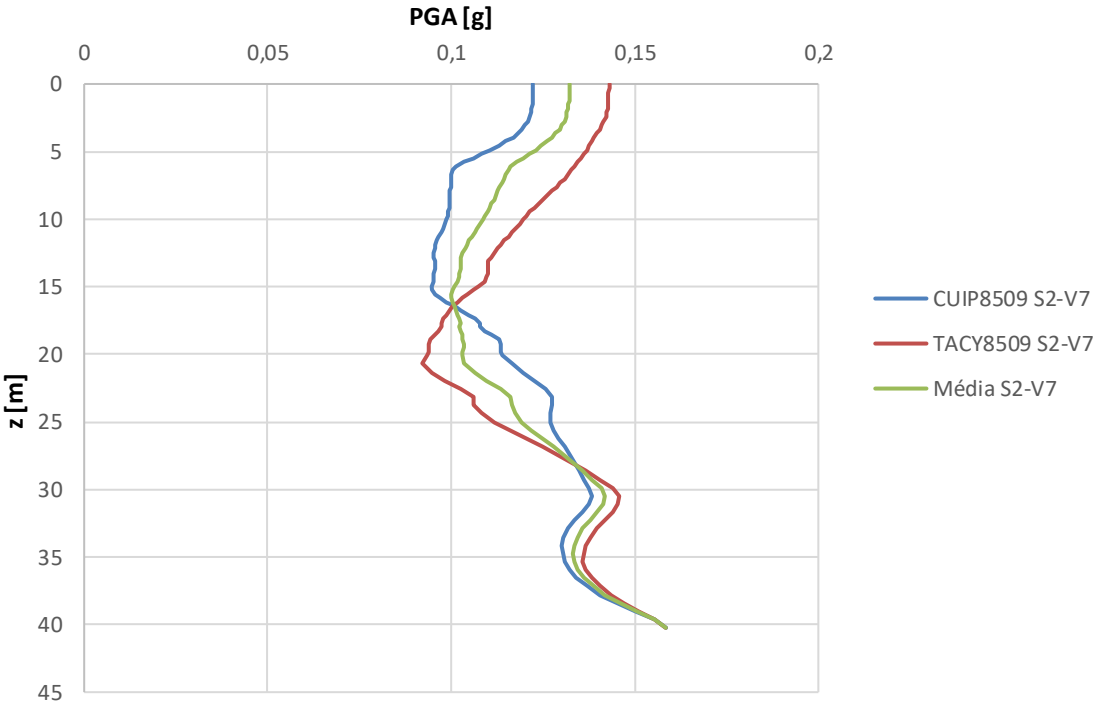


Figura 51-Evolução da PGA ao longo do perfil S2-V7 para os sinais associados ao sismo de 1985.

A evolução da aceleração, a partir da base, permite observar uma redução da PGA até cerca dos 35 m de profundidade. Entre os 30 e os 20 m, os dois sinais apresentam comportamentos distintos, sendo esta a zona em que se verifica a maior separação entre as curvas. Os sinais tem comportamentos simétricos. Esta zona corresponde à unidade B2 e inclui vários níveis de solo caracterizados por valores de V_s superiores aos das argilas envolventes, pelo que os contrastes de rigidez poderão contribuir para as alterações observadas.

A partir de aproximadamente 16 m, as curvas voltam a aproximar-se, seguindo-se um aumento progressivo da aceleração em direção à superfície.

A curva média permite identificar de forma mais clara a tendência comum às respostas obtidas para os dois sinais, situando-se entre ambas ao longo da profundidade e sintetizando as diferenças localizadas observadas. Esta curva evidencia uma redução significativa da PGA na zona intermédia do perfil, seguida de uma recuperação nas camadas superficiais. Contudo, as curvas individuais revelam diferenças relevantes, sobretudo entre aproximadamente 18 e 25 m de profundidade, pelo que a interpretação do comportamento do perfil deve continuar a considerar separadamente a resposta associada a cada registo.

De modo geral, a PGA à superfície permanece inferior à registada na base para os dois sinais analisados, indicando uma atenuação global do movimento sísmico. Contudo, as variações observadas ao longo da profundidade mostram que esta atenuação não ocorre de forma contínua.

Grupo 4

A Figura 52 apresenta a evolução da PGA ao longo dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os dois sinais associados ao sismo de 1985, bem como as respetivas curvas médias.

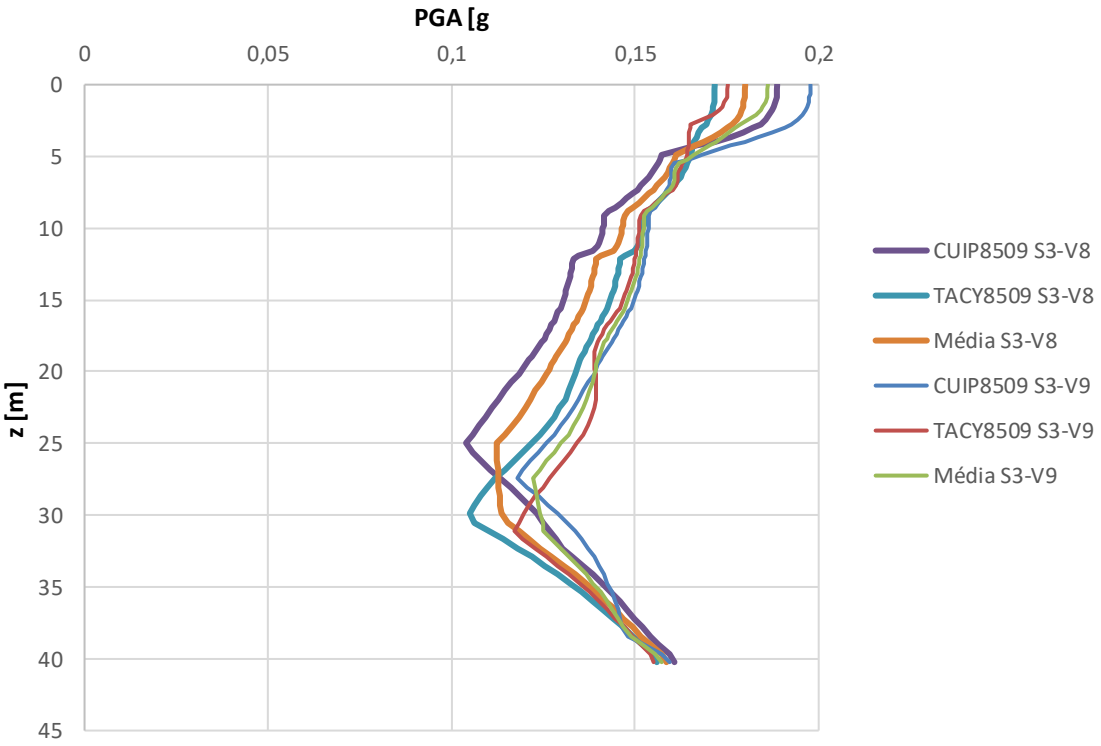


Figura 52-Evolução da PGA ao longo dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os sinais associados ao sismo de 1985.

Os dois perfis apresentam uma evolução globalmente semelhante. A partir da base, observa-se uma redução progressiva da PGA, atingindo-se os valores mínimos perto dos 30 m de profundidade. A partir desta zona, a aceleração volta a aumentar de forma contínua em direção à superfície, ultrapassando, em todos os casos, os valores registados na base.

Na maior parte do perfil, as curvas mantêm-se bastante próximas, sobretudo entre cerca de 15 e 40 m de profundidade. As diferenças tornam-se mais evidentes nas camadas superficiais, onde se observa uma maior dispersão dos resultados. À superfície, os valores situam-se aproximadamente entre $0{,}155\ g$ e $0{,}185\ g$, verificando-se, assim, uma amplificação relativamente à PGA introduzida na base.

A comparação das linhas médias reforça a semelhança já observada nas respostas dos perfis S3-V8 e S3-V9. Apesar de se verificarem algumas diferenças pontuais entre os sinais individuais, as curvas médias apresentam uma evolução global semelhante ao longo da profundidade, caracterizada por uma redução da PGA na zona intermédia do perfil e por um aumento mais acentuado nas camadas superficiais. As linhas médias são, assim, utilizadas como indicador auxiliar da tendência global da resposta, devendo a interpretação manter em consideração as diferenças observadas entre os registos individuais.

O aumento mais expressivo da PGA ocorre acima dos 10 m, coincidindo com a transição entre a unidade C e a unidade B1 superficial. Esta alteração evidencia a influência do contraste de rigidez entre as duas unidades na propagação do movimento sísmico.

Comparativamente com os restantes grupos, o Grupo 4 continua a apresentar valores superficiais de PGA elevados. Este comportamento está associado à configuração geotécnica particular dos perfis S3-V8 e S3-V9, nos quais a unidade C surge a menor profundidade e é sobreposta por uma camada superficial menos rígida.

7.1.4.2. Espetros de Resposta em Aceleração à Superfície

Após a análise da evolução da PGA em profundidade, procedeu-se à avaliação dos espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos sete perfis geotécnicos. Estes resultados permitem analisar a influência das condições locais não apenas sobre o valor máximo da aceleração, mas também sobre a sua distribuição em função do período, identificando os intervalos em que a resposta sísmica poderá ser mais significativa.

Grupo 1

A Figura 53 apresenta os espectros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os sinais CUIP8509 e TACY8509.

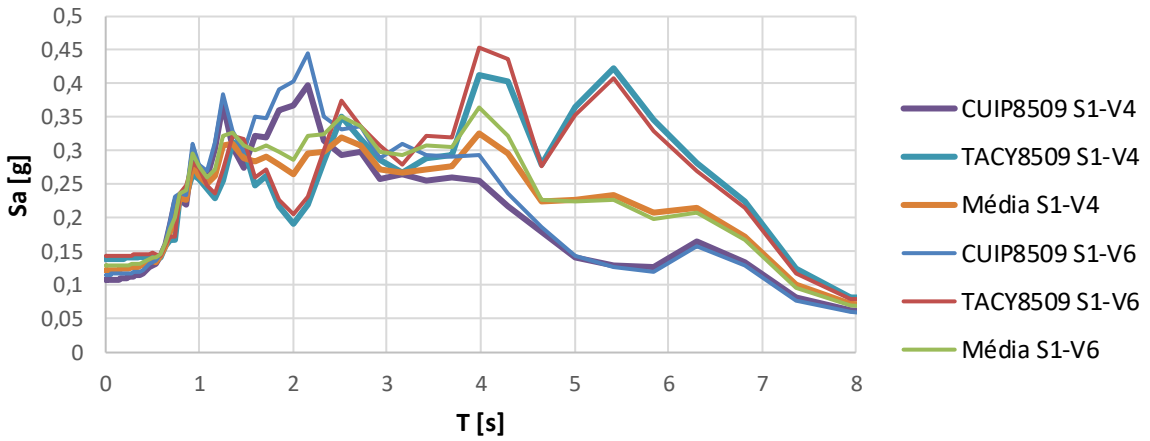


Figura 53-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os sinais associados ao sismo de 1985.

Os espetros dos dois perfis apresentam formas semelhantes, verificando-se um aumento acentuado da aceleração espetral nos períodos iniciais e uma resposta irregular, com vários máximos locais, aproximadamente entre 1 e 6 s.

Deste modo, os dois sinais não originam apenas diferentes amplitudes de resposta, mas também máximos localizados em intervalos de período distintos

Para cada sinal, os espetros dos dois perfis acompanham-se de forma relativamente próxima, embora existam diferenças localizadas na amplitude de determinados picos. Esta proximidade sugere que a resposta espetral é fortemente condicionada pelas características do sinal aplicado, enquanto as diferenças entre as duas colunas de solo assumem uma importância mais localizada.

Apesar da dispersão observada entre os sinais individuais, as médias identificam uma tendência comum, caracterizada por valores elevados num intervalo relativamente amplo de períodos e por vários máximos locais. Não se observa, assim, um único período claramente dominante, mas antes uma faixa de resposta relevante aproximadamente entre 1 e 6 s.

A partir de cerca dos 7 a 8 s, verifica-se uma diminuição acentuada das acelerações, acompanhada por uma progressiva convergência das curvas.

Grupo 2

A Figura 54 apresenta os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis que constituem o Grupo 2 para os dois sinais associados ao sismo de 1985.

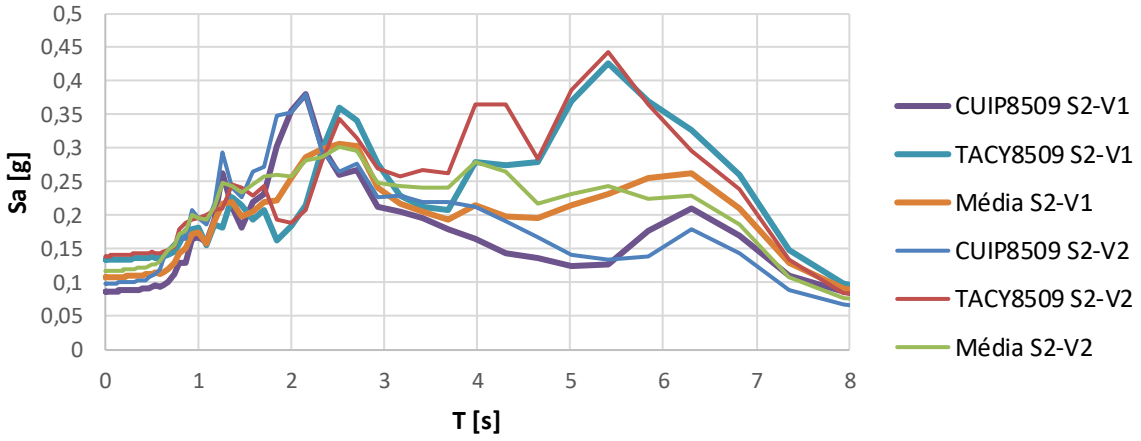


Figura 54-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os sinais associados ao sismo de 1985.

Os espetros dos dois perfis apresentam uma evolução semelhante. Nos períodos mais reduzidos observa-se um aumento rápido da aceleração espetral, seguindo-se vários máximos locais aproximadamente entre 1 e 3 s.

A resposta torna-se mais diferenciada aproximadamente entre 4 e 6 s. Neste intervalo, o perfil S2-V2 apresenta valores superiores aos do S2-V1, atingindo o máximo do grupo próximo dos 5,5 s, com uma aceleração espectral de cerca de $0{,}44\ g$. No S2-V1, o pico correspondente é ligeiramente inferior, embora permaneça acima de $0{,}40\ g$.

As linhas médias mostram que os dois perfis apresentam respostas muito próximas nos períodos iniciais, mas começam a distinguir-se de forma mais evidente entre aproximadamente 4 e 7 s. Nesta faixa, a curva média do S2-V2 apresenta uma resposta espetral média ligeiramente superior nos períodos mais elevados.

Apesar desta diferença, a proximidade geral das linhas médias confirma que os perfis pertencentes ao grupo G2 apresentam comportamentos dinâmicos semelhantes. As principais divergências resultam de máximos localizados e da interação entre cada sinal e as características específicas da coluna de solo, sendo mais evidentes para o TACY8509. De forma global, o grupo G2 caracteriza-se por uma resposta relevante numa faixa relativamente ampla, aproximadamente entre 1 e 7 s.

Grupo 3

A Figura 55 apresenta os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície do perfil S2-V7 para os dois sinais associados ao sismo de 1985, bem como a respetiva curva média.

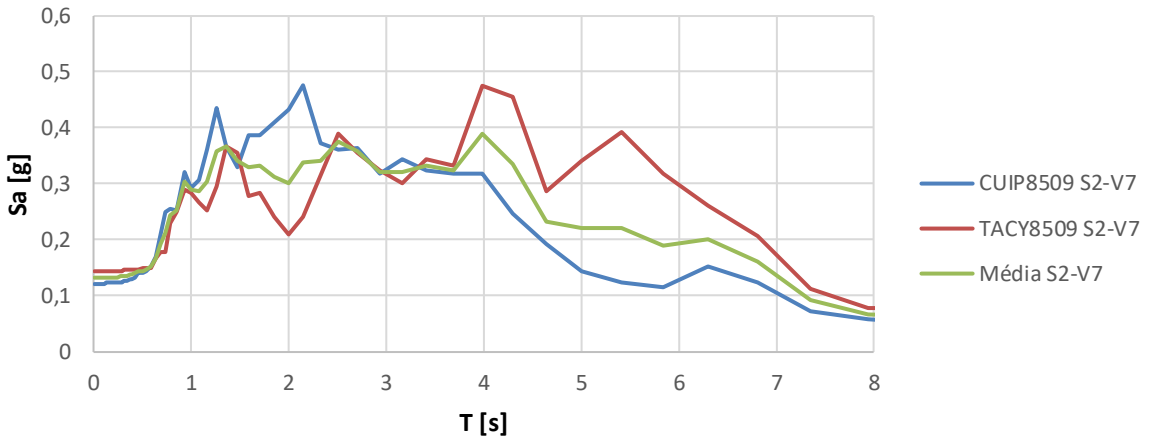


Figura 55-Espetros de resposta em aceleração à superfície do perfil S2-V7 para os sinais associados ao sismo de 1985.

O espetro apresenta uma resposta significativa numa faixa relativamente ampla de períodos, aproximadamente entre 1 e 6 s. Neste intervalo observam-se vários máximos locais, cuja posição e amplitude variam consoante o sinal considerado.

Para um dos sinais, os valores mais elevados concentram-se nos períodos inferiores, próximo dos 2 s, atingindo uma aceleração espectral de aproximadamente 0,47 g. A partir deste período, a resposta diminui progressivamente, embora se observe um máximo secundário próximo dos 6 s.

O outro sinal apresenta um comportamento distinto, com os valores mais elevados deslocados para períodos superiores. O seu principal máximo ocorre aproximadamente aos 4 s, também com uma aceleração espectral próxima de 0,47 g, verificando-se ainda um segundo pico relevante entre 5 e 6 s, da ordem de 0,39 g.

A curva média permite sintetizar estas duas tendências, apresentando valores relativamente elevados entre cerca de 1 e 6 s. Os principais máximos médios localizam-se entre 2 e 4 s, com acelerações próximas de 0,37a 0,39 g. A partir 6 s verifica-se uma redução acentuada da aceleração.

De forma geral, o perfil S2-V7 apresenta uma resposta espetral distribuída por uma gama ampla de períodos.

Grupo 4

A Figura 56 apresenta os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os dois sinais associados ao sismo de 1985.

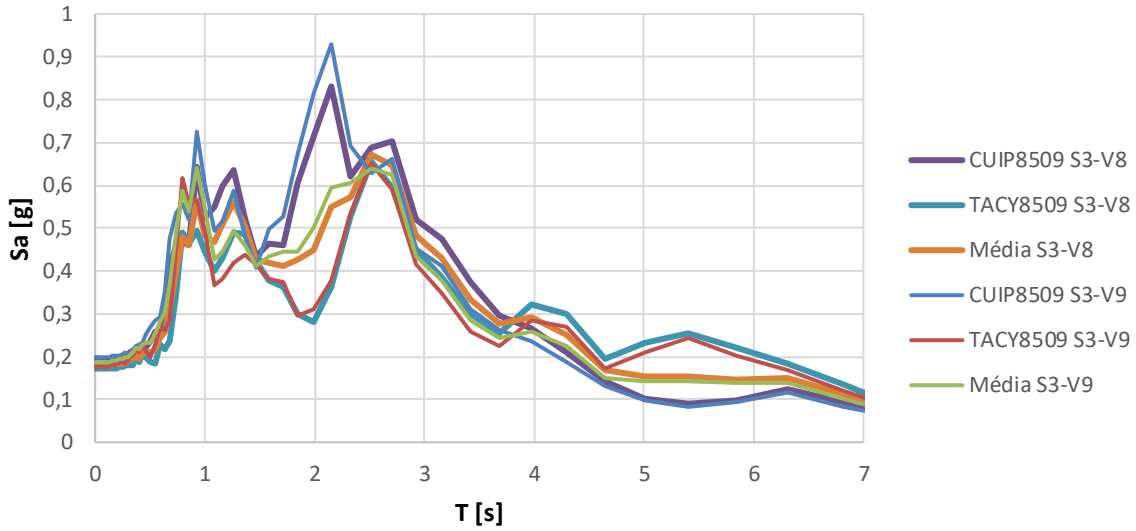


Figura 56-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os sinais associados ao sismo de 1985.

Os espetros dos perfis do Grupo 4 apresentam uma resposta mais significativa nos períodos curtos e intermédios, verificando-se vários máximos locais entre aproximadamente 1,0 e 3,0 s. Apesar da dispersão observada entre os sinais, as curvas dos perfis S3-V8 e S3-V9 apresentam uma evolução globalmente semelhante.

Nos períodos inferiores a cerca de 1,5 s, registam-se vários máximos locais, com acelerações espectrais geralmente compreendidas entre aproximadamente 0,4 e 0,67 g. Esta zona evidencia uma resposta irregular, resultante da interação entre o conteúdo frequencial dos sinais e as características dinâmicas dos dois perfis.

O máximo mais elevado ocorre próximo de $T = 2{,}2$ s, atingindo uma aceleração próxima de 0,90 g. As restantes curvas apresentam igualmente um aumento relevante neste intervalo, embora com amplitudes inferiores, situadas, de forma geral, entre cerca de 0,55 e 0,80 g. Este resultado permite identificar o intervalo próximo dos 2,0a 2,5 s como particularmente importante para a resposta do grupo 4.

A partir de aproximadamente 3,0 s, verifica-se uma redução acentuada das acelerações. Entre cerca de 4,0 e 6,0 s, as curvas apresentam ainda alguns máximos secundários, com valores geralmente inferiores a 0,30 g, destacando-se uma ligeira recuperação próxima dos 5,5 s.

Para períodos superiores a aproximadamente 7,0 s, as respostas convergem progressivamente para valores reduzidos.

Os perfis S3-V8 e S3-V9 distinguem-se claramente dos restantes, apresentando acelerações mais elevadas, sobretudo entre 1,0 e 4,0 s com um patamar máximo de quase 0,9g.

7.1.5. Resposta Sísmica Local: Sismo de 2017

7.1.5.1. Evolução da Aceleração Máxima em Profundidade

A evolução da PGA em profundidade foi representada para todos os sinais associados ao sismo de 2017. Devido ao elevado número de curvas e à sua sobreposição, não se procedeu à identificação individual dos registos na legenda. Esta opção permite manter a legibilidade das figuras, uma vez que o objetivo principal consiste em o comportamento médio dos perfis pertencentes a cada grupo.

Grupo 1

A Figura 57 apresenta a evolução da PGA nos perfis S1-V4 e S1-V6 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

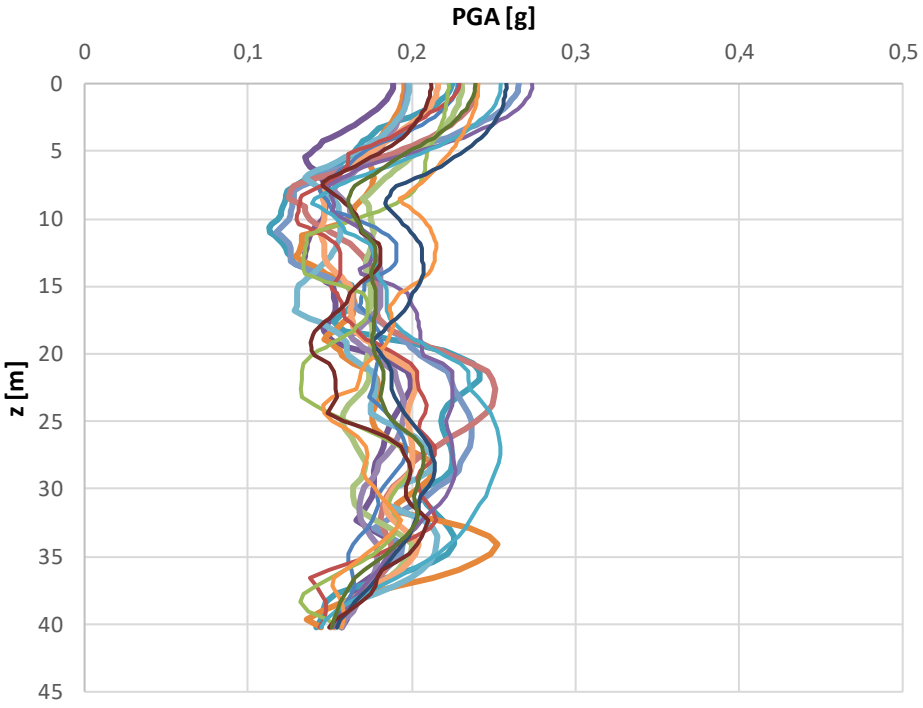


Figura 57-Evolução da PGA ao longo dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os registos associados ao sismo de 2017.

As curvas apresentam uma evolução com sucessivas reduções e aumentos da aceleração ao longo da coluna de solo. Na base dos modelos, os valores encontram-se concentrados numa faixa relativamente estreita à medida que o movimento se propaga, verifica-se um aumento da dispersão entre os resultados.

Entre aproximadamente 35 e 20 m de profundidade observam-se variações significativas da PGA, com máximos locais que, em alguns registos, atingem valores próximos de $0{,}25\ g$. Esta zona inclui a unidade B2 e a transição para os troços inferiores da unidade B1, bem como diferentes níveis de solo com propriedades distintas, pelo que os contrastes de rigidez poderão contribuir para a irregularidade das curvas.

Entre cerca de 20 e 10 m, a aceleração tende a diminuir. A partir de aproximadamente 10 m, observa-se uma recuperação generalizada da PGA em direção à superfície. Os valores superficiais situam-se entre $0{,}19$ e $0{,}27\ g$, sendo superiores aos registados na base na maioria dos casos. Verifica-se, portanto, uma amplificação global do movimento sísmico à superfície.

A forte sobreposição das curvas correspondentes aos perfis S1-V4 e S1-V6 evidencia que ambos apresentam respostas semelhantes, em concordância com a proximidade das suas configurações geotécnicas e dos valores de V_s adotados.

Grupo 2

A Figura 58 apresenta a evolução da PGA ao longo dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017. À semelhança do grupo anterior, a elevada sobreposição das curvas justifica a sua apresentação sem legenda individual, centrando-se a análise no intervalo global de respostas e na tendência média dos dois perfis.

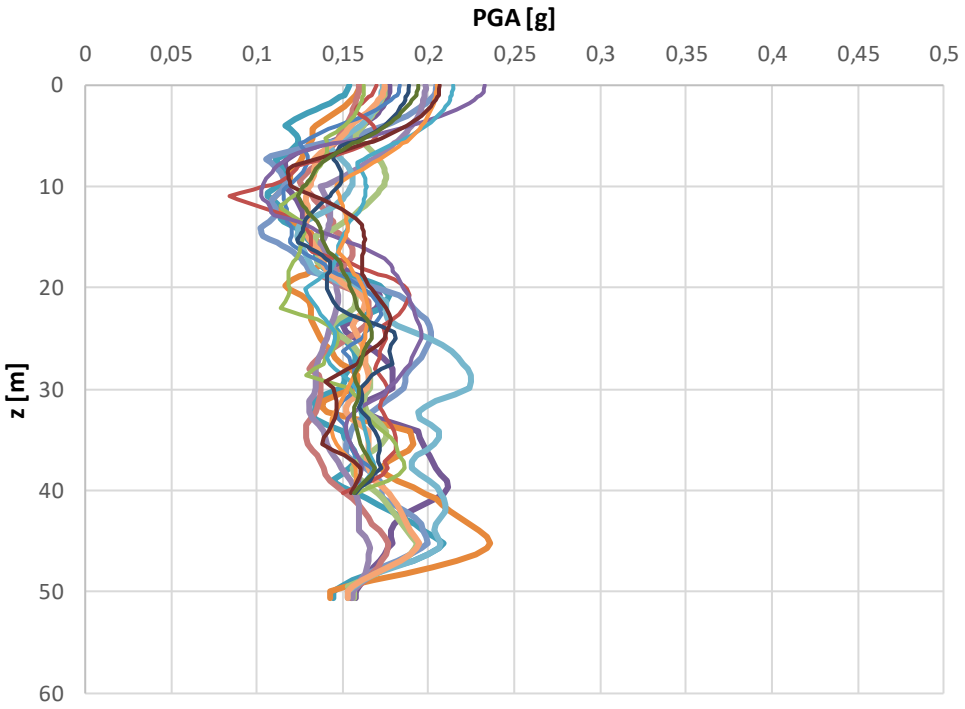


Figura 58-Evolução da PGA ao longo dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os registos associados ao sismo de 2017.

A evolução da aceleração apresenta um comportamento irregular ao longo da profundidade, com sucessivos aumentos e reduções. A maior dispersão entre os resultados ocorre, de forma geral, entre aproximadamente 25 e 45 m.

Entre cerca de 20 e 10 m verifica-se uma tendência geral de redução da PGA, acompanhada por uma maior aproximação das curvas. Nas camadas mais superficiais, a aceleração volta a aumentar, atingindo valores geralmente superiores aos registados na zona intermédia do perfil. Os valores à superfície apresentam ainda uma dispersão considerável, evidenciando a influência das características particulares de cada registo.

A sobreposição das curvas dos perfis S2-V1 e S2-V2 indica que ambos apresentam comportamentos semelhantes. A principal leitura da figura corresponde, assim, à elevada sensibilidade da PGA ao sinal aplicado, sendo as diferenças entre os registos mais pronunciadas do que as diferenças gerais entre os dois perfis. Comparativamente com o Grupo 1, o Grupo 2 apresenta uma dispersão particularmente acentuada nas zonas intermédia e profunda. Este comportamento poderá estar associado à maior espessura dos depósitos argilosos.

Grupo 3

A Figura 59 apresenta a evolução do PGA ao longo do perfil S2-V7 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

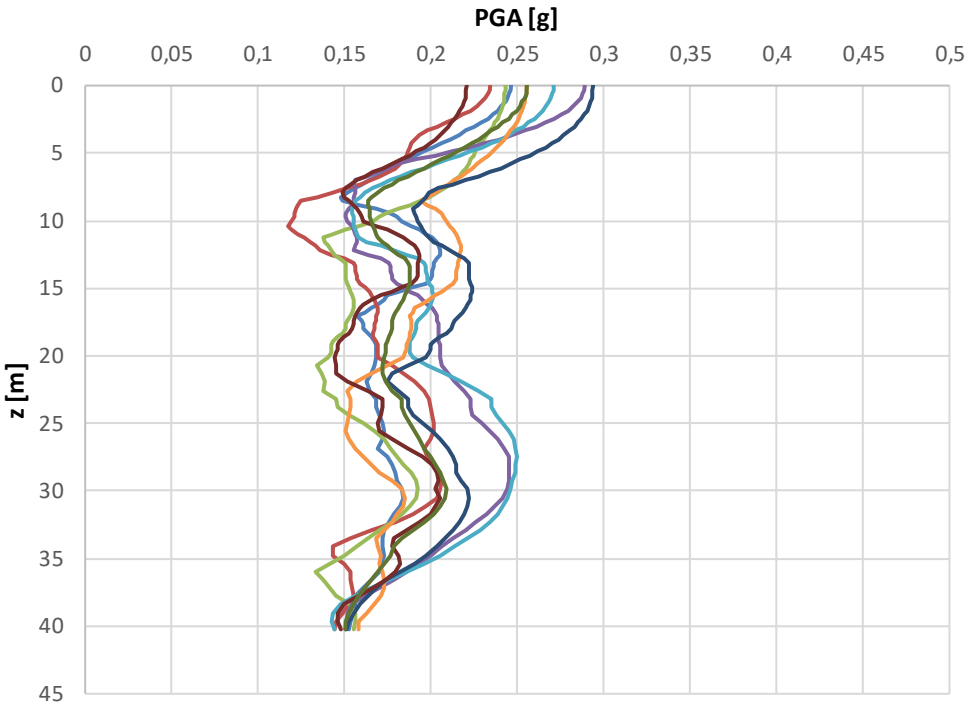


Figura 59-Evolução da PGA ao longo do perfil S2-V7 para os registos associados ao sismo de 2017.

O PGA aos 40 m de profundidade, apresenta que os valores se encontram relativamente concentrados. À medida que o movimento se propaga, observa-se inicialmente um aumento da aceleração, atingindo-se máximos locais próximo dos 30 m.

Entre aproximadamente 25 e 10 m verifica-se uma redução do PGA, embora acompanhada por uma dispersão considerável entre os diferentes registos.

A partir de cerca dos 10 m, a PGA aumenta de forma acentuada em direção à superfície. Os valores superficiais apresentam uma dispersão significativa, situando-se aproximadamente entre $0{,}22$ e $0{,}30\ g$, sendo claramente superiores aos valores registados na base. Verifica-se, portanto, uma amplificação do movimento sísmico no perfil S2-V7.

A amplitude do intervalo de respostas mostra que o comportamento do perfil é sensível às características dos diferentes registos de 2017. Contudo, apesar das diferenças individuais, as curvas apresentam uma tendência comum: aumento inicial nas zonas profundas, redução na parte intermédia e amplificação acentuada nas camadas superficiais.

Grupo 4

A Figura 60 apresenta a evolução da PGA ao longo dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

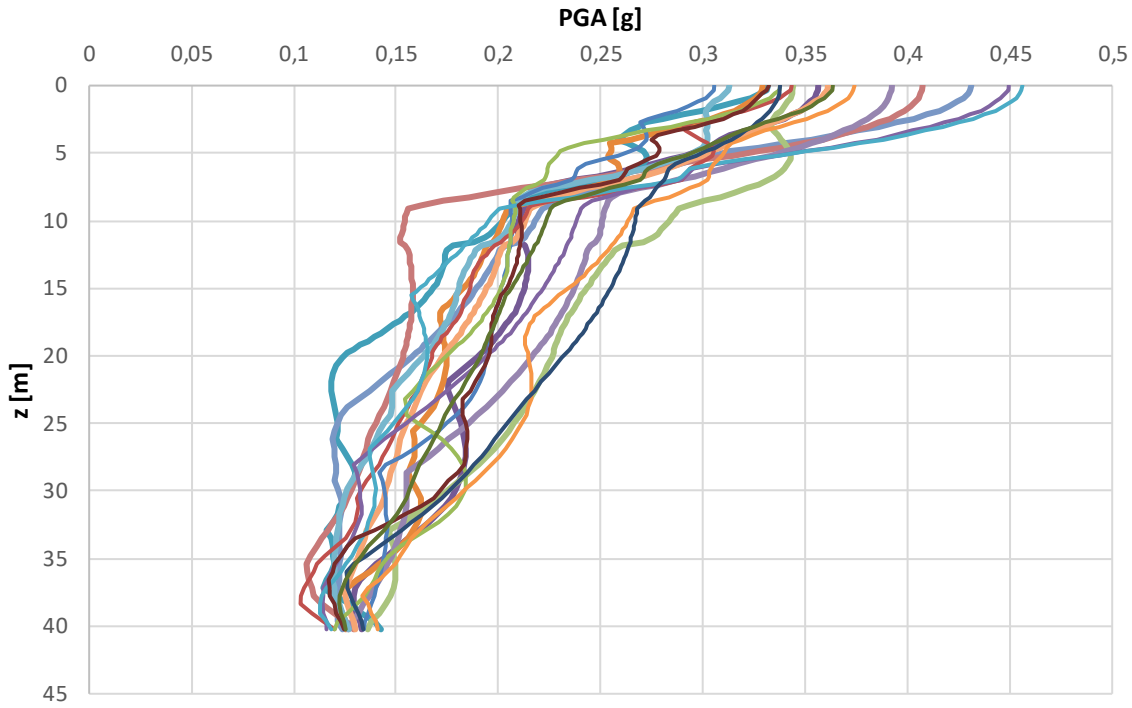


Figura 60-Evolução da PGA ao longo dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os registos associados ao sismo de 2017.

A partir dos 40 m de profundidade observa-se um aumento global da aceleração em direção à superfície, embora acompanhado por variações locais e por alguma dispersão entre os diferentes registos. Na zona inferior dos perfis, as curvas apresentam valores relativamente próximos, separando-se de forma mais evidente à medida que o movimento se propaga através da coluna de solo.

Entre aproximadamente 40 e 10 m, a PGA aumenta de forma globalmente progressiva, apesar das oscilações observadas em alguns registos. A amplificação torna-se particularmente acentuada nos primeiros 10 m, coincidindo com a transição entre a extensa unidade C e a unidade B1 superficial. Junto à superfície, os valores situam-se aproximadamente entre $0{,}31\ g$ e $0{,}45\ g$, sendo claramente superiores aos registados na base dos modelos.

Comparativamente com os grupos anteriores, o Grupo 4 continua a distinguir-se pelos valores superficiais de PGA mais elevados e por uma tendência de amplificação mais marcada nas camadas superficiais. Este comportamento é compatível com a configuração geotécnica particular dos perfis S3-V8 e S3-V9, nos quais a unidade C, de maior rigidez, ocupa a maior parte da coluna e é sobreposta por uma unidade B1 menos rígida. O contraste entre estas unidades poderá contribuir para a amplificação observada, tornando o grupo 4 o conjunto mais desfavorável em termos de PGA superficial para o sismo de 2017.

7.1.5.2. Espetros de resposta em aceleração à superfície

Após a análise da evolução da PGA em profundidade, procedeu-se à avaliação dos espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície para os registos associados ao sismo de 2017.

Grupo 1

A Figura 61 apresenta os espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

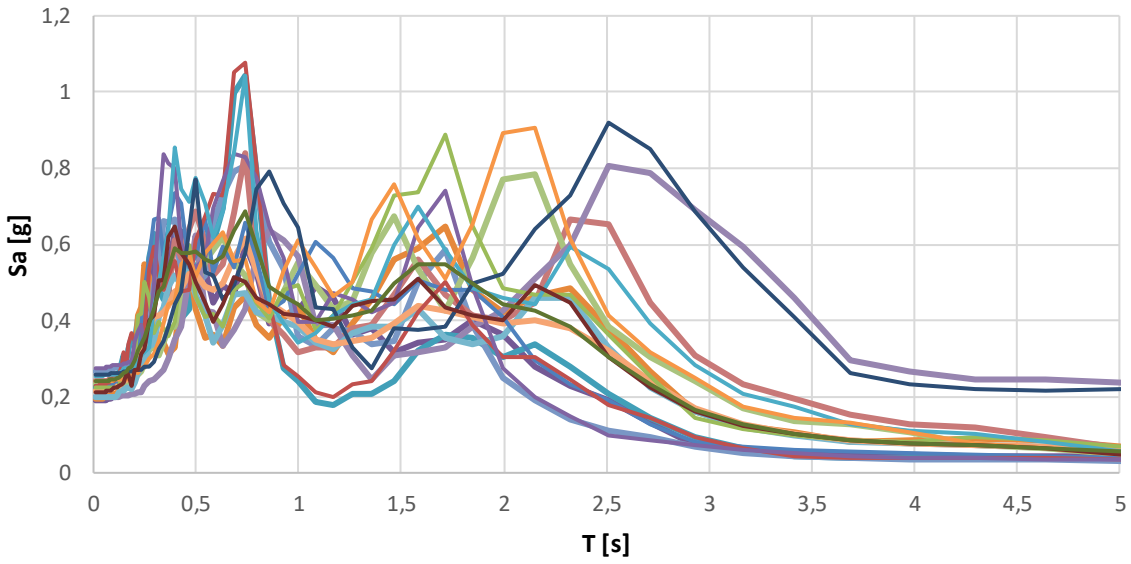


Figura 61-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S1-V4 e S1-V6 para os registos associados ao sismo de 2017.

Os espetros apresentam uma resposta elevada nos períodos inferiores a aproximadamente 3,0 s, verificando-se vários máximos locais e uma dispersão significativa entre os diferentes registos. As maiores acelerações ocorrem entre cerca de 0,5 e 1,0 s, atingindo valores ligeiramente superiores a 1,0 g em alguns casos.

Observam-se ainda máximos relevantes entre aproximadamente 1,5 e 2,7 s, com acelerações que se aproximam de 0,9 g. A existência de vários picos neste intervalo demonstra que a resposta à superfície não se concentra num único período.

A elevada sobreposição das curvas dos perfis S1-V4 e S1-V6 evidencia uma tendência global semelhante, coerente com a proximidade das respetivas características geotécnicas. No entanto, a dispersão entre os diferentes registos é bastante superior às diferenças visíveis entre os dois perfis, indicando que as particularidades do sinal de entrada assumem uma influência determinante na amplitude e na posição dos máximos do espetro. A partir de aproximadamente 3,0 s observa-se uma redução acentuada da aceleração.

Grupo 2

A Figura 62 apresenta os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

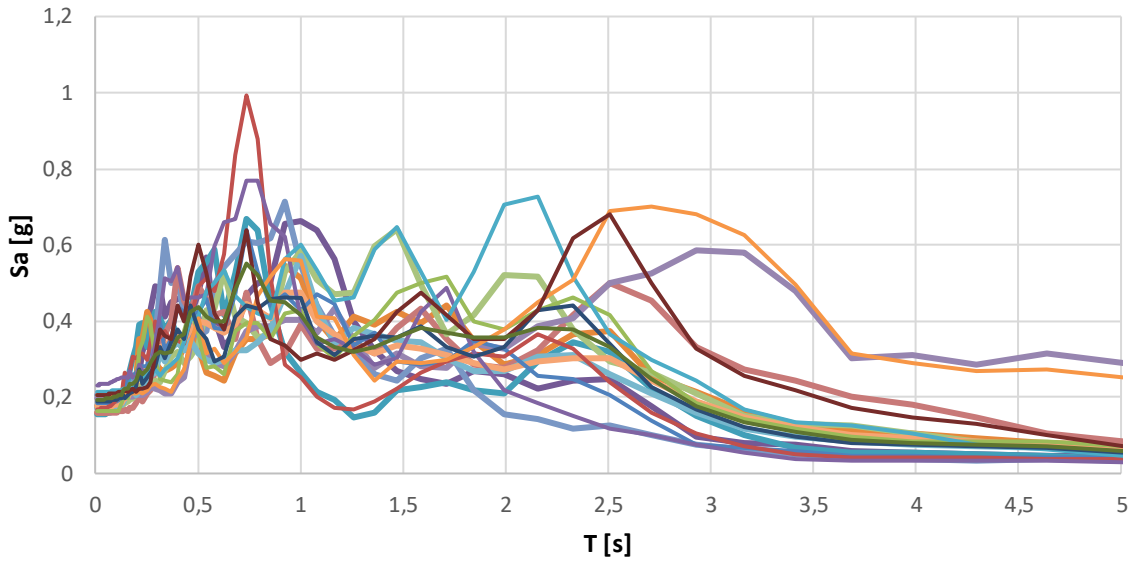


Figura 62-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S2-V1 e S2-V2 para os registos associados ao sismo de 2017.

Tal como no Grupo 1, a resposta mais significativa concentra-se nos períodos inferiores, verificando-se vários máximos locais e uma dispersão considerável entre os registos. O valor mais elevado ocorre para um período próximo de 0,6 s, atingindo cerca de $1{,}0\ g$, enquanto as restantes curvas apresentam máximos um pouco mais reduzidos.

Entre cerca de 1,0 e 2,5 s, os espetros mantêm um comportamento bastante irregular, com sucessivas amplificações e reduções. A elevada sobreposição das curvas demonstra que os perfis S2-V1 e S2-V2 apresentam tendências globais próximas.

Alguns registos apresentam ainda uma resposta elevada entre aproximadamente 2,5 e 3,5 s, com acelerações próximas de $0{,}6$ a $0{,}7\ g$. Nestes casos, a redução da resposta ocorre de forma mais gradual, prolongando-se para períodos intermédios. Esta dispersão evidencia que as características dos movimentos sísmicos condicionam não apenas a amplitude dos máximos, mas também o intervalo de períodos em que estes ocorrem. A partir de aproximadamente 4,0 s, observa-se uma diminuição progressiva das acelerações. De forma global, o Grupo 2 apresenta uma resposta intensa nos períodos curtos e intermédios, acompanhada por uma elevada variabilidade entre os registos.

Grupo 3

A Figura 63 apresenta os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície do perfil S2-V7 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

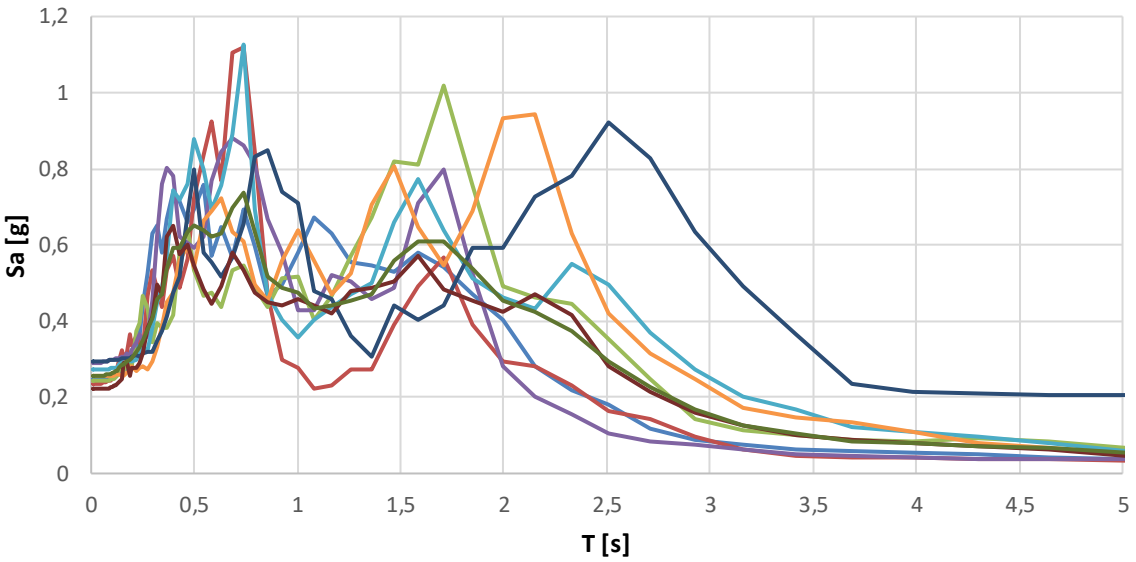


Figura 63-Espetros de resposta em aceleração à superfície do perfil S2-V7 para os registos associados ao sismo de 2017.

Como se observa, os espetros de resposta apresentam maior variabilidade para períodos inferiores a aproximadamente 3,0 s, intervalo no qual se verifica uma dispersão significativa entre os diferentes registos.

O valor máximo ocorre para um período inferior a 1,0 s, atingindo aproximadamente 1,1 g. Observam-se igualmente picos relevantes entre cerca de 1,5 e 2,5 s, alguns dos quais apresentam acelerações próximas de 0,9 a 1,0 g. Assim, embora a resposta mais elevada se encontre associada aos períodos curtos, determinados registos mobilizam também de forma significativa períodos intermédios.

A partir de cerca de 3,0 s, a maioria das curvas apresenta uma redução acentuada da aceleração, atingindo valores relativamente reduzidos entre cerca de 4,0 e 5,0 s. Contudo, um dos registos mantém uma resposta superior à dos restantes ao longo dos períodos intermédios e elevados, com uma diminuição mais gradual.

Grupo 4

A Figura 64 apresenta os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os diferentes registos associados ao sismo de 2017.

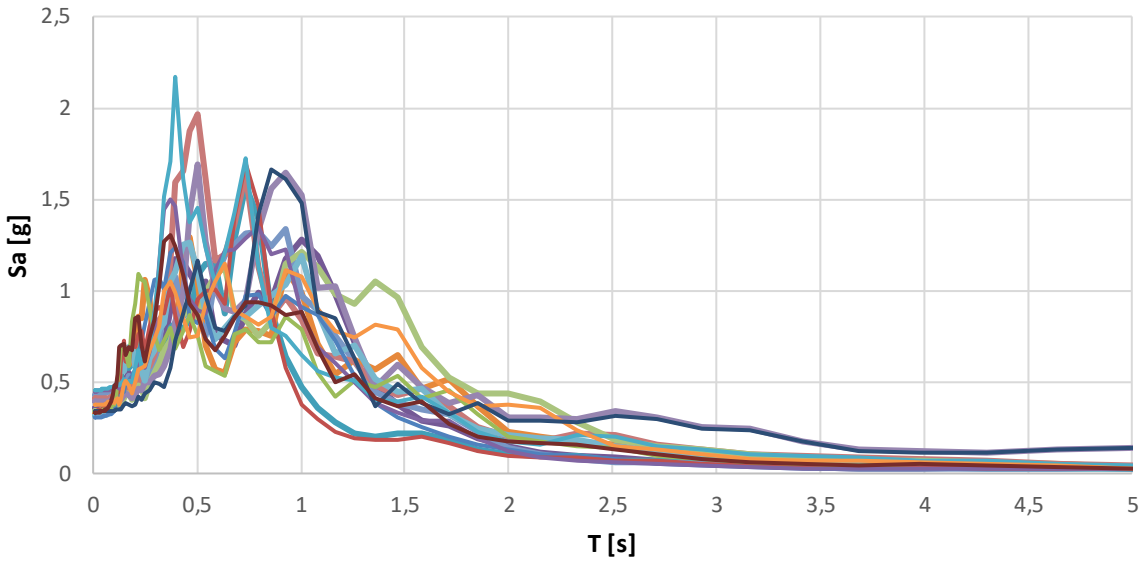


Figura 64-Espetros de resposta em aceleração à superfície dos perfis S3-V8 e S3-V9 para os registos associados ao sismo de 2017.

O Grupo 4 apresenta uma resposta claramente superior à dos restantes grupos, concentrada sobretudo nos períodos inferiores a aproximadamente 2,0 s. Neste intervalo verifica-se uma elevada dispersão entre os diferentes registos, tanto na amplitude como na localização dos máximos.

Os valores mais elevados ocorrem nos períodos inferiores a 0,5 s, atingindo-se acelerações espectrais próximas de 2,2 g no caso mais desfavorável. Diversas curvas apresentam igualmente máximos compreendidos entre aproximadamente 1,0 e 1,8 g, confirmando uma forte amplificação da resposta nos períodos curtos.

Entre cerca de 0,8 e 1,5 s continuam a observar-se picos relevantes, embora inferiores aos máximos registados nos períodos mais reduzidos. A presença de vários máximos próximos entre si mostra que a resposta não se encontra associada a um único período dominante, mas a uma faixa relativamente curta de períodos em que os diferentes registos mobilizam intensamente os perfis.

A partir de aproximadamente 1,5 a 2,0 s, verifica-se uma redução acentuada das acelerações espectrais. Para a maioria dos registos, os valores tornam-se inferiores a cerca de 0,5 g, diminuindo posteriormente de forma progressiva. Para períodos superiores a cerca de 4,0 s, a resposta torna-se reduzida na generalidade dos casos.

Comparativamente com os restantes grupos, o Grupo 4 apresenta não apenas os maiores valores de PGA à superfície, mas também as maiores acelerações espectrais, constituindo o conjunto mais desfavorável para o sismo de 2017.

7.1.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS SISMOS DE 1985 E 2017

7.1.6.1. Resultados Sismo 1985

A Figura 65 apresenta a comparação entre os espetros de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis associados ao Viaduto 2, utilizando os registos do sismo de 1985 sem aplicação do fator de escala, e o respetivo espetro de dimensionamento.

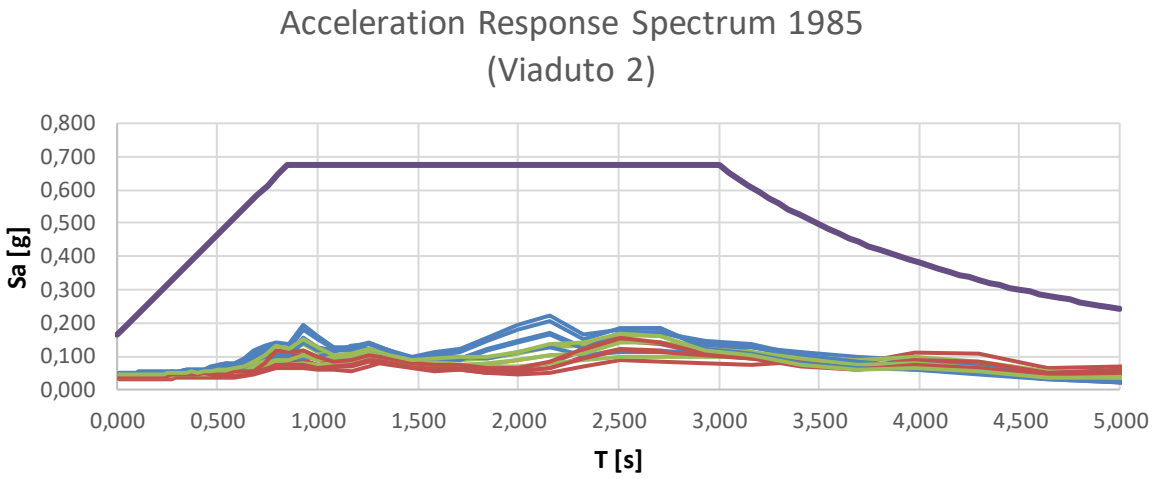


Figura 65- Comparação dos espetros de resposta em aceleração à superfície com o espetro de dimensionamento do Viadutos 2, para os registos não escalados do sismo de 1985

No Viaduto 2, os espetros obtidos à superfície permanecem abaixo do espetro de dimensionamento em toda a gama de períodos considerada. As maiores ordenadas dos registos ocorrem, de forma geral, entre $T = 2{,}0$ e $3{,}0$ s. Ainda assim, os valores máximos não ultrapassam cerca de $0{,}20\ g$, mantendo-se muito abaixo do patamar de $0{,}675\ g$ definido pelo espetro de dimensionamento. A partir de $3{,}0$ s, as respostas dos registos diminuem progressivamente. Embora o espetro de dimensionamento também apresente uma redução das ordenadas neste intervalo, conserva uma margem considerável relativamente a todas as curvas obtidas.

7.1.6.2. Resultados Sismo 2017

A Figura 66 apresenta a comparação entre o espetro de resposta em aceleração obtidos à superfície dos perfis associados ao Viaduto 2, utilizando os registos não escalados do sismo de 2017, e o respetivo espetro de dimensionamento.

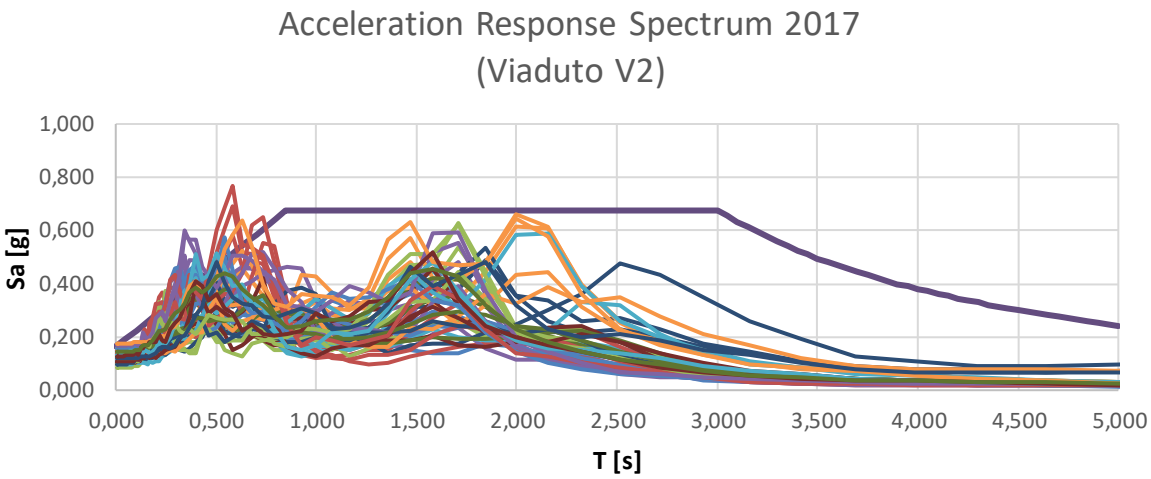


Figura 66- Comparação dos espetros de resposta em aceleração à superfície com o espetro de dimensionamento do Viaduto 2, para os registos não escalados do sismo de 2017.

No Viaduto 2, o espetro de dimensionamento envolve a maioria das respostas obtidas. Contudo, identificam-se algumas excedências localizadas nos períodos curtos, aproximadamente entre 0,4 e 0,7 s, enquanto o espetro de dimensionamento se encontra ainda no ramo ascendente. O caso mais desfavorável apresenta uma aceleração próxima de $0{,}8\,g$, ultrapassando localmente a curva de referência.

A partir de aproximadamente 0,8 s, os espetros obtidos permanecem, de forma geral, abaixo do patamar de $0{,}675\,g$. Observam-se novos máximos entre cerca de 1,4 e 2,2 s, alguns dos quais se aproximam do valor máximo regulamentar, mas sem o ultrapassarem de forma evidente. Para períodos superiores a aproximadamente 2,5 s, verifica-se uma redução progressiva das respostas e um aumento da margem relativamente ao espetro de dimensionamento.

Ao contrário do observado para o sismo de 1985, o espetro de dimensionamento não envolve integralmente as respostas associadas aos registos não escalados de 2017. No Viaduto 2, as excedências são pontuais e concentram-se nos períodos curtos.

Estes resultados não significam que o espetro de dimensionamento seja globalmente insuficiente em toda a gama de períodos. As excedências concentram-se essencialmente nos períodos curtos, enquanto nos períodos intermédios e elevados o espetro mantém um comportamento envolvente. A verificação evidencia, contudo, que determinados movimentos sísmicos e condições geotécnicas locais podem originar respostas superiores às previstas pela curva de dimensionamento em intervalos específicos de período.

7.1.6.3. Síntese Comparativa

A comparação dos resultados obtidos para os dois eventos sísmicos evidencia comportamentos distintos relativamente aos espetros de dimensionamento adotados. Para o sismo de 1985, todos os espetros de resposta calculados à superfície permaneceram abaixo das respetivas curvas de dimensionamento.

No caso do sismo de 2017, os resultados revelaram uma situação mais exigente. No Viaduto 2, verificaram-se algumas excedências pontuais nos períodos curtos, sobretudo enquanto o espetro de dimensionamento se encontrava no ramo ascendente. Nos restantes intervalos, e em particular nos períodos intermédios e elevados, a curva de dimensionamento envolveu de forma geral as respostas obtidas.

Relativamente à amplificação e atenuação das ondas sísmicas através da sua propagação pela coluna de solo é de notar que a maior amplificação ocorre, de modo geral, nas camadas mais superficiais para ambos os eventos.

Os resultados mostram também que a verificação do espetro de dimensionamento não deve basear-se exclusivamente na PGA original dos registos. Movimentos com diferentes conteúdos de frequências podem produzir respostas bastante distintas depois de propagados através dos perfis geotécnicos, mesmo quando as respetivas acelerações máximas não são particularmente elevadas. A interação entre o sinal sísmico e as características dinâmicas da coluna de solo assume, por isso, um papel determinante.

7.1.7. Caracterização Dinâmica do Perfil S1-V4

Na sequência da análise global da resposta sísmica local, procedeu-se a uma caracterização dinâmica mais detalhada do perfil S1-V4. A seleção deste perfil resultou da sua representatividade relativamente às condições geotécnicas observadas ao longo do traçado. Integrado no Grupo 1, o perfil apresenta uma sequência estratigráfica constituída pelas principais unidades identificadas na zona de estudo, com desenvolvimento significativo da unidade B1 e presença de camadas intercalares mais rígidas, originando contrastes de rigidez relevantes para a propagação do movimento sísmico. Simultaneamente, não corresponde a uma situação geotécnica extrema, permitindo estudar uma configuração considerada representativa do comportamento real da infraestrutura.

Para esta análise foi considerado o registo FJ7420, associado ao sismo de 2017, na sua forma não escalada. Esta caracterização complementar teve como objetivo aprofundar a interpretação dos mecanismos responsáveis pela transformação do movimento sísmico durante a propagação através da coluna de solo, avaliando a evolução da rigidez e do amortecimento dos materiais, a dissipação de energia e a resposta global do perfil no domínio da frequência.

Numa primeira fase, analisou-se a alteração da velocidade de propagação das ondas de corte resultante do procedimento equivalente-linear adotado no STRATA. A Figura 67 apresenta os perfis inicial e final de V_S.

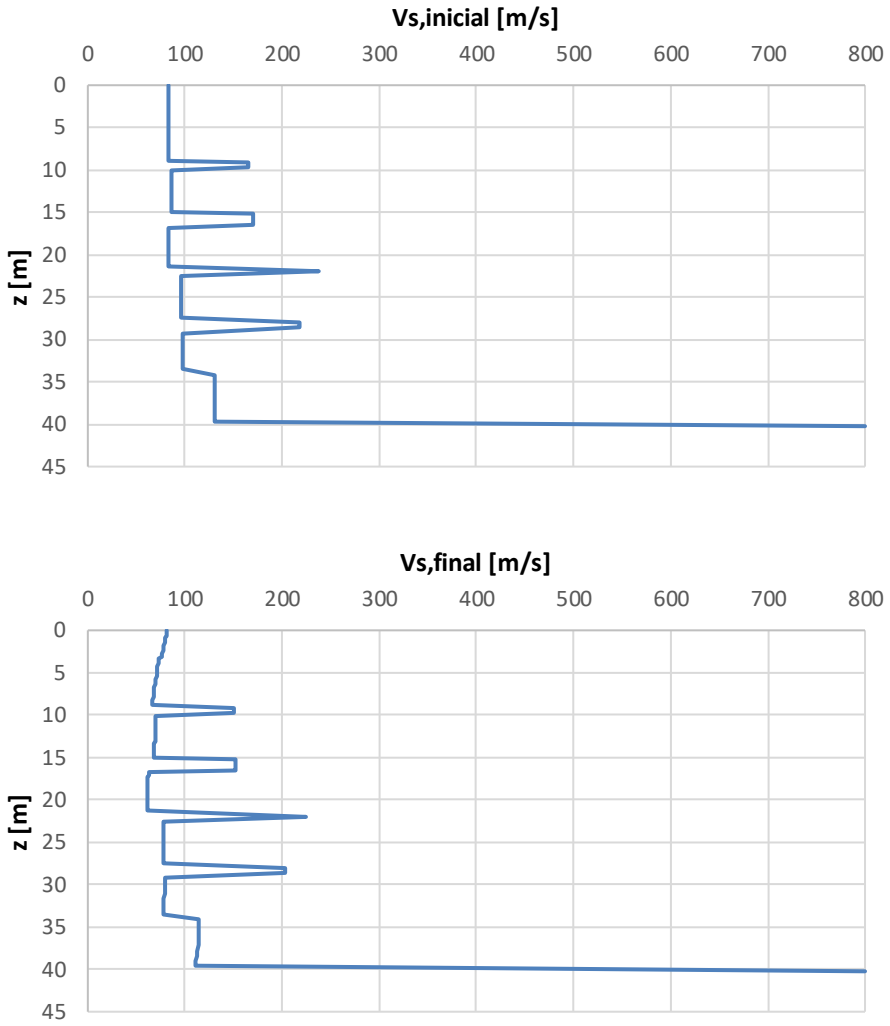


Figura 67- Perfis inicial (cima) e final da velocidade de propagação das ondas de corte no perfil S1-V4 para o registo FJ7420.

A comparação entre os dois perfis mostra uma redução generalizada de V_s ao longo das unidades de solo, refletindo a diminuição da rigidez efetivamente mobilizada durante a solicitação sísmica.

Nas unidades mais deformáveis observa-se uma redução progressiva da velocidade das ondas de corte relativamente à condição inicial, enquanto os níveis intercalares continuam a apresentar valores superiores aos materiais envolventes.

A redução observada nos valores de V_s encontra-se diretamente relacionada com o comportamento não linear equivalente considerado para os diferentes materiais. A Figura 68 apresenta as curvas de degradação do módulo de distorção e de evolução do amortecimento utilizadas no modelo.

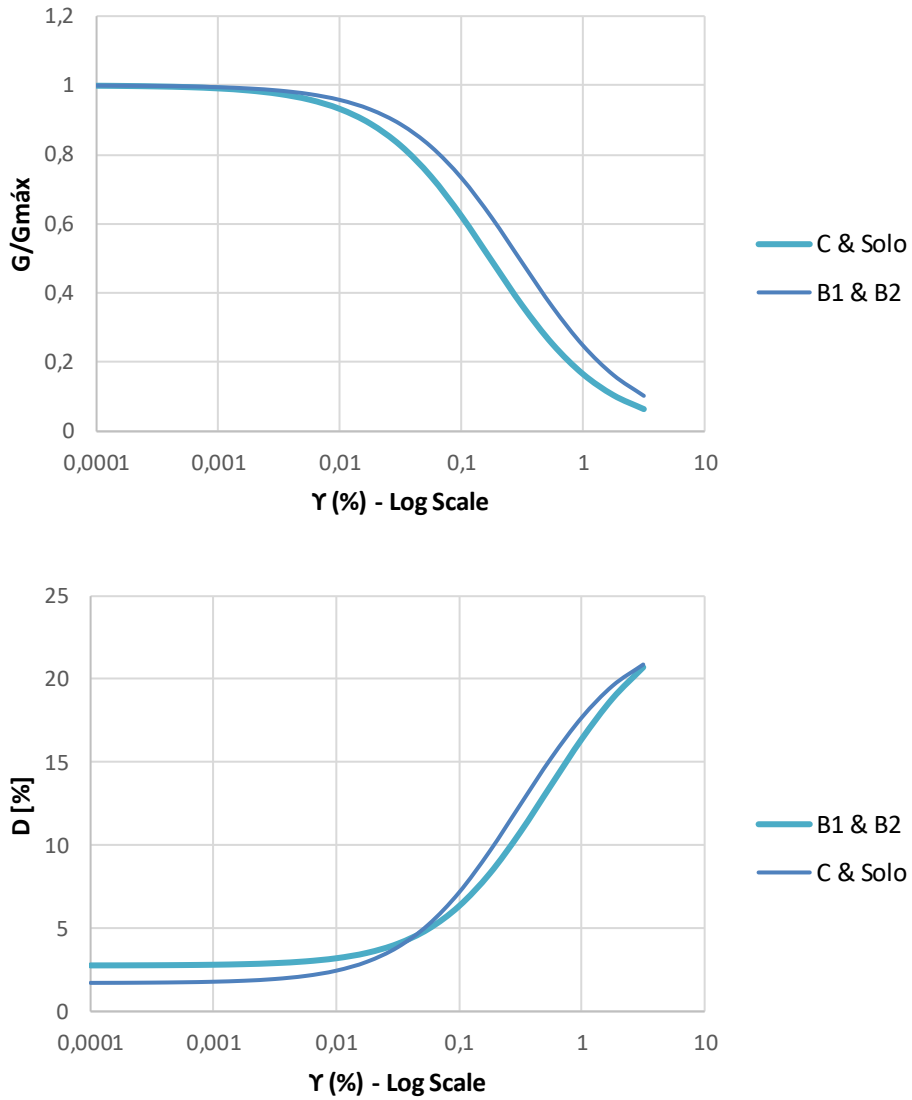


Figura 68- Curvas de degradação do módulo de distorção e de evolução do amortecimento consideradas para os materiais do perfil S1-V4.

As curvas de degradação mostram que, para níveis reduzidos de deformação de corte, a razão $G/G_{\max}$ permanece próxima da unidade, indicando uma rigidez próxima do valor máximo inicialmente definido. À medida que a deformação aumenta, verifica-se uma redução progressiva desta razão, traduzindo a diminuição da rigidez efetiva do solo. Em simultâneo, as curvas de amortecimento evidenciam um aumento progressivo do valor de D com o crescimento da deformação, refletindo o aumento da capacidade de dissipação de energia do material.

Observa-se ainda que os quatro materiais definidos no STRATA conduzem visualmente a duas famílias principais de curvas. Este comportamento resulta da parametrização adotada, uma vez que as unidades B1 e B2 foram definidas com os mesmos parâmetros dinâmicos, acontecendo o mesmo para as unidades C e Solo. Assim, as respetivas curvas apresentam-se praticamente sobrepostas. As diferenças entre as duas famílias refletem, nomeadamente, o diferente índice de plasticidade considerado na definição do comportamento dinâmico dos materiais.

A distribuição das propriedades efetivamente mobilizadas ao longo da coluna pode ser aprofundada através da análise do perfil de amortecimento e da energia dissipada, apresentados na Figura 69.

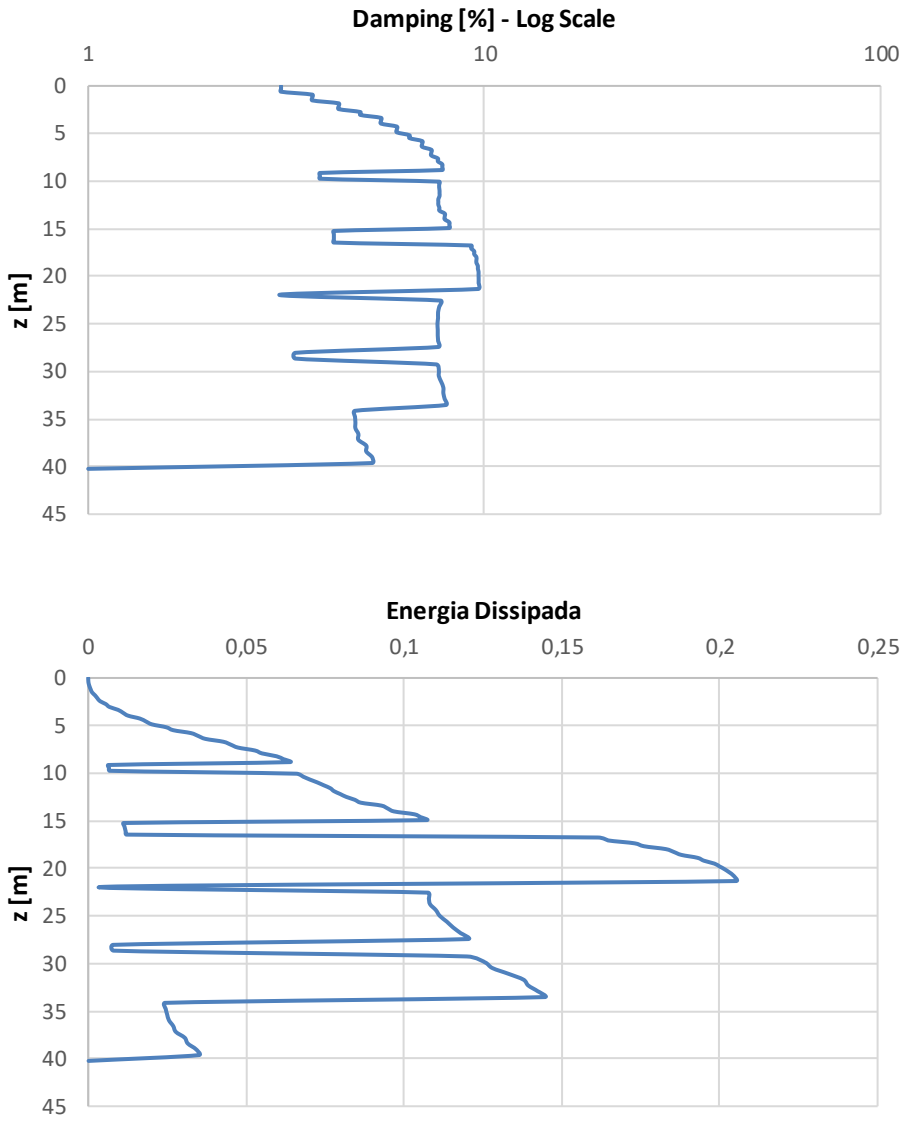


Figura 69- Distribuição do amortecimento e da energia dissipada em profundidade no perfil S1-V4 para o registo FJ7420.

O perfil de amortecimento evidencia uma resposta variável com a profundidade, refletindo a heterogeneidade estratigráfica e os diferentes níveis de deformação mobilizados em cada unidade. Nas camadas argilosas mais deformáveis observam-se, de forma geral, valores superiores de amortecimento, enquanto a presença de níveis de maior rigidez origina reduções localizadas. Estas variações coincidem com algumas das principais descontinuidades anteriormente identificadas nos perfis de V_S, evidenciando a relação entre a rigidez do material, o nível de deformação mobilizado e a dissipação interna de energia.

A energia dissipada apresenta uma distribuição fortemente dependente da profundidade. Verificam-se alterações acentuadas nas transições entre diferentes unidades geotécnicas, com valores mais elevados em determinados troços das camadas mais deformáveis e reduções localizadas associadas aos níveis intercalares mais rígidos. A resposta não é, portanto, uniforme ao longo do perfil, sendo a dissipação

condicionada simultaneamente pelas propriedades do material e pela solicitação efetivamente mobilizada durante a propagação do registo.

A interpretação conjunta destas duas grandezas mostra que as zonas de maior participação na resposta dinâmica não correspondem necessariamente às camadas de maior rigidez. Pelo contrário, os materiais mais deformáveis podem mobilizar níveis superiores de amortecimento e contribuir de forma mais significativa para a dissipação da energia sísmica. Este comportamento é coerente com a redução de rigidez anteriormente identificada através da comparação entre os perfis inicial e final de V_s.

Por fim, a resposta global do perfil no domínio da frequência foi avaliada através da função de transferência, apresentada na Figura 70.

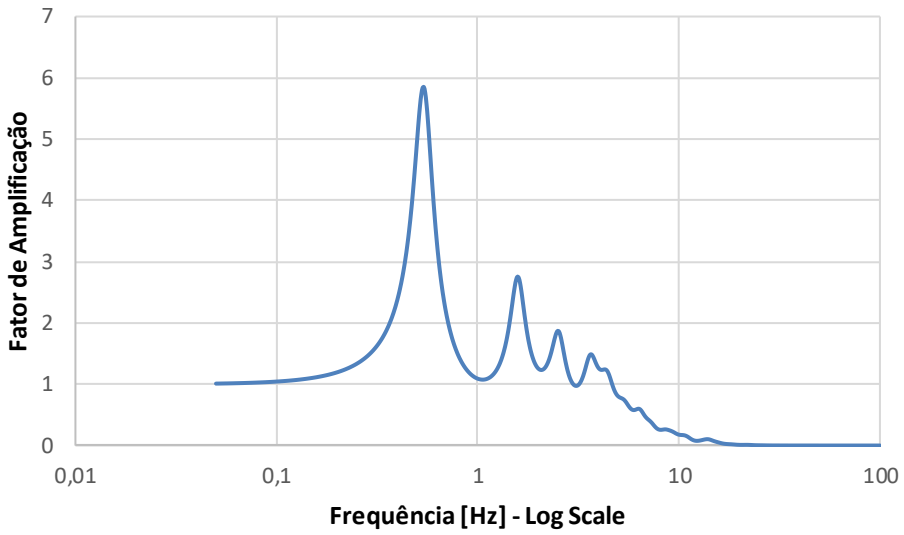


Figura 70- Função de transferência entre a base e a superfície do perfil S1-V4 para o cenário analisado.

A função de transferência evidencia uma resposta fortemente seletiva em frequência. O máximo principal ocorre aproximadamente entre 0,5 e 0,6 Hz, atingindo um fator de amplificação próximo de 6. Este intervalo corresponde a períodos da ordem de:

$$T = \frac{1}{f} \tag{105}$$

ou, aproximadamente:

$$T \approx 1{,}7 - 2{,}0\ s$$

identificando-se, assim, o intervalo de períodos associado à principal amplificação dinâmica da coluna de solo.

Para frequências superiores observam-se ainda vários máximos secundários, embora com amplitudes progressivamente inferiores à do pico principal. A partir de frequências mais elevadas verifica-se uma

tendência global de redução da função de transferência, atingindo-se valores inferiores à unidade, o que corresponde à atenuação das respetivas componentes do movimento.

Este comportamento confirma que a influência do perfil geotécnico não pode ser caracterizada apenas através da alteração da aceleração máxima entre a base e a superfície. A coluna de solo modifica de forma diferenciada as várias componentes do registo sísmico, amplificando determinados intervalos de frequência e atenuando outros. Consequentemente, a severidade da ação sísmica à superfície depende da relação entre o conteúdo em frequência do movimento de entrada e as características dinâmicas próprias do perfil.

7.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

7.2.1. ANÁLISE PRELIMINAR SINAL CS7820

A análise estrutural preliminar iniciou-se com o sinal CS7820, um dos dois registos selecionados para esta etapa. Considerou-se o movimento resultante da sua propagação através do perfil S1-V4, analisando-se a alteração entre o registo em rocha e o movimento obtido à superfície e, posteriormente, a resposta dos modelos estruturais simplificados. A Figura 71 apresenta o acelerograma do sinal em rocha.

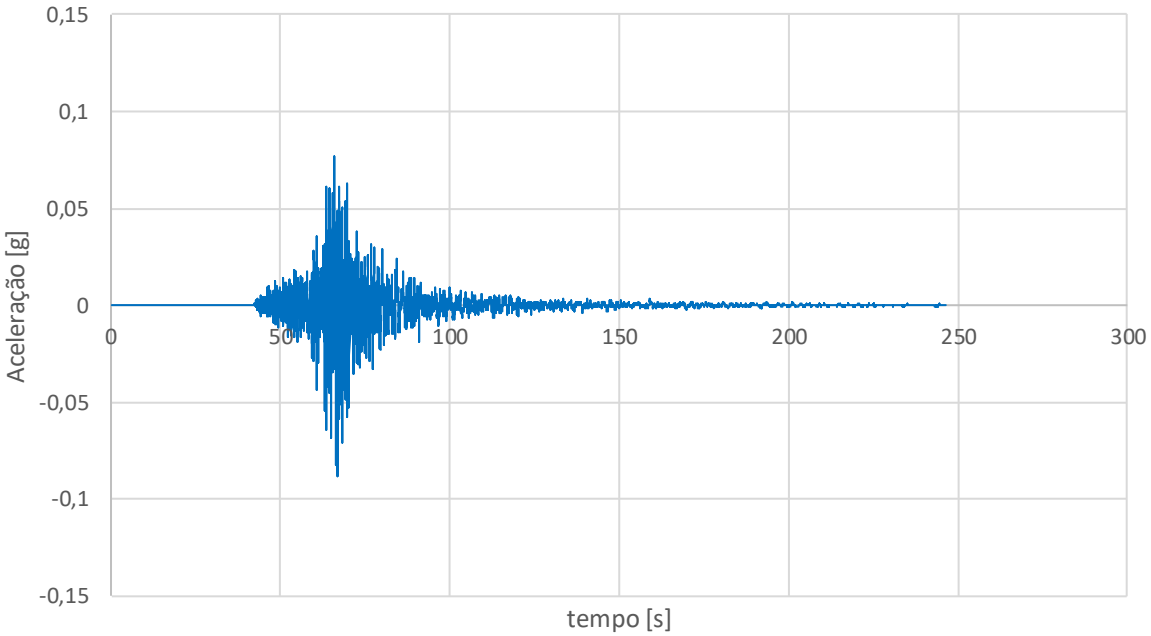


Figura 71-Acelerograma do sinal CS7820 em rocha.

O registo mostra a fase de maior intensidade aproximadamente entre os 50 s e os 90 s, seguida de uma redução progressiva da amplitude até ao final do registo. Este sinal constitui a referência de entrada antes da consideração dos efeitos associados à propagação através do perfil geotécnico.

Após a propagação através do perfil S1-V4, o sinal à superfície apresenta uma alteração da amplitude e da forma do registo, como é possível observar na Figura 72, sobretudo no intervalo correspondente à fase de maior intensidade do movimento.

Comparando o sinal à superfície com o sinal em rocha, observa-se um aumento da amplitude máxima da aceleração e uma alteração da forma do registo na fase de maior intensidade. Este comportamento

evidencia a influência das condições locais do solo na modificação do movimento sísmico, conduzindo a uma solicitação superficial mais severa para a análise estrutural subsequente.

A Figura 73 representa espetro de resposta do sinal à superfície e permite identificar os períodos para os quais a solicitação estrutural é mais significativa. No caso analisado, verifica-se um pico principal de aceleração espetral próximo de 0,7 s, com valores da ordem de 0,6 g. Observa-se ainda uma segunda zona de resposta relevante entre 1,5 s e 2,0 s, embora com amplitudes inferiores às do pico principal.

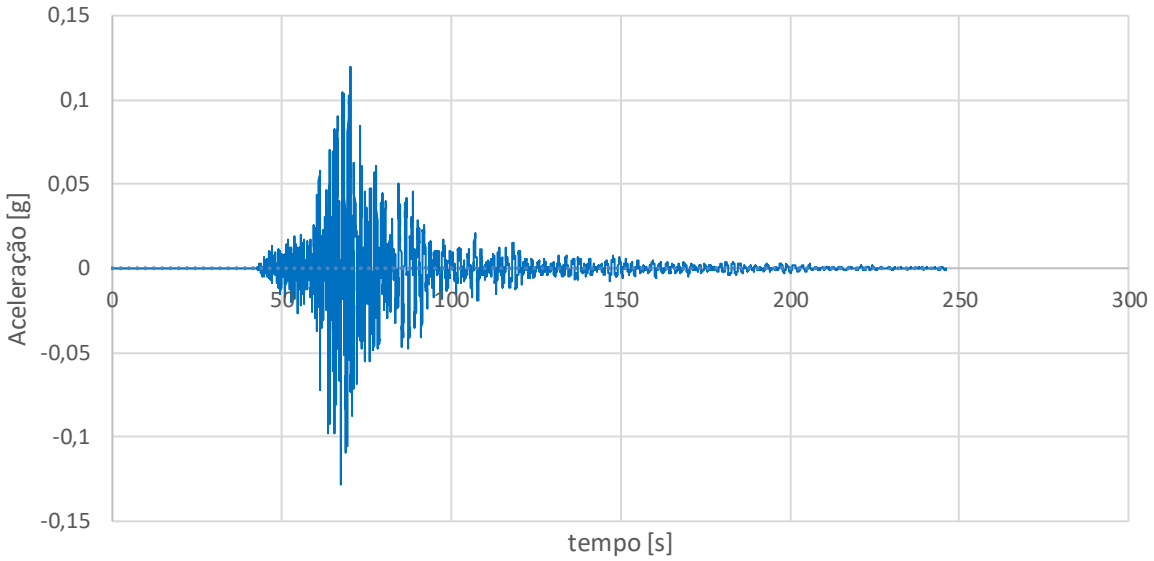


Figura 72-Acelerograma do sinal CS7820 à superfície para o perfil S1-V4.

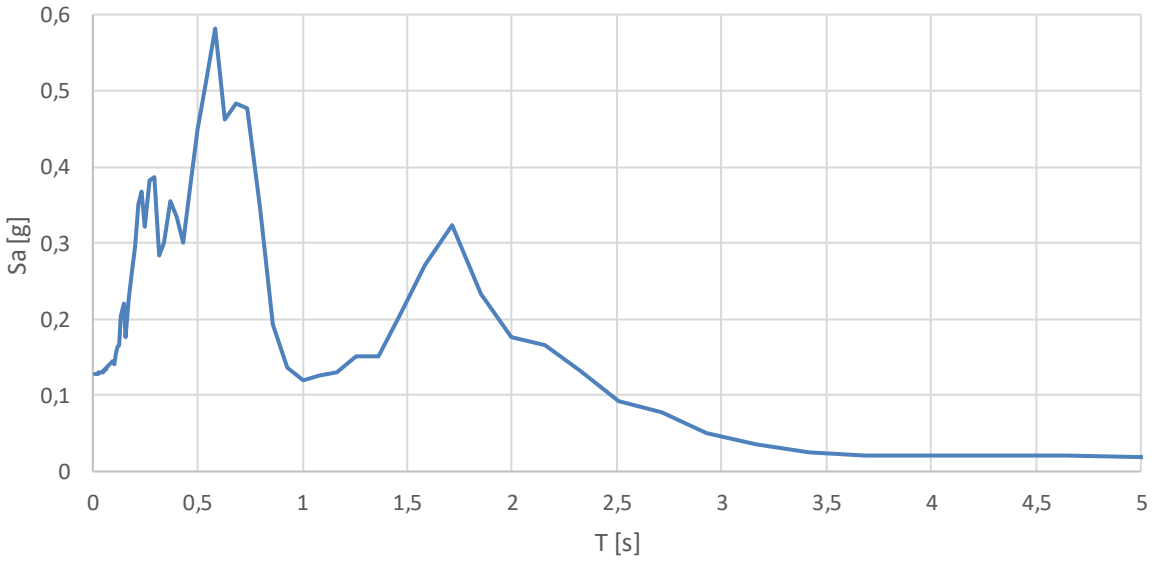


Figura 73-Espetro de resposta elástico do sinal CS7820 à superfície para 5% de amortecimento.

O modelo simplificado de um grau de liberdade considerado nesta análise encontra-se representado na Figura 40. Na Figura 74 está representada a resposta em aceleração do modelo de um grau de liberdade.

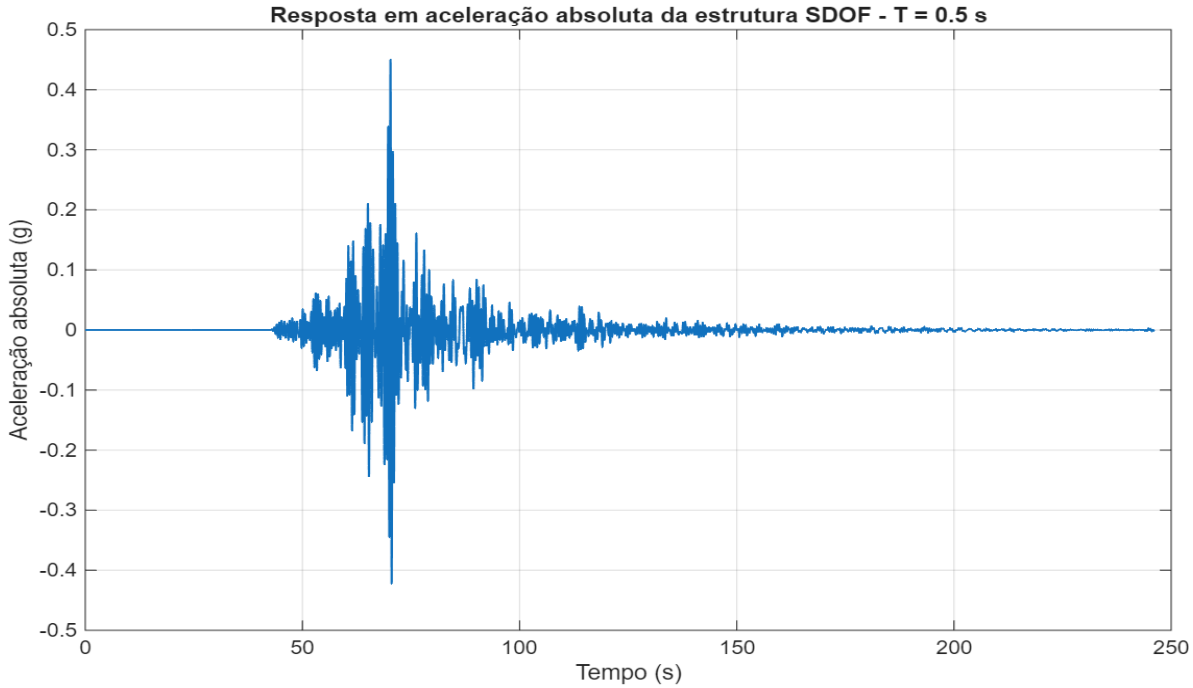


Figura 74-Resposta em aceleração absoluta do modelo de um grau de liberdade para T=0,5 s.

Para o modelo de um grau de liberdade com período próprio $T = 0{,}5\text{s}$, os valores máximos durante a fase de maior intensidade do acelerograma, aproximadamente entre os 60 s e os 80 s. A aceleração absoluta máxima atinge valores da ordem de 0,45 g, seguindo-se uma redução progressiva da amplitude ao longo do registo. Este comportamento mostra que a resposta estrutural é fortemente condicionada pelo conteúdo em frequência do sinal superficial.

Na Figura 75 assinala-se a localização do período $T = 0{,}5\text{s}$ no espetro de resposta do sinal à superfície.

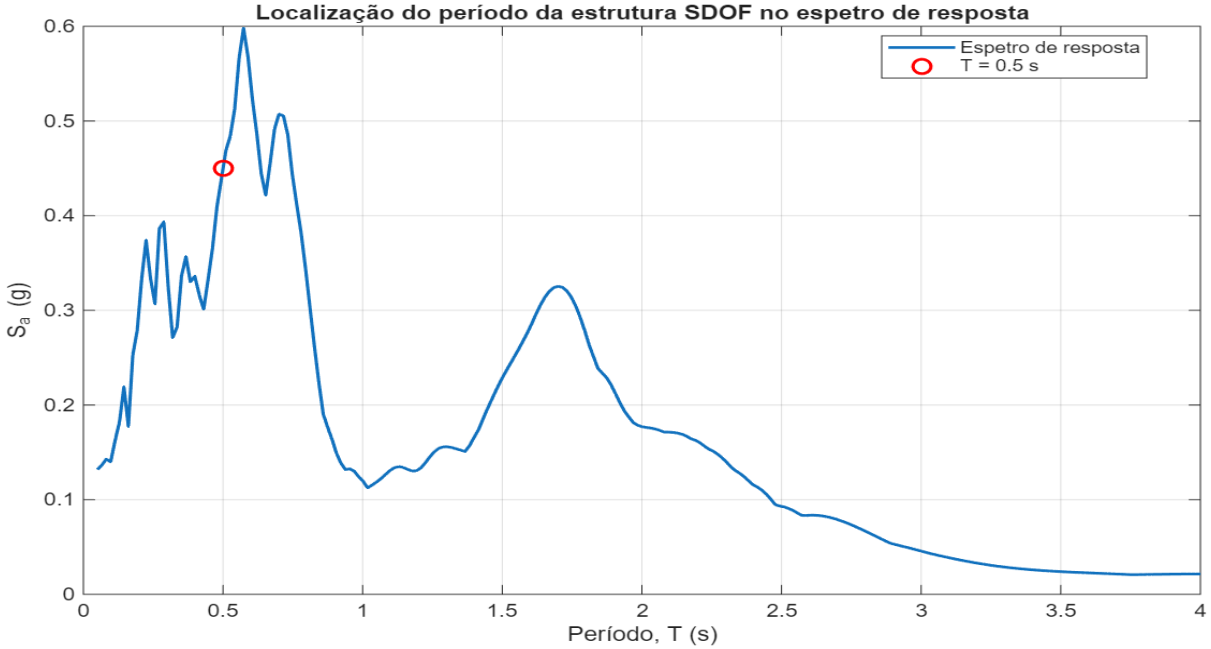


Figura 75-Localização do período T=0,5 s do modelo de um grau de liberdade no espetro de resposta.

A localização do período $T = 0{,}5$s no espetro de resposta permite compreender a magnitude da resposta obtida no domínio do tempo. Este período encontra-se numa zona de elevada aceleração espectral, próxima do pico principal do espetro. Assim, a resposta significativa do modelo resulta da compatibilidade entre o período próprio considerado e a gama de períodos em que o sinal à superfície apresenta maior capacidade de solicitação estrutural.

De forma complementar, foi analisado um modelo simplificado de pórtico bidimensional, que se encontra representado na Figura 41, permitindo considerar uma distribuição mais realista da rigidez e da massa relativamente ao modelo de um grau de liberdade. Apesar de continuar a tratar-se de uma idealização estrutural, este modelo possibilita avaliar a resposta dinâmica no topo da estrutura sob a ação do mesmo sinal sísmico à superfície.

A Figura 76 apresenta a resposta dinâmica do pórtico 2D em termos de aceleração absoluta no topo.

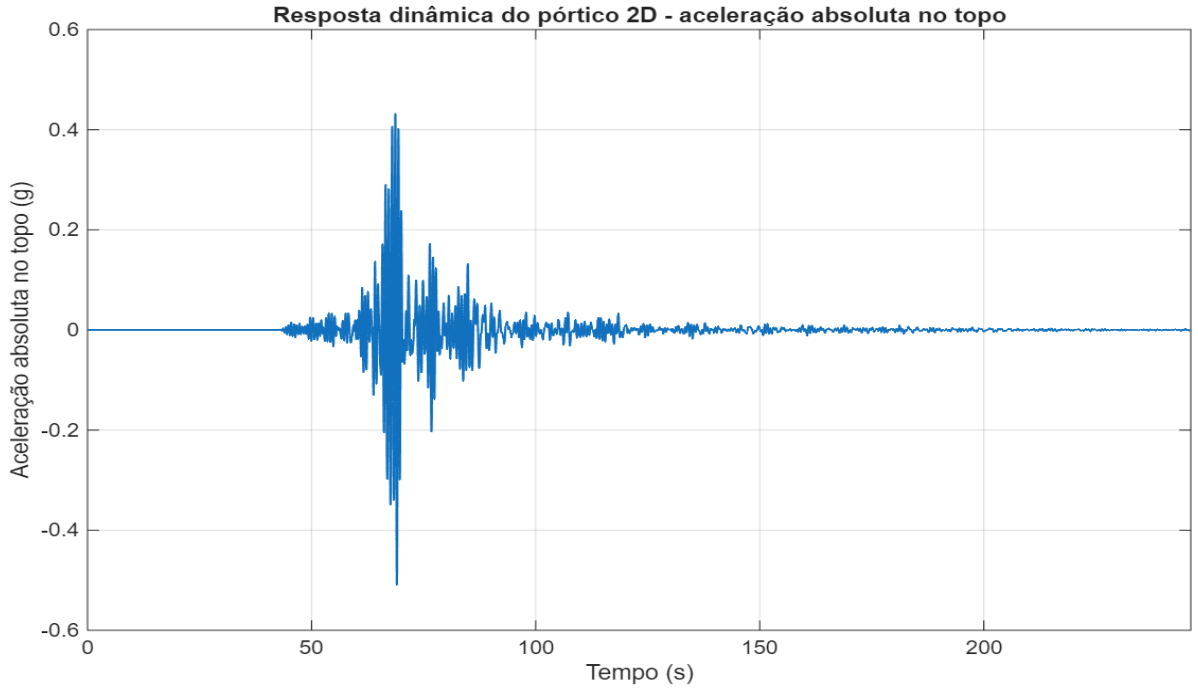


Figura 76-Resposta dinâmica do pórtico 2D: aceleração absoluta no topo.

A resposta dinâmica do pórtico 2D apresenta, tal como no modelo de um grau de liberdade, os valores máximos no intervalo de maior intensidade do acelerograma. A aceleração absoluta no topo atinge valores próximos de 0,4 g a 0,5 g, evidenciando uma resposta estrutural relevante para o sinal considerado. A semelhança geral entre esta resposta e a obtida para o modelo de um grau de liberdade indica que ambos os modelos são sensíveis à mesma gama dominante de períodos do sinal superficial.

Na Figura 77 encontra-se assinalado o período fundamental do pórtico, $T_1 = 0{,}708$s, no espetro de resposta do sinal à superfície.

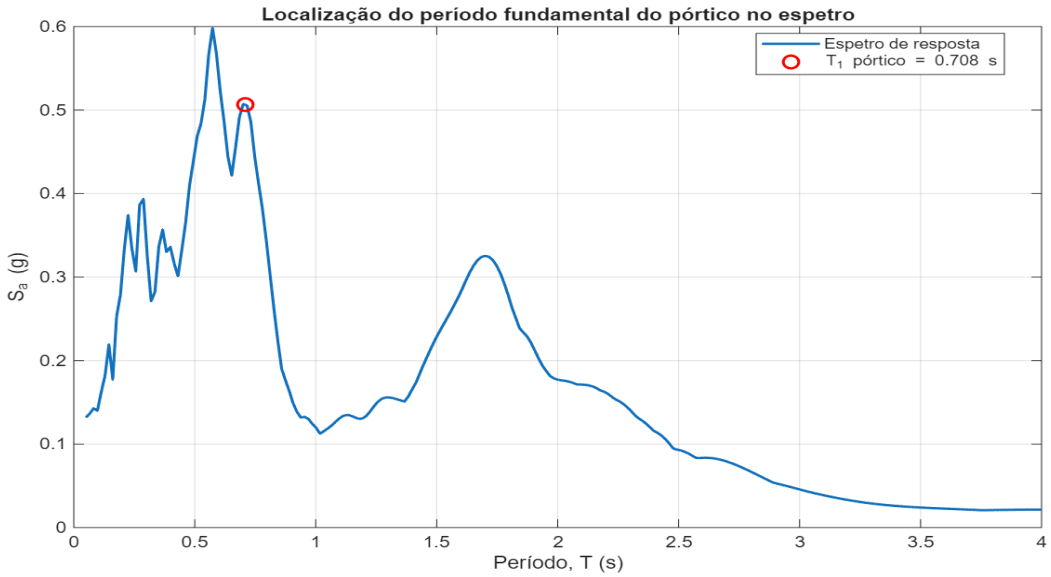


Figura 77-Localização do período fundamental T.

O período fundamental do pórtico, $T_1 = 0{,}708$s, encontra-se igualmente numa zona de resposta espetral significativa. Este resultado evidencia que a resposta dinâmica depende não apenas da amplitude máxima do acelerograma, mas também da relação entre o conteúdo espetral do sinal e as características dinâmicas do sistema.

De modo a enquadrar os resultados relativamente à ação sísmica considerada, comparou-se o espetro de resposta do sinal CS7820 à superfície com o espetro regulamentar. Na mesma representação foram assinalados os períodos próprios dos dois modelos simplificados, $T = 0{,}5$s para o sistema de um grau de liberdade e $T_1 = 0{,}708$s para o pórtico bidimensional. A indicação destes períodos tem como objetivo localizar cada modelo no espetro e identificar a solicitação correspondente. A Figura 78 apresenta esta comparação.

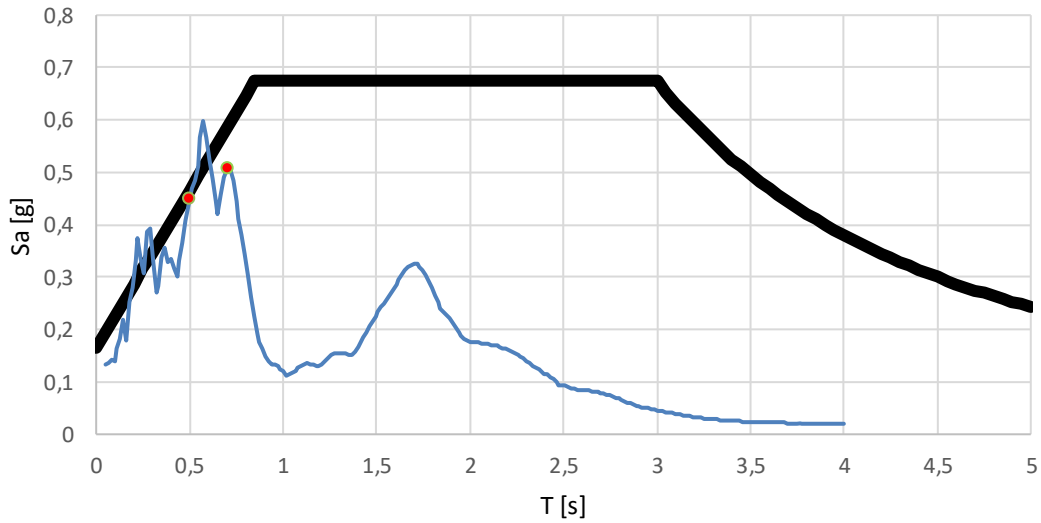


Figura 78-Comparação entre o espetro de resposta do sinal CS7820 à superfície, o espetro regulamentar, com indicação dos períodos próprios dos modelos estruturais simplificados.

Assim, a análise permite verificar que os períodos próprios dos dois modelos se encontram em zonas de resposta espectral relevante, evidenciando a importância da relação entre o conteúdo espetral do movimento sísmico e as características dinâmicas dos sistemas analisados.

7.2.2. Análise Preliminar Sinal FJ7420

De forma a complementar, procedeu-se à análise do sinal FJ7420, também aplicado ao perfil S1-V4. Esta análise permite verificar se a resposta observada para o sinal anterior se mantém quando é considerado um movimento sísmico distinto. A Figura 79 apresenta o acelerograma do sinal FJ7420 em rocha.

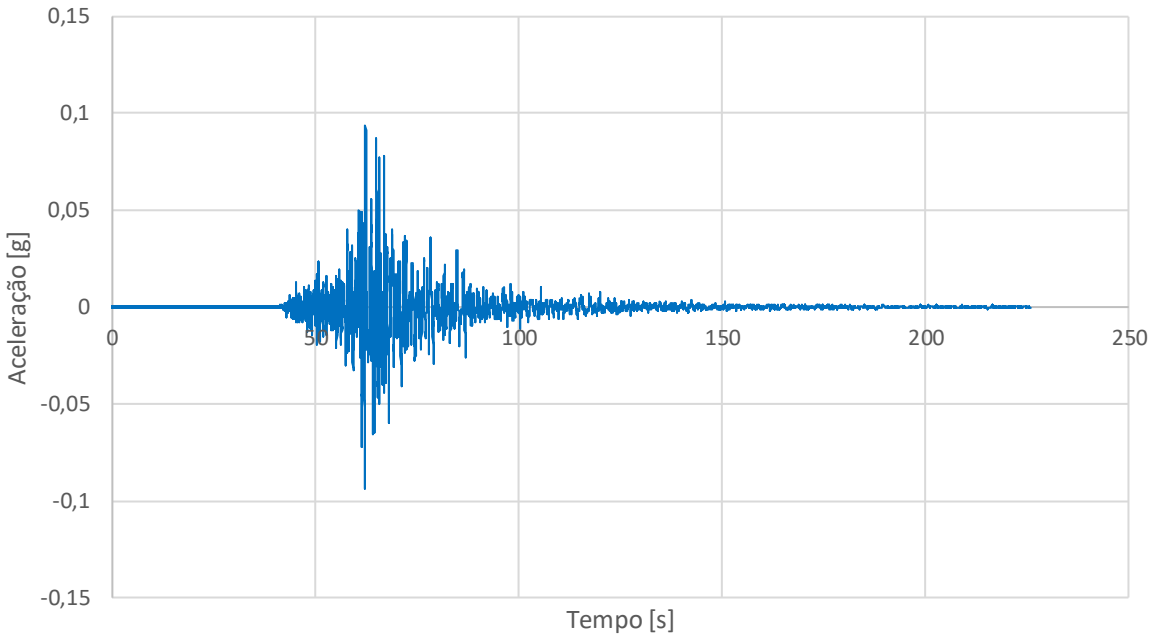


Figura 79-Acelerograma do sinal FJ7420 em rocha.

O sinal em rocha apresenta a fase de maior intensidade aproximadamente entre os 45 s e os 85 s, concentrando-se nesse intervalo as maiores amplitudes de aceleração e após este intervalo, verifica-se uma diminuição progressiva da amplitude até ao final do registo.

A Figura 80 apresenta o acelerograma do sinal FJ7420 obtido à superfície após a propagação através do perfil S1-V4.

Para avaliar a relevância estrutural do sinal obtido à superfície, apresenta-se na Figura 81 o espetro de resposta elástico do sinal FJ7420, considerado para 5% de amortecimento.

Comparando o sinal à superfície com o sinal em rocha, observa-se um aumento da amplitude máxima da aceleração, bem como uma alteração da forma do registo durante a fase de maior intensidade. Este resultado confirma novamente a influência das condições locais do solo na modificação do movimento sísmico.

O espetro evidencia valores significativos de aceleração em mais do que uma gama de períodos. Observa-se uma primeira zona de resposta relevante entre aproximadamente 0,3 s e 0,8 s, e uma segunda

zona de maior solicitação em torno de 1,5 s a 2 s. Esta distribuição indica que o sinal FJ7420 apresenta conteúdo espetral capaz de condicionar estruturas com diferentes períodos próprios.

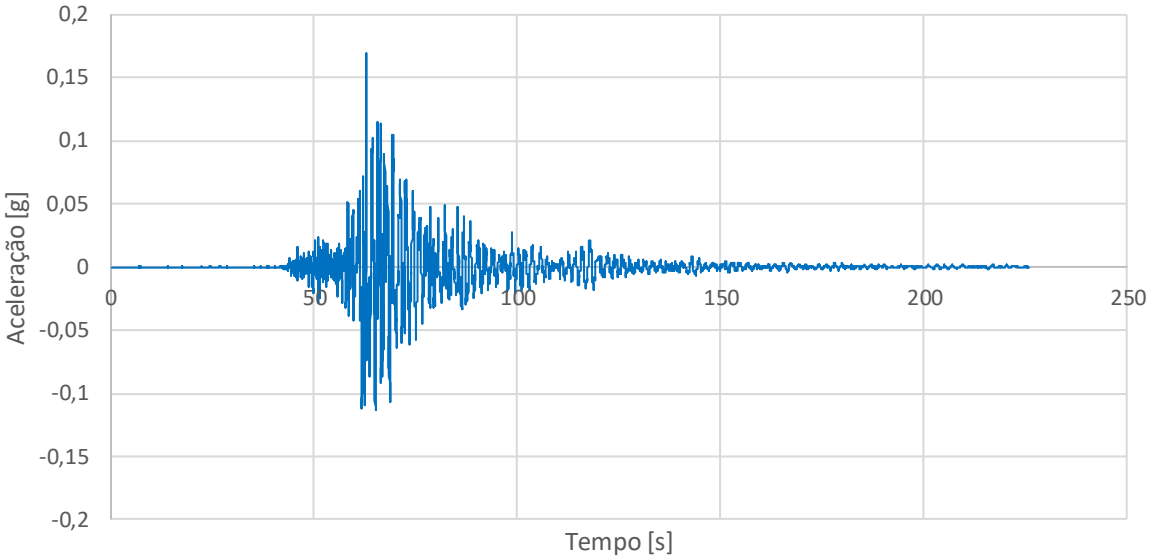


Figura 80-Acelerograma do sinal FJ7420 à superfície para o perfil S1-V4.

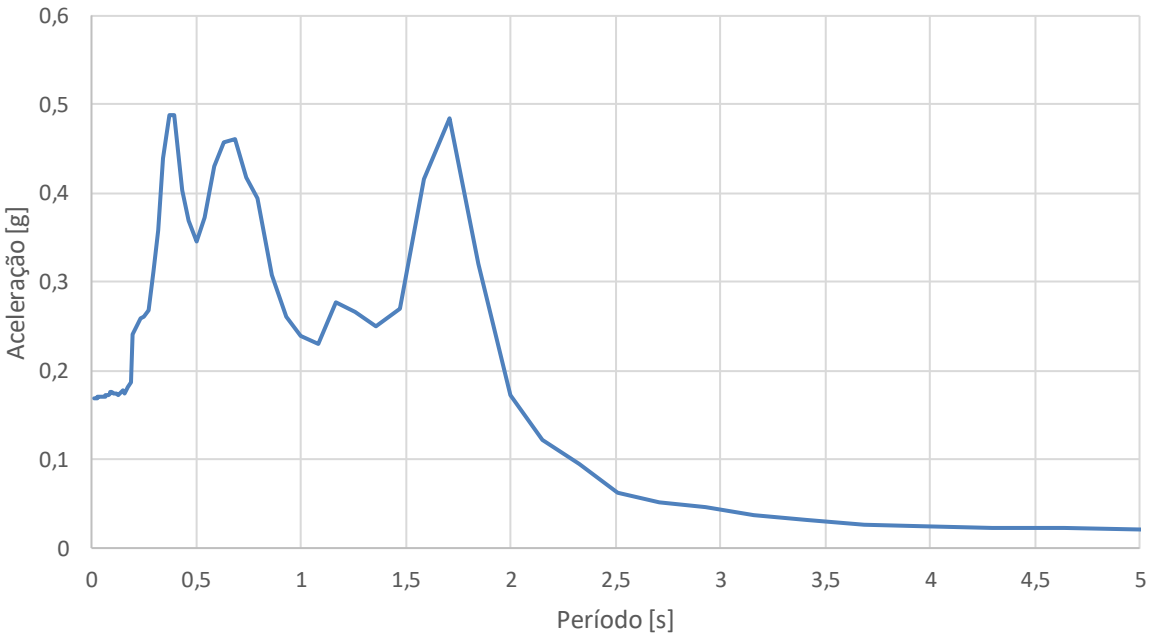


Figura 81-Espetro FJ7420 à superfície.

Tendo em conta o espetro de resposta obtido para o sinal FJ7420 à superfície, analisou-se a resposta do modelo simplificado de um grau de liberdade com período próprio $T = 0{,}5$s. A Figura 82 apresenta a evolução temporal da aceleração absoluta da estrutura para este modelo.

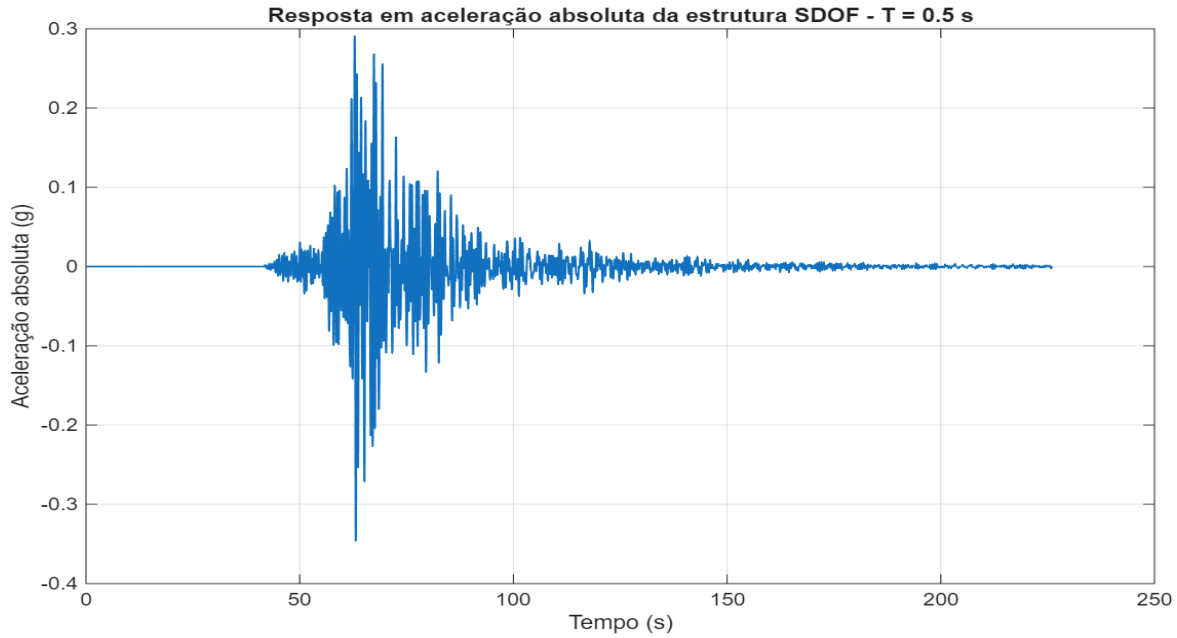


Figura 82-Resposta em aceleração absoluta do modelo de um grau de liberdade para o sinal FJ7420 à superfície, com T=0,5 s.

A resposta em aceleração absoluta apresenta os valores máximos durante a fase de maior intensidade do acelerograma, aproximadamente entre os 55 s e os 80 s. O valor máximo atinge cerca de 0,29 g em valor absoluto, seguindo-se uma diminuição gradual da resposta ao longo do registo. Comparativamente ao caso CS7820, a resposta do modelo de um grau de liberdade é menos elevada, embora continue a ser significativa.

Na Figura 83 encontra-se assinalada a localização do período próprio $T = 0{,}5\text{s}$ no espetro de resposta do sinal FJ7420 à superfície.

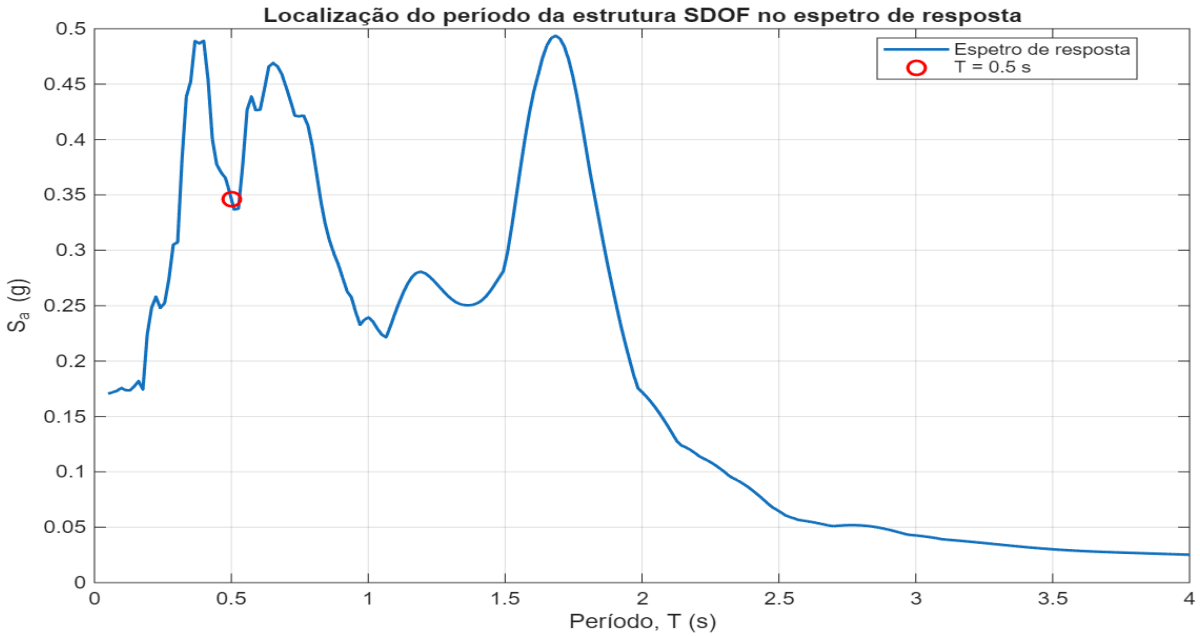


Figura 83-Localização do período T=0,5 s do modelo de um grau de liberdade no espectro de resposta do sinal FJ7420 à superfície.

O período $T = 0{,}5s$ localiza-se numa zona de aceleração ainda elevada, embora não coincida com o valor máximo do espetro. Este aspeto ajuda a explicar a resposta obtida no domínio do tempo: o modelo é solicitado por uma gama de períodos relevante, mas não exatamente pela zona mais condicionante do sinal FJ7420.

De seguida, avaliou-se a resposta do pórtico bidimensional simplificado sujeito ao mesmo sinal à superfície. A Figura 84 apresenta a aceleração absoluta no topo do pórtico.

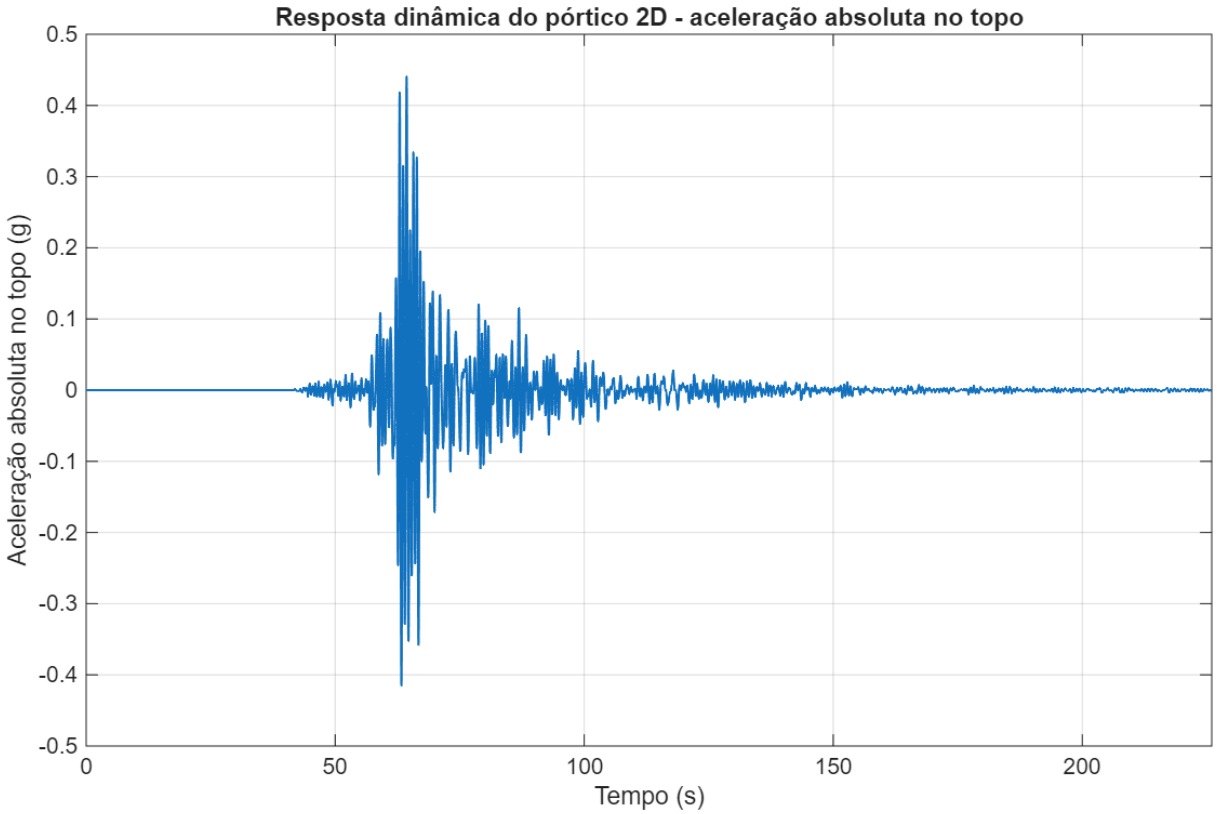


Figura 84-Resposta dinâmica do pórtico 2D em aceleração absoluta no topo para o sinal FJ7420 à superfície.

A resposta do pórtico apresenta também os valores máximos no intervalo de maior intensidade do acelerograma, com amplitudes mais expressivas concentradas aproximadamente entre os 60 s e os 75 s. A aceleração absoluta no topo atinge valores da ordem de 0,4 g a 0,45 g, sendo superior à resposta obtida para o modelo de um grau de liberdade. Esta diferença está associada à localização do período fundamental do pórtico no espetro de resposta.

A Figura 85 apresenta a localização do período fundamental do pórtico, $T_1 = 0{,}708$s, no espetro de resposta do sinal FJ7420 à superfície.

O período fundamental do pórtico situa-se numa zona de aceleração espectral superior à correspondente ao período $T = 0{,}5$s do modelo de um grau de liberdade. Esta localização justifica a resposta mais elevada observada no topo do pórtico, uma vez que o período fundamental do modelo se aproxima de uma zona particularmente exigente do espectro do sinal FJ7420.

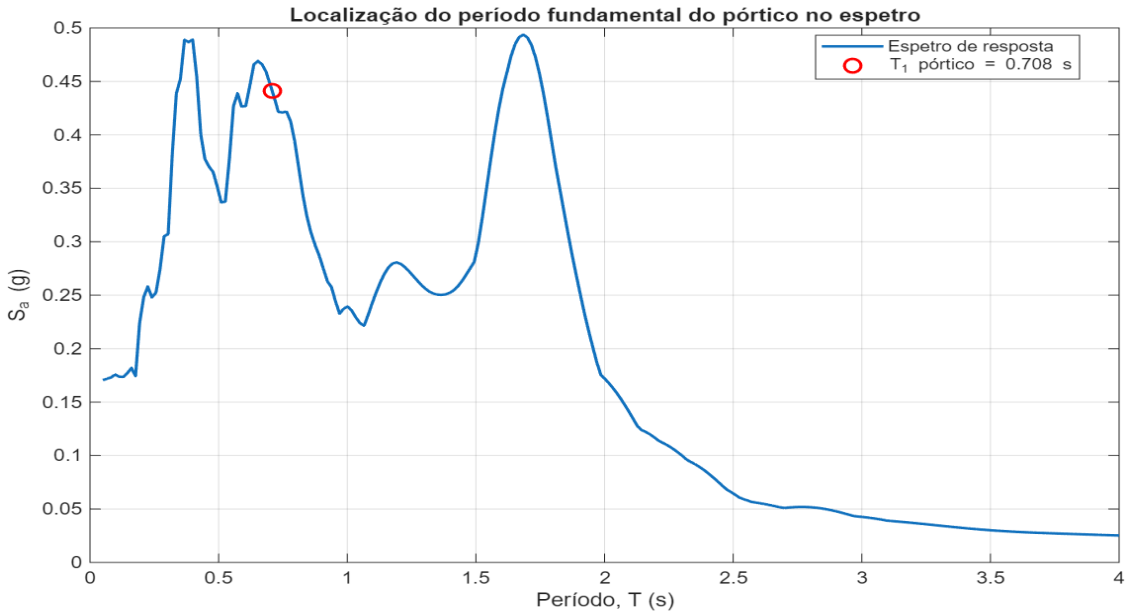


Figura 85-Localização do período fundamental T

Assim, a análise do sinal FJ7420 mostra que os períodos próprios dos dois modelos estruturais simplificados se encontram em zonas de resposta espetral relevante. Contudo, a posição de cada período no espetro é distinta, refletindo diferentes níveis de solicitação espetral para cada sistema. Estes resultados reforçam a importância da relação entre o conteúdo espetral do movimento sísmico e as características dinâmicas dos modelos analisados.

De modo a enquadrar os resultados relativamente à ação sísmica regulamentar, comparou-se o espetro de resposta do sinal FJ7420 à superfície com o espetro regulamentar considerado. Na mesma representação foram assinalados os períodos próprios dos dois modelos estruturais simplificados, $T = 0{,}5$s para o sistema de um grau de liberdade e $T_1 = 0{,}708$s para o pórtico bidimensional. A indicação destes períodos permite localizar cada modelo no espetro e identificar a solicitação correspondente. A Figura 87 apresenta esta comparação. Esta comparação é apresentada na Figura 86.

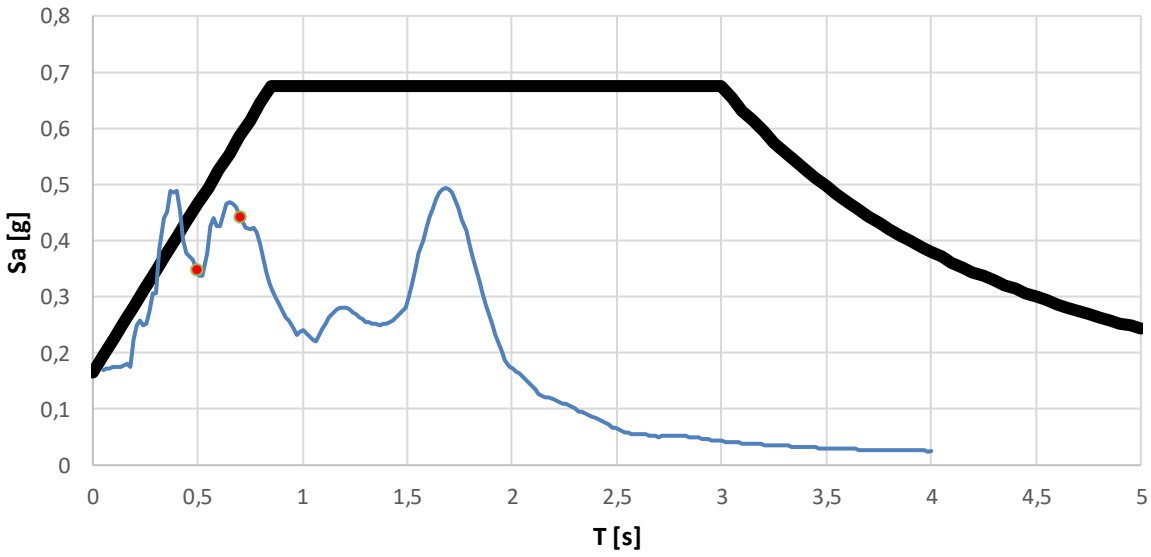


Figura 86-Comparação entre o espetro de resposta do sinal FJ7420 à superfície, o espetro regulamentar considerado e os períodos próprios dos modelos estruturais simplificados.

Observa-se que, nos períodos correspondentes aos dois modelos simplificados, o espetro de resposta do sinal FJ7420 à superfície se mantém abaixo do espetro regulamentar considerado. Deste modo, para este sinal, a ação regulamentar apresenta valores de aceleração espectral superiores nos períodos analisados.

7.2.3. Síntese dos Resultados da Análise Estrutural Simplificada

Após a análise individual dos dois cenários considerados, apresenta-se na Tabela 50 uma síntese dos principais resultados obtidos. Para cada caso são apresentados a PGA à superfície, o período próprio do modelo, o deslocamento relativo máximo e a aceleração absoluta máxima, permitindo sintetizar a resposta estrutural associada a cada movimento sísmico.

Tabela 50-Síntese dos resultados máximos obtidos nos modelos estruturais simplificados para os sinais analisados.

Sinal	Modelo	$PGA_{superfície}$ [g]	Período próprio [s]	Deslocamento relativo máximo [cm]	Aceleração Absoluta Máxima [g]
CS7820	1 GDL	0,1279 g	0,500 s	2,7806	0,4500 g
CS7820	Pórtico	0,1279 g	0,7084 s	6,3065	0,5083 g
FJ7420	1 GDL	0,1692 g	0,500 s	2,1395	0,3459 g
FJ7420	Pórtico	0,1692 g	0,7084 s	5,4723	0,4407 g

A análise dos resultados evidencia que uma maior PGA à superfície não corresponde necessariamente a uma resposta estrutural mais elevada. Embora o sinal FJ7420 apresente a maior PGA, igual a $0{,}1692\ g$, o sinal CS7820 conduz a valores superiores de deslocamento relativo e de aceleração absoluta máxima em ambos os modelos considerados.

No sistema de um grau de liberdade, o CS7820 origina um deslocamento relativo máximo de $2{,}7806\text{cm}$ e uma aceleração absoluta máxima de $0{,}4500\ g$, enquanto para o FJ7420 se obtêm, respetivamente, $2{,}1395\text{cm}$ e $0{,}3459\ g$. A mesma tendência é observada no pórtico, no qual o deslocamento relativo máximo diminui de $6{,}3065\text{cm}$ para $5{,}4723\text{cm}$ e a aceleração absoluta máxima de $0{,}5083\ g$ para $0{,}4407\ g$, entre os sinais CS7820 e FJ7420.

Os casos analisados demonstram que a resposta dos sistemas analisados não é controlada exclusivamente pela amplitude máxima do movimento sísmico, sendo igualmente condicionada pelo seu conteúdo espetral e pela posição do período próprio de cada modelo no respetivo espetro de resposta. Os deslocamentos relativos assumem particular importância no caso do pórtico, uma vez que traduzem diretamente a deformação lateral da estrutura e se encontram associados aos esforços desenvolvidos nos pilares.

Para complementar a análise, foi ainda determinada a razão entre a aceleração absoluta máxima da estrutura e a PGA do movimento sísmico aplicado na base.

Esta grandeza permite avaliar quantas vezes a aceleração máxima da estrutura corresponde à aceleração máxima do movimento do solo, sendo definida por:

$$R_a = \frac{a_{\text{abs,max}}}{PGA} \tag{106}$$

em que $a_{\text{abs,max}}$ representa a aceleração absoluta máxima obtida no modelo e PGA a aceleração máxima do movimento sísmico à superfície aplicado na base. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 51.

Tabela 51-Razão entre a aceleração absoluta máxima da estrutura e a PGA do movimento sísmico aplicado.

Sinal	Modelo	PGA à superfície [g]	Aceleração absoluta máxima [g]	$R_a = a_{\text{abs,max}}/PGA$
CS7820	1 GDL	0,1279	0,4500	3,5171
CS7820	Pórtico	0,1279	0,5083	3,9730
FJ7420	1 GDL	0,1692	0,3459	2,0444
FJ7420	Pórtico	0,1692	0,4407	2,6042

Para o sinal CS7820, a aceleração absoluta máxima corresponde a cerca de 3,52 vezes a PGA no sistema de 1 grau de liberdade e a cerca de 3,97 vezes no pórtico bidimensional. Para o sinal FJ7420, estas razões reduzem-se para aproximadamente 2,04 e 2,60, respetivamente.

Apesar de o sinal FJ7420 apresentar a maior PGA à superfície, as razões R_a obtidas são inferiores às correspondentes ao CS7820 em ambos os modelos analisados.

7.2.4. Análise Estrutural Autodesk Robot

7.2.4.1. Caracterização Modal do Modelo

Uma vez que a geometria, as propriedades dos materiais, as secções dos elementos, as condições de apoio e a distribuição de massas se mantiveram inalteradas, a caracterização modal do modelo é comum às análises realizadas com o espetro regulamentar e com o espetro real.

Foram calculados dez modos de vibração, cujas frequências, períodos e percentagens de participação modal nas direções *X* e *Z* estão apresentados na Tabela 52.

Tabela 52-Frequências, períodos e participação de massa dos modos de vibração do modelo estrutural.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal UX (%)	Massa acumulada UX (%)	Massa modal UZ (%)	Massa acumulada UZ (%)
1	2,42	0,41	93,74	93,74	0,00	0,00
2	4,52	0,22	0,00	93,74	32,42	32,42
3	11,07	0,09	0,01	93,75	0,00	32,42
4	11,08	0,09	0,00	93,75	35,10	67,51
5	13,00	0,08	1,72	95,48	0,00	67,51
6	24,16	0,04	0,00	95,48	3,22	70,74
7	27,05	0,04	0,00	95,48	2,37	73,11
8	36,55	0,03	0,95	96,42	0,00	73,11
9	39,34	0,03	0,32	96,74	0,00	73,11
10	39,56	0,03	0,00	96,74	6,60	79,71

A massa total considerada pelo modelo é de 683 313,62 kg na direção *X* e de 680 525,13 kg na direção *Z*.

Os resultados evidenciam que o comportamento dinâmico da estrutura na direção longitudinal é claramente dominado pelo primeiro modo de vibração. Este modo apresenta uma frequência de 2,42 Hz, um período fundamental de 0,41 s, e mobiliza, 93,74% da massa total na direção *X*. A elevada participação modal obtida demonstra que a resposta da estrutura à ação sísmica longitudinal é essencialmente controlada por este modo.

Os modos seguintes apresentam uma contribuição reduzida para o movimento na direção *X*. Entre estes, destaca-se o quinto modo, com uma participação de 1,72%, seguido do oitavo e do nono modos, com participações de 0,95% e 0,32%, respetivamente.

Considerando os dez modos calculados, a massa modal acumulada na direção longitudinal atinge 96,74%, indicando que os modos considerados representam praticamente a totalidade da resposta dinâmica relevante nessa direção.

Na direção vertical, a participação modal encontra-se mais distribuída. Os contributos mais significativos correspondem ao segundo e ao quarto modos, que mobilizam 32,42% e 35,10% da massa

em Z, respetivamente. No final dos dez modos, a massa acumulada nesta direção é de 79,71%. Contudo, uma vez que a ação sísmica considerada no presente estudo foi aplicada exclusivamente na direção longitudinal X, a interpretação da resposta estrutural centra-se principalmente nos modos com participação nessa direção.

A Figura 87 apresenta a configuração deformada associada ao primeiro modo de vibração, correspondente ao modo fundamental do modelo.

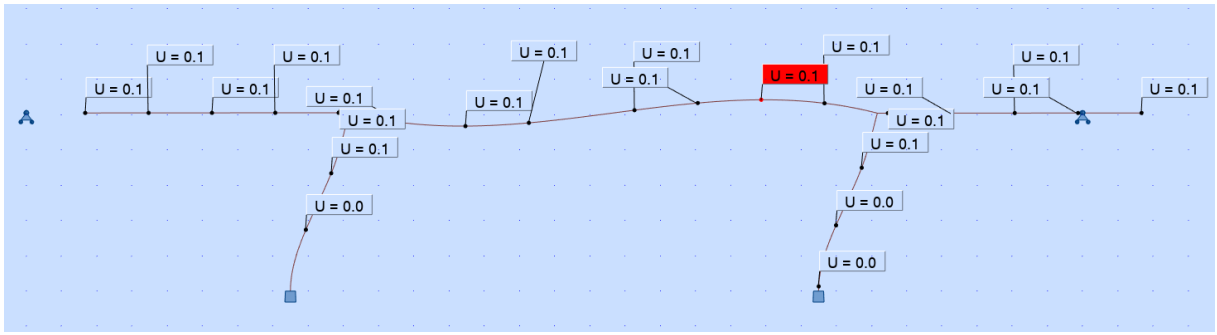


Figura 87-Configuração do primeiro modo de vibração do modelo estrutural T =041s.

A configuração modal confirma os valores do primeiro modo e a sua predominância na direção longitudinal. Este resultado é coerente com a elevada percentagem de massa mobilizada em X, justificando a influência dominante deste modo na resposta obtida para os dois espetros considerados.

7.2.4.2. Resposta Estrutural ao Espetro Regulamentar Mexicano

Após a caracterização modal do modelo, procedeu-se à avaliação da resposta estrutural para o espetro regulamentar mexicano. A ação sísmica foi aplicada na direção longitudinal X. Atendendo a que o primeiro modo mobiliza 93,74% da massa total nessa direção, começou-se por verificar a força horizontal associada ao modo fundamental.

A força modal equivalente foi determinada através da seguinte expressão:

$$F_1 = m_{\text{ef},1}\, S_a(T_1) \tag{107}$$

em que $m_{\text{ef},1}$ representa a massa modal efetiva do primeiro modo e $S_a(T_1)$ corresponde à aceleração espetral associada ao período fundamental da estrutura.

Na Tabela 53 apresenta-se a comparação entre a força calculada e a soma das reações horizontais obtida no Robot.

Tabela 53- Verificação da força horizontal associada ao primeiro modo para o espetro regulamentar mexicano.

Parâmetro	Valor
Período fundamental, T_0	0,41 s
Massa modal efetiva, $m_{ef,0}$	640 538,20 kg
Aceleração, $S_a(T_0)$	4,03191 m/s²
Força horizontal calculada	2 582,59 kN
Soma das reações horizontais, em valor absoluto	2 597,32 kN
Diferença	0,57%

A força horizontal calculada foi de 2 582,59 kN, enquanto a soma das reações horizontais fornecida pelo Robot foi de 2 597,32 kN. A diferença relativa entre os dois valores é de apenas 0,57%, o que confirma a consistência entre o cálculo manual e a resposta obtida numericamente.

Os valores extremos dos deslocamentos e das rotações nodais obtidos para as combinações espectrais são apresentados na Tabela 54.

Tabela 54- Valores extremos dos deslocamentos e das rotações para o espetro regulamentar mexicano

Grandeza	Valor máximo	Nó	Valor mínimo	Nó
U_X(cm)	2,30	7	-2,30	10
U_Z(cm)	0,40	192	-2,20	40
R_Y(°)	0,22	353	-0,22	324

O deslocamento longitudinal máximo apresenta um valor absoluto de 2,30 cm, verificando-se valores de igual magnitude nos dois sentidos da direção X. Esta simetria resulta da consideração das envolventes positiva e negativa da ação sísmica e traduz a possibilidade de ocorrência do movimento em ambos os sentidos longitudinais.

Embora a ação sísmica tenha sido aplicada exclusivamente na direção X, o comportamento do pórtico origina igualmente deslocamentos na direção vertical, devido à deformação conjunta do tabuleiro e dos pilares. A configuração deformada e a distribuição dos deslocamentos longitudinais encontram-se representadas na Figura 88.

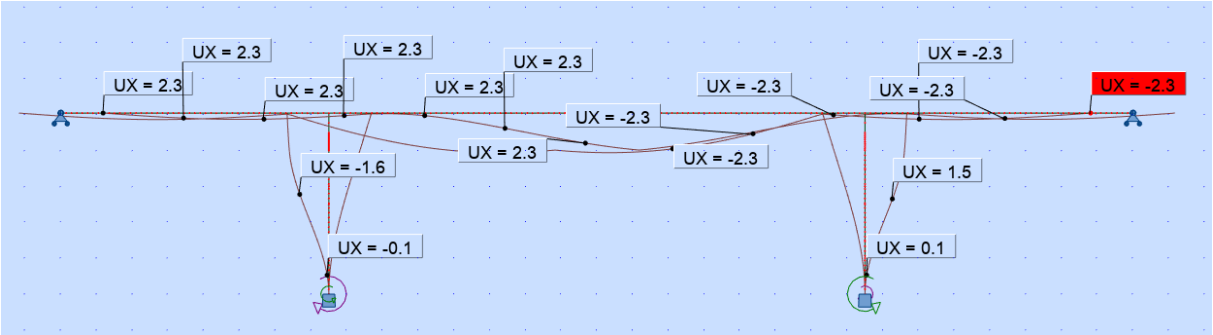


Figura 88-Configuração deformada e distribuição dos deslocamentos longitudinais UX para o espetro regulamentar mexicano.

Como se observa na Figura 88, o tabuleiro apresenta deslocamentos longitudinais próximos do valor máximo em grande parte da sua extensão. Este comportamento resulta da elevada rigidez axial do elemento longitudinal, que conduz a deformações axiais reduzidas e, consequentemente, a uma distribuição aproximadamente uniforme dos deslocamentos horizontais ao longo da sua extensão.

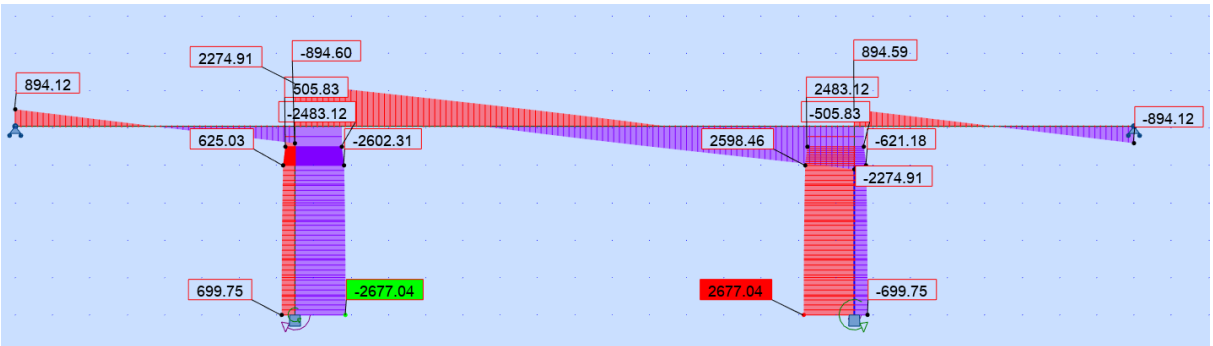
Ao longo dos pilares, estes deslocamentos diminuem progressivamente até atingirem valores praticamente nulos nas respetivas bases encastradas. A deformação apresentada encontra-se ampliada pelo programa, tendo como objetivo facilitar a visualização da resposta estrutural.

Os valores máximos e mínimos dos esforços internos obtidos para as combinações espectrais são apresentados na Tabela 55.

Tabela 55- Valores extremos dos esforços internos para o espetro regulamentar mexicano.

Esforço interno	Valor máximo	Valor mínimo	Máximo em valor absoluto
Esforço normal, F_X(kN)	3 974,23	-739,78	3 974,23
Esforço transverso, F_Z(kN)	2 677,04	-2 677,04	2 677,04
Momento fletor, M_Y(kN·m)	15 173,86	-15 173,86	15 173,86

Os valores máximo e mínimo apresentam a mesma magnitude e sinais opostos, traduzindo a inversão do sentido dos esforços quando são considerados os dois sentidos possíveis da ação sísmica longitudinal. As respetivas envolventes encontram-se representadas na Figura 89.



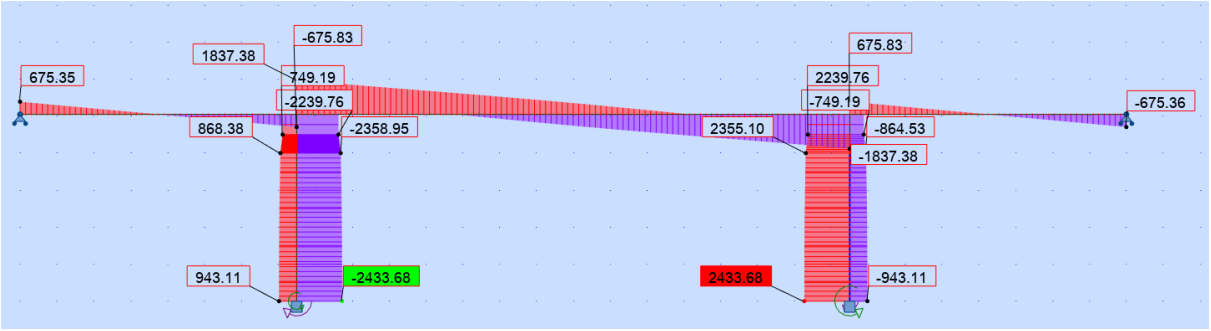


Figura 89- Envolventes positiva e negativa dos esforços transversos Fz para o espetro regulamentar mexicano: em cima a envolvente máxima; em baixo envolvente mínima.

Os momentos fletores atingem um valor máximo absoluto de 15 173,86 kN·m. As maiores solicitações concentram-se nas ligações entre o tabuleiro e os pilares, zonas onde a transmissão dos esforços horizontais provoca uma alteração acentuada da deformada e, consequentemente, uma elevada mobilização da rigidez à flexão. Verificam-se igualmente momentos significativos nas bases dos pilares, com valores da ordem de 11 335 kN·m. As envolventes positiva e negativa dos momentos fletores são apresentadas na Figura 90.

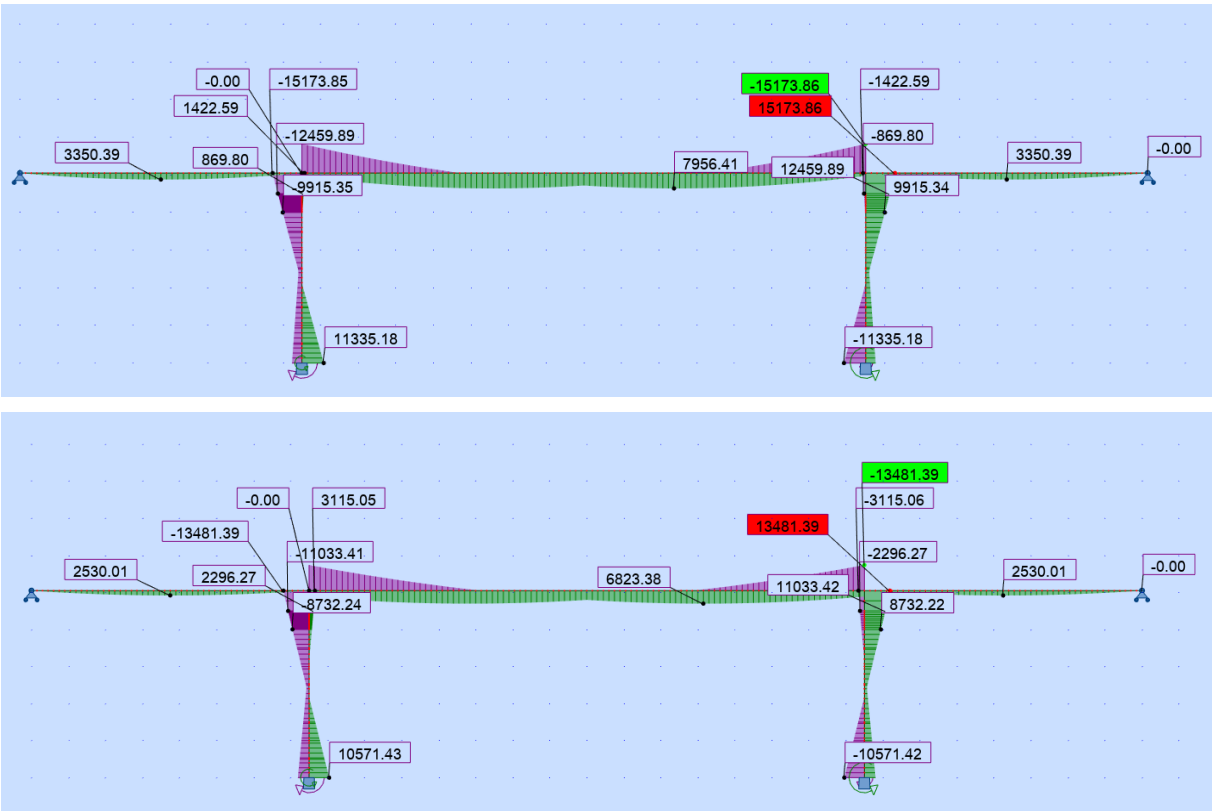


Figura 90- Envolventes positiva e negativa dos momentos fletores My para o espetro regulamentar mexicano: em cima a envolvente Máxima e em baixo a envolvente mínima.

A Figura 90 evidencia a inversão dos sinais dos momentos em função do sentido considerado para a ação sísmica. Apesar desta inversão, o valor máximo absoluto mantém-se igual nas duas envolventes, atingindo 15 173,86 kN/m.

7.2.4.3 Resposta Estrutural ao Espetro Real

Concluída a avaliação da resposta estrutural com o espetro regulamentar mexicano, procedeu-se à análise do modelo para o espetro real.

Tal como na análise anterior, começou-se por verificar a força horizontal associada ao primeiro modo de vibração, que mobiliza 93,74% da massa total na direção longitudinal. Aplicando a expressão anteriormente apresentada e considerando a aceleração correspondente ao período fundamental da estrutura, obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela *56*.

Tabela 56-Verificação da força horizontal associada ao primeiro modo para o espetro real.

Parâmetro	Valor
Período fundamental, T_0	0,41 s
Massa modal efetiva, $m_{ef,0}$	640 538,20 kg
Aceleração espectral, $S_a(T_0)$	4,561489 m/s²
Força horizontal calculada	2 921,81 kN
Soma das reações horizontais, em valor absoluto	2 868,19 kN
Diferença	1,84%

A força horizontal calculada foi de 2921,81 kN, enquanto a soma das reações horizontais obtida no Robot, considerada em valor absoluto, foi de 2868,19 kN. A diferença relativa entre os dois resultados é de 1,84%, mantendo-se reduzida e confirmando uma concordância entre o cálculo analítico e o modelo numérico.

Após esta verificação, analisaram-se os deslocamentos e as rotações nodais resultantes da aplicação do espetro real. Os respetivos valores extremos encontram-se reunidos na Tabela 57.

Tabela 57- Valores extremos dos deslocamentos e das rotações para o espetro real.

Grandeza	Valor máximo	Nó	Valor mínimo	Nó
U_X(cm)	2,60	7	-2,60	10
U_Z(cm)	0,40	192	-2,20	174
R_Y(°)	0,24	353	-0,24	324

O deslocamento longitudinal máximo apresenta um valor absoluto de 2,60 cm, verificando-se valores de igual magnitude nos sentidos positivo e negativo da direção *X*. Esta simetria está associada à consideração das envolventes da resposta espectral, que representam os dois sentidos possíveis do movimento sísmico.

Apesar de a ação sísmica ter sido aplicada apenas na direção longitudinal, a deformação conjunta do tabuleiro e dos pilares origina igualmente deslocamentos verticais. O deslocamento vertical máximo em valor absoluto foi de 2,20 cm, enquanto a rotação máxima em torno do eixo *Y* atingiu 0,24.

A configuração deformada e a distribuição dos deslocamentos longitudinais obtidas para o espetro real encontram-se representadas na Figura 91.

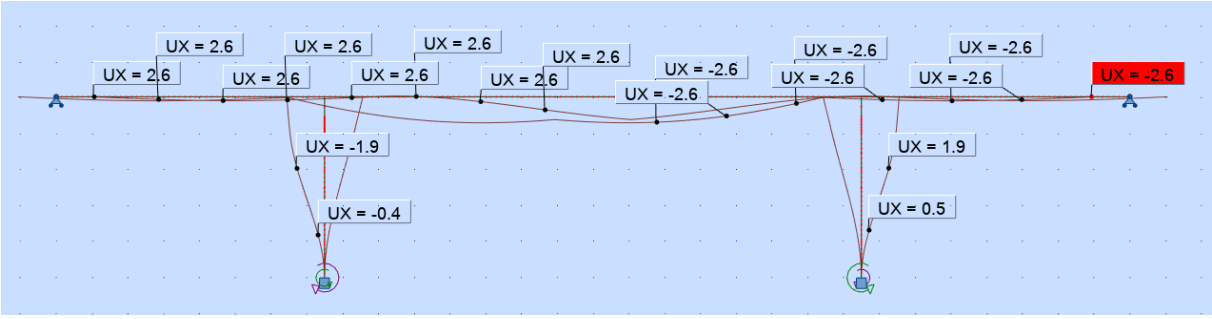


Figura 91- Configuração deformada e distribuição dos deslocamentos longitudinais UX para o espetro real.

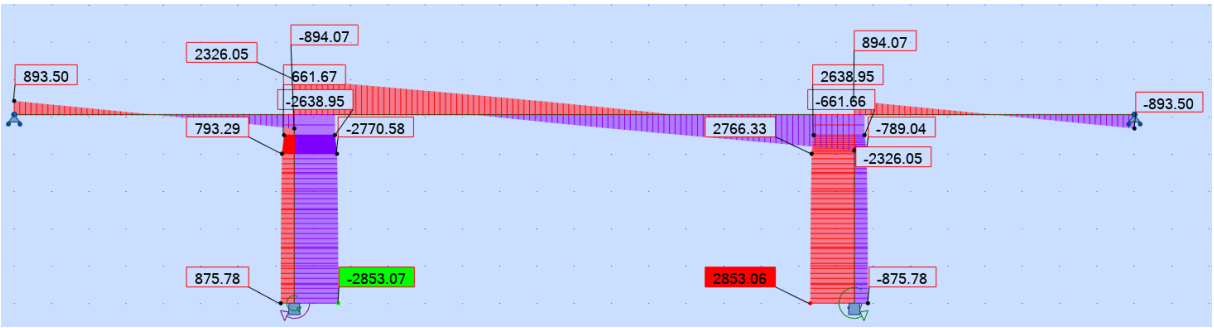
Como se observa na Figura 91, o tabuleiro apresenta deslocamentos longitudinais próximos de 2,60 cm em grande parte da sua extensão. Ao longo dos pilares, os deslocamentos diminuem progressivamente até atingirem valores praticamente nulos nas bases encastradas. A deformação apresentada encontra-se ampliada pelo programa, de modo a facilitar a visualização do comportamento estrutural.

Seguidamente, avaliaram-se os esforços internos desenvolvidos nos elementos estruturais. Os valores extremos obtidos para o esforço normal F_X, o esforço transverso F_Z e o momento fletor M_Y são apresentados na Tabela 58.

Tabela 58- Valores extremos dos esforços internos para o espetro real.

Esforço interno	Valor máximo	Valor mínimo	Máximo em valor absoluto
Esforço normal, F_X(kN)	4 025,50	-816,92	4 025,50
Esforço transverso, F_Z(kN)	2 853,06	-2 853,07	2 853,07
Momento fletor, M_Y(kN·m)	16 039,07	-16 039,07	16 039,07

O esforço transverso atingiu um valor máximo absoluto de 2853,07 kN. Os valores positivo e negativo apresentam praticamente a mesma magnitude, evidenciando a inversão do sentido dos esforços em função do sentido considerado para a ação sísmica. As respetivas envolventes são apresentadas na Figura 106.



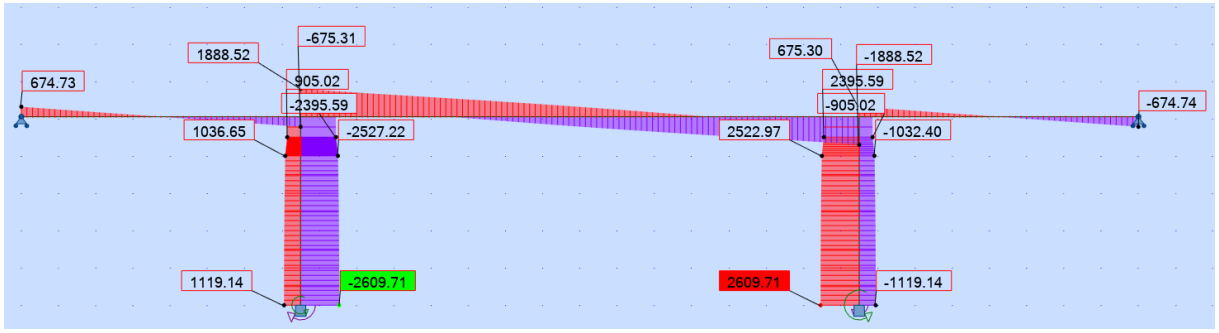


Figura 92- Envolventes positiva e negativa dos esforços transversos FZ para o espetro real: em cima a envolvente máxima e em baixo a envolvente mínima.

A Figura 92 evidencia que os maiores esforços transversos se concentram nos pilares e nas zonas de ligação entre estes e o tabuleiro. Esta distribuição resulta da transferência das forças horizontais do tabuleiro para os elementos verticais e, posteriormente, para as bases encastradas.

Relativamente aos momentos fletores, obteve-se um valor máximo absoluto de 16 039,07 kN·m. As maiores solicitações ocorrem nas zonas de ligação entre o tabuleiro e os pilares, onde a continuidade estrutural e a transmissão das forças horizontais conduzem a uma elevada mobilização da rigidez à flexão. Verificam-se também momentos significativos nas bases dos pilares, com valores próximos de 12 193,63 kN·m. As envolventes dos momentos fletores encontram-se representadas na Figura 93.

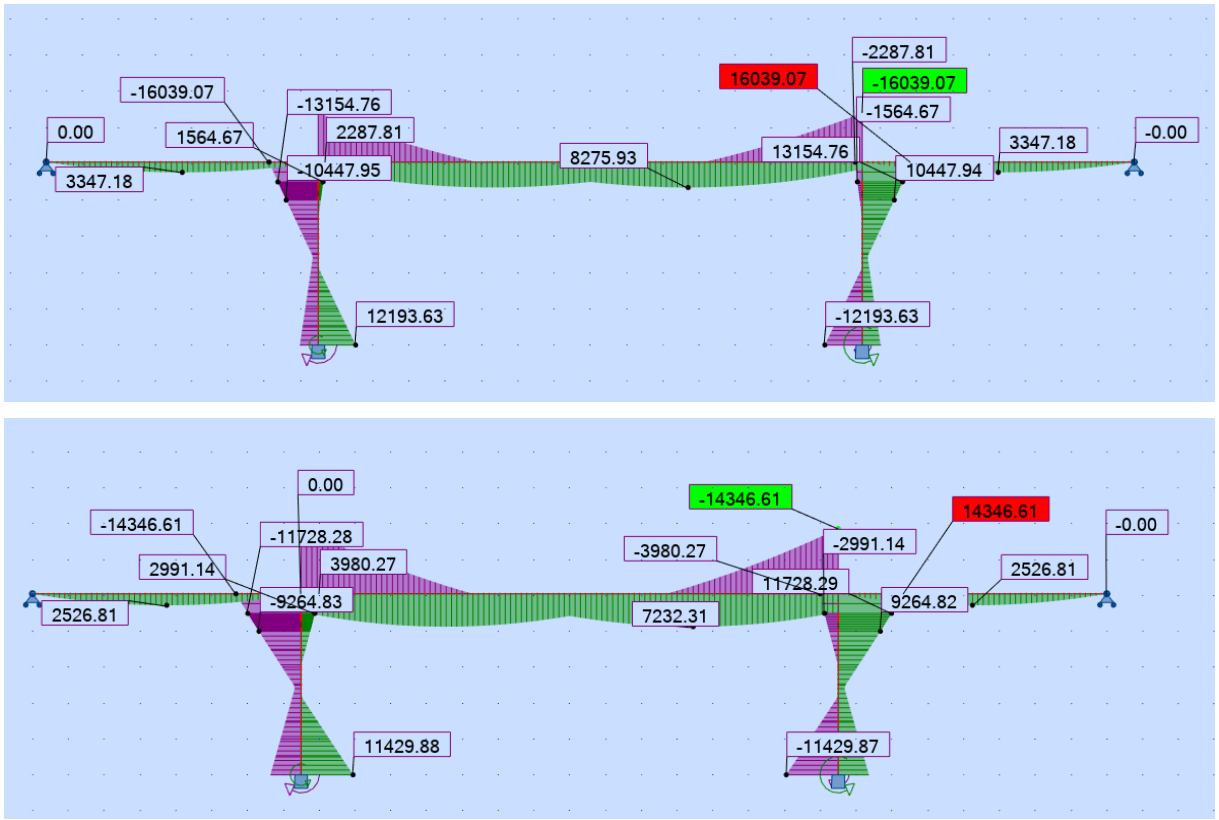


Figura 93- Envolventes positiva e negativa dos momentos fletores MY para o espetro real: em cima a envolvente máxima e em baixo a envolvente mínima.

A Figura 93 demonstra a inversão da distribuição dos momentos fletores em função do sentido considerado para a ação sísmica. Apesar da alteração dos sinais, o valor máximo absoluto mantém-se igual nas duas envolventes, atingindo 16 039,07 kN·m.

7.2.4.4 Comparação entre o Espetro Regulamentar e o Espetro Real

Após a análise individual da resposta estrutural associada aos dois espetros, procedeu-se à comparação dos principais resultados obtidos.

A interpretação refere-se ao período fundamental da estrutura, igual a 0,41 s, uma vez que o primeiro modo mobiliza 93,74% da massa total na direção longitudinal. Para este período, a aceleração correspondente ao espetro real foi de 4,56149 m/s^2, enquanto o espetro regulamentar apresentou um valor de 4,03191 m/s^2. Assim, a ordenada do espetro real é cerca de 13,1% superior, permitindo antecipar uma resposta estrutural mais elevada.

A Tabela 59 reúne os principais resultados obtidos nas duas análises.

Tabela 59- Comparação da resposta estrutural obtida com o espetro regulamentar mexicano e com o espetro real.

Grandeza	Espetro regulamentar	Espetro real	Variação
$S_a(T_0)$(m/s²)	4,03191	4,56149	+13,1%
Força horizontal calculada (kN)	2 582,59	2 921,81	+13,1%
Soma das reações horizontais (kN)	2 597,32	2 868,19	+10,4%
Deslocamento longitudinal máximo, U_X(cm)	2,30	2,60	+13,0%
Esforço transverso máximo absoluto, F_Z(kN)	2 677,04	2 853,07	+6,6%
Momento fletor máximo absoluto, M_Y(kN·m)	15 173,86	16 039,07	+5,7%

A força horizontal aumentou aproximadamente 13,1%, acompanhando diretamente a diferença entre as ordenadas dos dois espetros no período fundamental. A soma das reações horizontais obtida no Robot apresentou igualmente um acréscimo, mas apenas de cerca de 10,4%.

O deslocamento longitudinal máximo passou de 2,30 cm, para o espetro regulamentar, para 2,60 cm, no caso do espetro real (13,0% maior). A proximidade entre esta variação e o acréscimo da aceleração em T_1 confirma a influência dominante do primeiro modo na resposta longitudinal da estrutura.

Os esforços internos apresentaram também valores superiores para o espetro real. O esforço transverso máximo absoluto aumentou 6,6%, isto é, de 2677,04 kN para 2853,07 kN, enquanto o momento fletor máximo absoluto aumentou 5,7%, passando de 15 173,86 kN·m para 16 039,07 kN·m.

Apesar do aumento da magnitude da resposta, as configurações deformadas e a distribuição dos esforços mantiveram-se, de forma geral, semelhantes nas duas análises. Os deslocamentos longitudinais máximos continuaram a ocorrer ao nível do tabuleiro, diminuindo progressivamente ao longo dos pilares até às bases encastradas. Do mesmo modo, os esforços transversos mais elevados permaneceram concentrados

nos pilares, enquanto os momentos fletores máximos ocorreram predominantemente nas zonas de ligação entre os pilares e o tabuleiro, verificando-se também valores significativos nas bases dos elementos verticais. Assim, a alteração do espetro influenciou principalmente a intensidade da resposta, sem modificar de forma exagerada o comportamento da estrutura.

Para o sinal sísmico e o perfil geotécnico considerados, o espetro real revelou-se, portanto, mais exigente do que o espetro regulamentar mexicano na proximidade do período fundamental da estrutura. Neste caso específico, o espetro regulamentar não envolveu integralmente a resposta associada ao espetro real, demonstrando a relevância da consideração das condições locais de propagação sísmica nos depósitos de solos moles da Cidade do México.

7.2.5. Avaliação Simplificada da Interação Solo-Fundação-Estrutura

7.2.5.1. Influência da Flexibilidade da Fundação

Com o objetivo de avaliar a influência da deformabilidade da fundação nas características dinâmicas globais da estrutura, procedeu-se à comparação entre o modelo inicialmente considerado, com bases encastradas, e o modelo complementar no qual os apoios rígidos foram substituídos pelas rigidezes equivalentes determinadas anteriormente. Nesta análise manteve-se o espetro regulamentar originalmente considerado, permitindo que as diferenças observadas fossem associadas exclusivamente à alteração das condições de apoio.

A introdução das molas conduziu a uma modificação das características modais do sistema. A Tabela 60 apresenta a comparação dos principais parâmetros obtidos para os dois modelos, incluindo a força horizontal global correspondente à ação sísmica regulamentar.

Tabela 60- Comparação dos principais parâmetros dinâmicos e da força horizontal global dos modelos com fundação rígida e flexível.

Parâmetro	Encastramento	Molas
Frequência fundamental, f_0[Hz]	2,42	2,29
Período fundamental, T_0[s]	0,41	0,44
Massa modal U_X – 1.º modo [%]	93,74	94,87
Massa acumulada U_X – 10 modos [%]	96,74	99,47
Soma das reações horizontais F_X[kN]	2597,32	2723,90

A comparação evidencia que a consideração da flexibilidade da fundação conduz a um aumento do período de 0,41 para 0,44 s. Este comportamento é consistente com a redução da rigidez global do sistema provocada pela substituição dos encastramentos por apoios elásticos. O aumento do período fundamental é moderado, indicando que, para as rigidezes equivalentes consideradas, a deformabilidade da fundação altera a resposta dinâmica da estrutura sem modificar substancialmente o seu comportamento global. A natureza do modo fundamental permanece praticamente inalterada. No modelo de referência, o primeiro modo mobilizava 93,74% da massa na direção longitudinal, enquanto no modelo com fundação flexível essa participação aumenta ligeiramente para 94,87%. Assim, mesmo após a introdução da deformabilidade da fundação, a resposta longitudinal continua a ser fortemente dominada pelo primeiro modo de vibração. A alteração das condições de apoio refletiu-se também na

força horizontal global obtida para o espetro regulamentar. A soma das reações horizontais aumenta de 2597,32 kN no modelo encastrado para 2723,90 kN no modelo com apoios elásticos.

O comportamento observado encontra-se em consonância com os princípios anteriormente discutidos para sistemas de fundação profunda em solos moles. Conforme referido no Capítulo 2, a resposta destes sistemas depende da rigidez relativa entre as estacas, o elemento de encabeçamento e o terreno envolvente, pelo que a fundação não deve ser entendida como um apoio perfeitamente rígido. Embora a solução existente no Viaduto V2 não corresponda diretamente à fundação em caixa analisada no Estado da Arte, partilha com esta o princípio de funcionamento de um grupo de estacas ligado por um elemento rígido de encabeçamento, cuja resposta resulta da interação entre os diferentes componentes do sistema. A introdução das rigidezes equivalentes no modelo procura representar, de forma simplificada, precisamente esta deformabilidade global. O aumento moderado do período fundamental obtido após a substituição dos encastramentos por apoios elásticos é, assim, coerente com a redução da rigidez global esperada quando a deformabilidade do conjunto solo–fundação passa a ser considerada. O aumento da força horizontal reforça igualmente a ideia, anteriormente apresentada no capítulo referido, de que a interação entre o terreno, a fundação e a estrutura não constitui necessariamente um mecanismo de redução da ação sísmica, podendo alterar a resposta do sistema de formas distintas em função das características dinâmicas envolvidas.

Este resultado mostra que a introdução de flexibilidade na fundação não implica necessariamente uma redução da solicitação sísmica global. No caso analisado, o alongamento do período fundamental desloca a resposta da estrutura ao longo do ramo ascendente do espetro regulamentar, cujo patamar apenas se inicia em $T_a = 0{,}85\text{s}$. Assim, embora a estrutura se torne globalmente mais flexível, o novo período fundamental continua localizado numa região em que a aceleração espetral aumenta com o período, sendo compatível com o acréscimo observado na força horizontal.

7.2.5.2. Avaliação da Interação Cinemática através da Redução do Espetro Regulamentar

Para complementar a consideração da flexibilidade da fundação, avaliou-se igualmente a potencial influência da interação cinemática no movimento sísmico transmitido à estrutura. Conforme apresentado na metodologia, este efeito foi representado através da aplicação de um fator de redução ao espetro regulamentar, destinado a traduzir a filtragem de determinadas componentes do movimento sísmico provocada pela presença das estacas. Para os parâmetros associados ao perfil S1-V4 e à fundação considerada, obteve-se um valor mínimo do fator de redução de aproximadamente:

$$\xi_{\min} = 0{,}7719 \tag{108}$$

Contudo, esta redução não atua uniformemente sobre todo o domínio de períodos. O valor mínimo ocorre para:

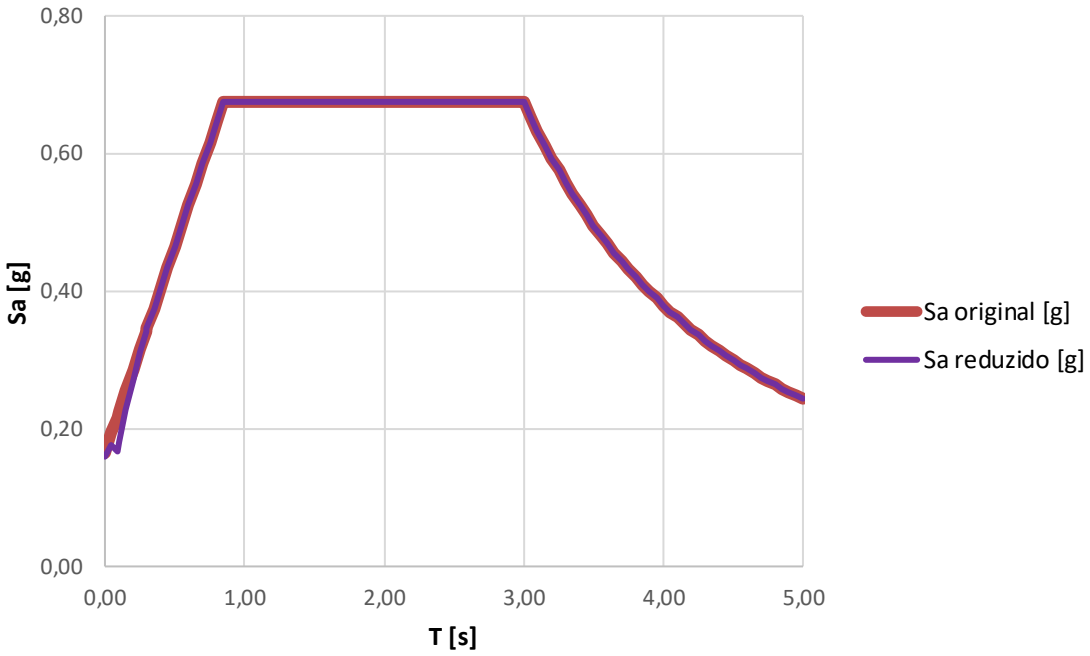
$$T_{\min} \approx 0{,}0845 \text{ s} \tag{109}$$

enquanto o período crítico, a partir do qual a metodologia deixa de considerar um efeito significativo de filtragem, é:

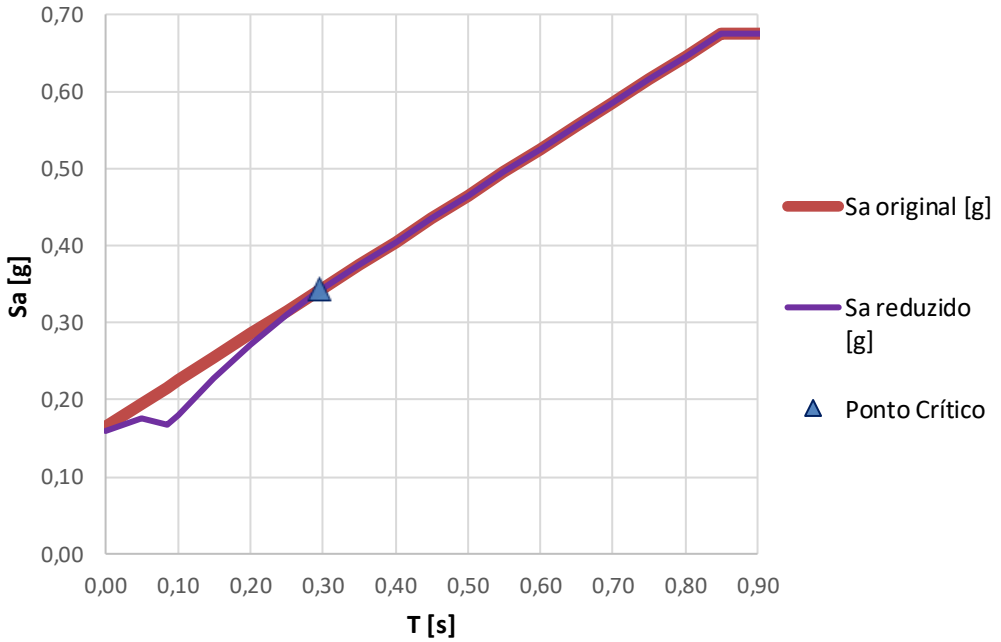
$$T_{\text{crit}} \approx 0{,}2959 \text{ s} \tag{110}$$

Assim, para períodos superiores a T_{crit}, o fator de redução assume valor unitário e o espetro reduzido coincide com o espetro regulamentar original.

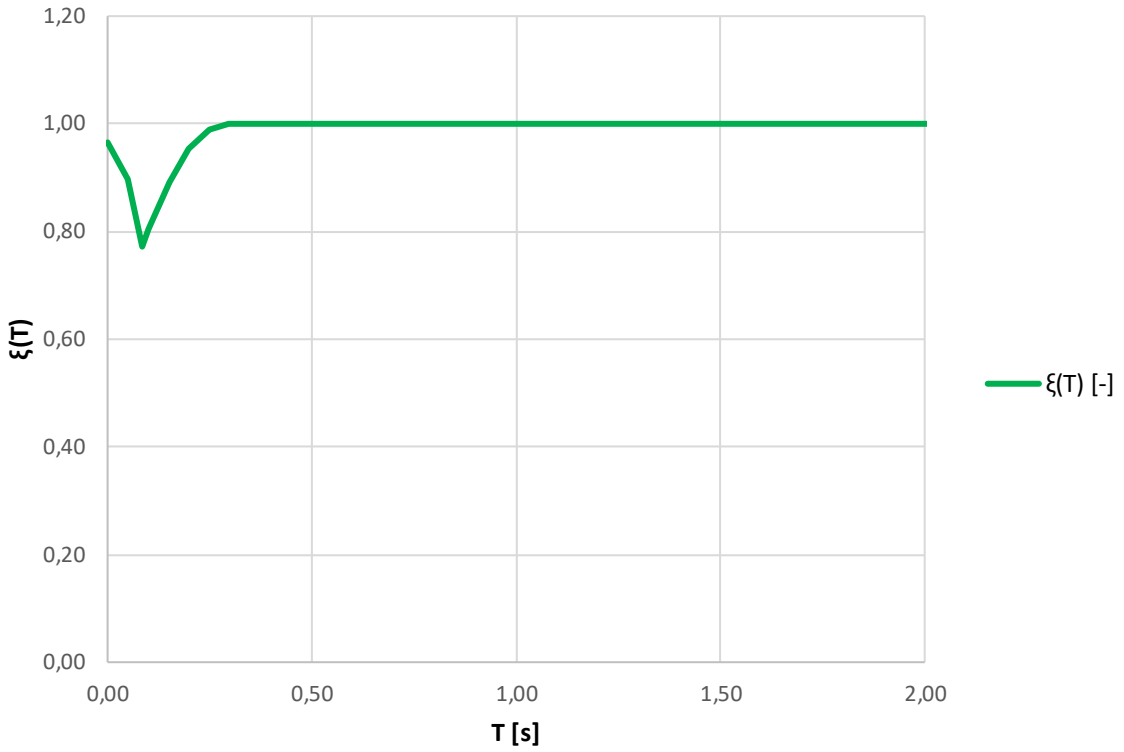
A Figura 94 apresenta a comparação entre os dois espetros obtidos.



a)



b)



c)

Figura 94- Avaliação do efeito de filtragem associado à interação cinemática das estacas: (a) comparação entre o espetro regulamentar original e o espetro reduzido; (b) detalhe do intervalo de períodos afetado pela redução; (c) evolução do fator de redução $\xi(T)$.

A comparação evidencia que a modificação introduzida se concentra exclusivamente na região de períodos curtos. A maior diferença ocorre nas proximidades de $T_{\min}$, diminuindo progressivamente até desaparecer em T_{crit}. A partir deste período, as duas curvas tornam-se coincidentes.

Este comportamento encontra-se de acordo com o mecanismo físico descrito por Di Laora e de Sanctis. As componentes de maior frequência apresentam maior suscetibilidade ao efeito de filtragem das estacas, enquanto, para movimentos dominados por componentes de menor frequência, o movimento transmitido à fundação tende a aproximar-se do movimento em campo livre. A relevância deste resultado para a resposta estrutural pode ser avaliada através da comparação entre T_{crit} e as características modais do modelo com fundação flexível determinadas anteriormente. O primeiro modo apresenta:

$$T_1 = 0{,}44 \text{ s} \tag{111}$$

verificando-se, portanto:

$$T_1 > T_{\text{crit}} \tag{112}$$

O modo fundamental longitudinal encontra-se, assim, fora do intervalo de períodos afetado pela redução. Para este modo, o fator de redução é igual à unidade:

$$\xi(T_1) = 1 \tag{113}$$

e, consequentemente:

$$S_{a,\mathrm{red}}(T_1) = S_{a,\mathrm{reg}}(T_1) \tag{114}$$

Este resultado assume particular importância atendendo à distribuição da participação modal. Como observado, o primeiro modo mobiliza aproximadamente 94,87% da massa na direção longitudinal. Assim, a componente que domina a resposta da estrutura nessa direção corresponde precisamente a um período para o qual o espetro original e o espetro reduzido são coincidentes.

Os restantes modos considerados apresentam períodos inferiores a T_{crit}, podendo, por isso, ser afetados pela redução espetral. Contudo, a sua contribuição para a resposta longitudinal é substancialmente inferior à do primeiro modo.

Deste modo, embora a filtragem cinemática possa modificar as acelerações espetrais associadas aos modos superiores de menor período, a sua influência potencial na resposta longitudinal global da estrutura tende a ser limitada para o caso analisado. Esta conclusão resulta não da inexistência do efeito de filtragem, mas da relação entre o intervalo de períodos em que este se manifesta e as características modais específicas da estrutura.

A influência do diâmetro das estacas merece particular atenção, uma vez que este constitui um dos parâmetros que condicionam diretamente a intensidade do efeito de filtragem associado à interação cinemática. Di Laora e de Sanctis [38] referem que a redução do movimento sísmico transmitido à fundação tende a tornar-se mais significativa com o aumento da frequência de excitação e do diâmetro da estaca. Esta tendência decorre da crescente dificuldade da estaca em acompanhar as deformações do terreno associadas a comprimentos de onda mais reduzidos, sendo o efeito particularmente relevante quando a rigidez relativa entre a estaca e o solo é elevada.

Com o objetivo de avaliar a sensibilidade da metodologia a este parâmetro, considerou-se adicionalmente um cenário meramente hipotético, no qual se adotou um diâmetro de estaca igual a 2,0m, mantendo-se inalterados os restantes parâmetros da análise. Este cenário não pretende representar uma solução alternativa para o Viaduto V2, mas apenas ilustrar de forma clara a influência que a dimensão transversal da estaca pode exercer sobre o efeito de filtragem.

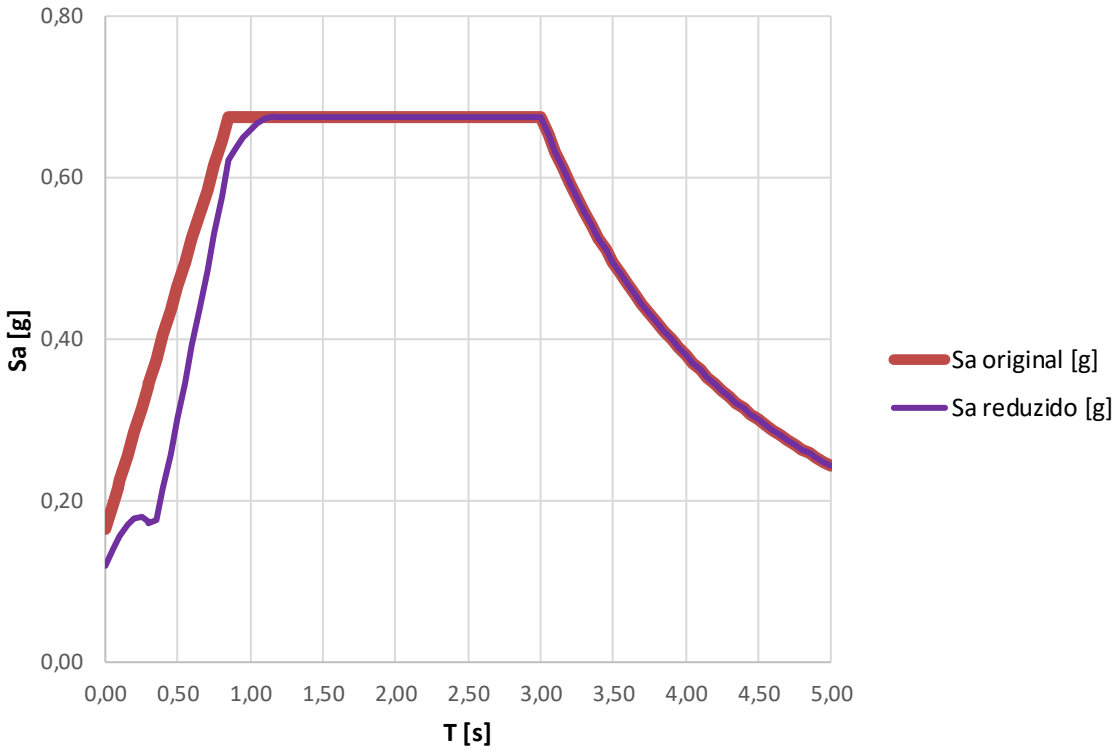


Figura 95-Análise de sensibilidade do efeito de filtragem associado à interação cinemática para um diâmetro hipotético de estaca de 2,0m.

A comparação com a solução real evidencia uma alteração bastante mais pronunciada do espetro. O aumento do diâmetro conduz a uma maior redução das componentes de menor período e alarga o intervalo de períodos em que o efeito de filtragem se manifesta. Este comportamento encontra-se em concordância com a tendência identificada por Di Laora e de Sanctis, segundo a qual a ação filtrante das estacas se intensifica com o aumento do diâmetro.

O resultado desta análise de sensibilidade permite ainda interpretar melhor o comportamento observado para a fundação real. No caso do Viaduto V2, as estacas apresentam uma secção pré-fabricada de betão armado de $0{,}45 \times 0{,}45$m, posteriormente representada, para efeitos da formulação adotada, por uma secção circular equivalente. Assim, a influência relativamente limitada da interação cinemática sobre o modo longitudinal dominante não deve ser interpretada como uma característica geral das fundações por estacas, mas antes como uma consequência das propriedades geométricas e mecânicas específicas da solução existente.

Contudo, é essencial salientar que a consideração de um diâmetro de 2,0m corresponde a uma situação construtiva diferente da solução real. As fundações do Viaduto V2 recorrem a estacas pré-fabricadas cravadas, pelo que um elemento com uma dimensão transversal desta ordem deixaria de ser representativo da tipologia efetivamente utilizada. Em termos construtivos, diâmetros elevados são mais compatíveis com soluções de estacas executadas *in situ*, nomeadamente estacas moldadas, para as quais são utilizadas grandes dimensões. A alteração da solução construtiva implicaria, por sua vez, diferenças relevantes no processo de instalação e no mecanismo de interação estaca-solo.

Deste modo, o cenário de 2,0m de diâmetro é apenas utilizado para evidenciar a sensibilidade da formulação ao diâmetro da estaca, e não como uma proposta de alteração da solução de fundação do viaduto.

Acresce ainda que uma maior capacidade de filtragem do movimento sísmico não significa necessariamente um comportamento globalmente mais favorável da fundação. A literatura relativa ao comportamento sísmico de fundações profundas mostra que o diâmetro das estacas influencia também as solicitações cinemáticas desenvolvidas nos próprios elementos de fundação. Em particular, o aumento do diâmetro pode conduzir a um crescimento significativo dos momentos fletores de origem cinemática, pelo que uma eventual redução do movimento transmitido à superestrutura deve ser analisada em conjunto com o acréscimo de solicitação nas estacas [37].

Desta forma a análise de sensibilidade realizada permite reforçar uma conclusão importante: a relevância da interação cinemática depende não apenas das características do movimento sísmico e do perfil de solo, mas também da própria geometria e rigidez do sistema de fundação.

8. CONCLUSÕES

8.1. PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A análise da informação geotécnica disponível permitiu selecionar sete perfis representativos, distribuídos por diferentes zonas dos Viadutos 1, 2 e 3. Embora todos os perfis apresentem uma organização compatível com a estratigrafia da zona lacustre da Cidade do México, foram identificadas diferenças relevantes na profundidade entre unidades, na espessura dos depósitos argilosos, na presença de camadas intercalares e nos valores estimados da velocidade de propagação das ondas de corte.

A organização dos sete perfis em quatro grupos permitiu distinguir zonas com características geotécnicas semelhantes e relacionar a variabilidade espacial do terreno com a resposta sísmica calculada. Os grupos 1 e 2 apresentaram espessuras significativas das unidades argilosas B1 e B2, com valores relativamente próximos de velocidade das ondas de corte, embora com diferenças localizadas na sucessão das camadas. O perfil do grupo 3 apresentou uma configuração intermédia, combinando uma espessura ainda relevante das unidades B1 e B2 com uma ocorrência menos profunda da unidade C.

O grupo 4 distinguiu-se claramente dos restantes pela reduzida espessura da unidade B1, pela ausência da unidade B2 e pela ocorrência da unidade C a partir de aproximadamente 9 m de profundidade. Esta unidade, mais rígida, ocupa a maior parte do solo e encontra-se sobreposta por uma camada superficial menos rígida. Esta configuração deu origem a contrastes de rigidez relevantes junto à superfície e esteve associada aos valores mais elevados de PGA e de aceleração obtidos em diversas análises.

Deste modo, este resultado demonstra que uma maior rigidez global do perfil não conduz necessariamente a uma menor amplificação sísmica. A disposição das diferentes unidades e os contrastes de impedância entre camadas sucessivas podem ser tão importantes como os valores absolutos de rigidez.

As análises realizadas no STRATA mostraram que a evolução da aceleração ao longo da profundidade não é invariável. Em diferentes perfis foram observadas zonas de atenuação, seguidas de novas amplificações em direção à superfície. Muitas vezes estas alterações surgiram associadas às transições entre unidades geotécnicas e à presença de camadas com rigidezes distintas.

Os perfis pertencentes ao mesmo grupo apresentaram, de um modo geral, respostas semelhantes, confirmando a coerência do agrupamento efetuado. Contudo, em vários casos, a dispersão entre os resultados associados aos diferentes registos sísmicos foi superior às diferenças entre os perfis do mesmo grupo. Isto quer dizer que, mesmo quando os movimentos foram ajustados para uma referência comum de PGA, as características individuais de cada sinal continuaram a influenciar significativamente a resposta obtida à superfície.

A análise dos espetros de resposta confirmou que a PGA, apesar de constituir um parâmetro importante, não é suficiente para avaliar a severidade de um movimento sísmico. Registos com valores semelhantes de PGA podem apresentar distribuições de energia distintas e originar máximos de aceleração em diferentes intervalos de período. A avaliação da ação sísmica deve, por isso, considerar não apenas a aceleração máxima, mas também a frequência do sinal e a sua compatibilidade com os períodos próprios das estruturas.

A caracterização dinâmica complementar do perfil S1-V4 permitiu aprofundar a interpretação dos mecanismos responsáveis pela modificação do movimento sísmico durante a propagação. A comparação entre os perfis inicial e final de V_s evidenciou a redução da rigidez mobilizada nas unidades mais deformáveis, enquanto a análise do amortecimento e da energia dissipada mostrou uma resposta variável com a profundidade e condicionada pela sucessão estratigráfica. A função de transferência confirmou ainda o carácter seletivo da resposta do perfil no domínio da frequência, evidenciando intervalos de amplificação e atenuação distintos. Estes resultados reforçam que a resposta sísmica local não pode ser interpretada apenas através da PGA, dependendo igualmente da evolução das propriedades dinâmicas do terreno e do conteúdo em frequência do movimento.

Os registos associados ao sismo de 1985 produziram respostas relevantes, sobretudo nos períodos intermédios e elevados, coerentes com a forte amplificação em períodos longos historicamente observada nos depósitos lacustres da Cidade do México.

Na comparação efetuada com os registos não escalados de 1985, os espetros de resposta calculados à superfície permaneceram abaixo dos espetros de dimensionamento, tanto para os perfis associados ao Viaduto 2 como para os associados ao Viaduto 3. Embora estes últimos tenham originado ordenadas superiores, manteve-se uma margem apreciável relativamente às curvas regulamentares.

Este resultado deve ser interpretado considerando a importância histórica do sismo de 1985 na evolução da engenharia sísmica mexicana. Os danos observados nesse evento demonstraram a influência determinante dos depósitos lacustres na amplificação do movimento sísmico. Os estudos desenvolvidos posteriormente permitiram obter os espetros de projeto adotados para as diferentes zonas do Distrito Federal no Regulamento de 1987 [39]. O sismo de 1985 contribuiu, deste modo, para uma representação regulamentar mais adequada dos efeitos locais característicos da Bacia da Cidade do México.

Na comparação com os registos não escalados de 2017, o espetro de dimensionamento do Viaduto 2 envolveu a maioria das respostas, mas ocorreram excedências localizadas nos períodos curtos, aproximadamente entre 0,4 e 0,7 s. O caso mais desfavorável atingiu cerca de 0,8 g, ultrapassando a curva de referência enquanto esta ainda se encontrava no ramo ascendente.

Estas ultrapassagens não significam que os espetros de dimensionamento sejam insuficientes. Nos períodos intermédios e elevados, as curvas regulamentares mantiveram, de forma geral, um comportamento envolvente. As excedências concentraram-se em intervalos específicos de períodos curtos, nos quais determinados registos e configurações geotécnicas originaram uma resposta superior à prevista.

A comparação entre os dois eventos demonstra que a ação sísmica relevante para a Cidade do México não pode ser representada por um único tipo de movimento. O sismo de 1985 e o sismo de 2017 apresentam diferentes mecanismos de origem, profundidades, distâncias à cidade e frequências. Não se trata, portanto, de uma alteração linear dos sinais sísmicos com o decorrer do tempo, mas da possibilidade de acontecimentos distintos mobilizarem diferentes gamas de períodos e produzirem efeitos particularmente gravosos em zonas diferentes.

A ocorrência do sismo de 2017, após a revisão regulamentar motivada pelo acontecimento de 1985, demonstra igualmente a importância da atualização contínua do conhecimento sísmico. Um espetro construído a partir da experiência acumulada e destinado a representar uma zona geotécnica ampla pode não envolver integralmente todas as particularidades de acontecimentos futuros.

A análise estrutural simplificada desenvolvida em MATLAB mostrou que uma PGA mais elevada não conduz obrigatoriamente à resposta estrutural mais gravosa. Apesar de o sinal FJ7420 apresentar uma PGA superior, o sinal CS7820 conduziu, em ambos os modelos analisados, a valores mais elevados de deslocamento relativo e de aceleração absoluta máxima. A razão entre a aceleração absoluta máxima da estrutura e a PGA do movimento aplicado apresentou igualmente valores superiores para o CS7820. Estes resultados confirmam que a resposta estrutural não depende exclusivamente da amplitude máxima do movimento sísmico, sendo igualmente condicionada pela relação entre o seu conteúdo espetral e os períodos próprios dos sistemas analisados. Os modelos simplificados cumpriram, assim, a sua função interpretativa, permitindo estabelecer uma ligação entre os movimentos obtidos à superfície no STRATA e o comportamento dinâmico da estrutura.

No modelo desenvolvido no Autodesk Robot Structural Analysis, o comportamento longitudinal revelou-se claramente dominado pelo primeiro modo de vibração, com um período de 0,41 s e uma participação de massa de 93,74% na direção longitudinal. Esta concentração modal explica a relação observada entre a ordenada espetral correspondente ao período fundamental e as principais grandezas da resposta estrutural.

Para esse período, o espetro resultante da propagação sísmica no perfil considerado apresentou uma aceleração de 4,6 m/s², enquanto o espetro regulamentar apresentou 4,0 m/s². A ordenada do espetro real foi, portanto, cerca de 13,1% superior.

Esta diferença traduziu-se num aumento de 13,1% da força horizontal calculada, de 10,4% da soma das reações horizontais. O esforço transverso máximo absoluto aumentou 6,6%, passando de 2677,04 kN para 2853,07 kN, enquanto o momento fletor máximo absoluto aumentou 5,7%, passando de 15 173,86 kN·m para 16 039,07 kN·m.

Apesar do aumento da magnitude da resposta, as configurações deformadas e a distribuição dos esforços mantiveram-se globalmente semelhantes. Os deslocamentos longitudinais máximos continuaram a ocorrer ao nível do tabuleiro, diminuindo progressivamente ao longo dos pilares. Os esforços transversos mais elevados permaneceram concentrados nos pilares, enquanto os maiores momentos fletores ocorreram predominantemente nas ligações entre os pilares e o tabuleiro, verificando-se também solicitações significativas nas bases dos pilares.

A alteração do espetro influenciou, portanto, principalmente a intensidade da resposta, sem modificar substancialmente o mecanismo global de deformação da estrutura. Para o perfil e o sinal analisados, o espetro obtido a partir da resposta sísmica local revelou-se mais exigente do que o espetro regulamentar na proximidade do período fundamental, confirmando que diferenças localizadas entre espetros podem produzir acréscimos relevantes nos deslocamentos, nas reações e nos esforços internos.

A consideração simplificada da deformabilidade da fundação permitiu ainda avaliar a influência das condições de apoio nas características dinâmicas globais da estrutura. A substituição dos encastramentos por rigidezes equivalentes conduziu a um aumento moderado do período fundamental, de 0,41 s para 0,44 s, mantendo-se, contudo, a predominância do primeiro modo longitudinal. A força horizontal global apresentou igualmente um acréscimo reduzido, mostrando que a introdução de flexibilidade na fundação não implica necessariamente uma diminuição da solicitação sísmica, uma vez que o efeito depende da posição do período estrutural relativamente ao espetro considerado. Complementarmente, a avaliação

da interação cinemática mostrou que a redução do espetro regulamentar se concentra nos períodos curtos, enquanto o modo longitudinal dominante se encontra fora desse intervalo. Assim, para o caso analisado, a influência potencial deste efeito sobre a resposta longitudinal global revelou-se limitada.

Os resultados não constituem, contudo, uma verificação integral da segurança do viaduto nem permitem concluir que a estrutura seja inadequada. A análise efetuada teve como objetivo comparar a influência de duas ações sísmicas, mantendo inalteradas a geometria, as propriedades dos materiais, as massas e as condições de apoio. Não foram realizadas verificações completas da capacidade resistente de todas as secções nem análises não lineares que permitissem avaliar a proximidade relativamente aos estados limite.

8.2. CONTRIBUTOS CIENTÍFICOS E METODOLÓGICOS

O principal contributo da presente dissertação consiste na integração de uma metodologia sequencial e coerente, de três componentes frequentemente analisadas de forma independente: a caracterização geotécnica do terreno, a avaliação da resposta sísmica local e a análise da resposta dinâmica da estrutura. Esta abordagem permitiu acompanhar o movimento sísmico desde a sua aplicação na base dos perfis geotécnicos até à quantificação dos efeitos produzidos na superestrutura, estabelecendo uma ligação fundamentada entre o comportamento do solo e a resposta estrutural.

A organização da informação proveniente dos ensaios CPT e SPT, através da discretização do terreno em intervalos sucessivos de 0,50 m, permitiu sistematizar a variação das propriedades em profundidade, identificar as principais transições estratigráficas e estimar os parâmetros necessários à modelação. A posterior organização dos perfis em quatro grupos constituiu uma forma de representar a variabilidade espacial do terreno sem introduzir um número excessivo de modelos semelhantes.

Esta metodologia assume particular interesse no estudo de infraestruturas extensas. Ao contrário da adoção de um único perfil representativo para toda a obra, a consideração de vários pontos de investigação permitiu avaliar diferenças na espessura das unidades argilosas, na profundidade de ocorrência dos materiais mais rígidos, na presença de camadas intercalares e nos valores da velocidade de propagação das ondas de corte. O trabalho demonstrou, assim, que a variabilidade geotécnica ao longo do traçado pode influenciar significativamente a ação sísmica transmitida aos diferentes troços da estrutura.

A utilização do programa STRATA permitiu analisar sistematicamente a propagação de diferentes registos sísmicos através dos sete perfis definidos. A avaliação conjunta da evolução da PGA em profundidade e dos espetros de resposta em aceleração à superfície possibilitou identificar zonas de atenuação e amplificação do movimento e relacioná-las com as características estratigráficas dos modelos. A comparação entre sinais escalados para uma referência comum permitiu estudar a influência das características dos perfis e do conteúdo em frequência dos movimentos, enquanto a utilização dos registos não escalados possibilitou uma comparação mais direta com os espetros de dimensionamento adotados.

Outro contributo relevante consistiu na comparação entre registos associados aos sismos de 1985 e de 2017. Esta análise permitiu demonstrar que eventos sísmicos distintos podem mobilizar intervalos de período diferentes e produzir respostas significativamente distintas após a propagação através do mesmo perfil.

Na componente estrutural, a aplicação progressiva de modelos com diferentes níveis de complexidade constituiu uma mais-valia metodológica. Os modelos de um grau de liberdade e de pórtico

bidimensional, desenvolvidos em MATLAB, permitiram interpretar de forma direta a relação entre o conteúdo espetral dos sinais à superfície e os períodos próprios das estruturas. Esta etapa preliminar forneceu uma base física para compreender os resultados obtidos posteriormente no modelo desenvolvido no Autodesk Robot Structural Analysis.

A comparação dos sinais CS7820 e FJ7420 demonstrou que uma maior PGA não conduz necessariamente à resposta estrutural mais elevada. Apesar de o sinal FJ7420 apresentar uma PGA superior, o sinal CS7820 originou acelerações absolutas máximas mais elevadas nos dois modelos simplificados. Este resultado confirmou que a severidade da resposta estrutural depende da compatibilidade entre os máximos do espetro do movimento e os períodos próprios da estrutura, não podendo ser corretamente avaliada apenas através da aceleração máxima do terreno.

O modelo desenvolvido no Robot permitiu quantificar a influência de um espetro resultante da resposta sísmica local numa representação estrutural mais detalhada de um troço do viaduto. A comparação efetuada com o espetro regulamentar mostrou que uma diferença localizada na aceleração espetral, próxima do período fundamental da estrutura, se refletiu diretamente nos deslocamentos, nas reações e nos esforços internos. Desta forma, foi possível estabelecer uma ligação quantitativa entre a alteração do movimento sísmico pelo terreno e a resposta da superestrutura.

Embora não tenha sido desenvolvido um modelo totalmente acoplado de interação solo-fundação-estrutura, a metodologia adotada constitui uma abordagem intermédia com interesse prático, permitindo estabelecer uma ligação progressiva entre a caracterização geotécnica, a resposta sísmica local, a fundação e a superestrutura. Para além da utilização dos movimentos obtidos à superfície na análise estrutural, foram introduzidas rigidezes equivalentes representativas da deformabilidade da fundação e avaliado, de forma complementar, o efeito da interação cinemática das estacas através da redução do espetro regulamentar. Esta abordagem permitiu analisar separadamente a influência da flexibilidade da fundação e da modificação do movimento sísmico transmitido à estrutura, mantendo um nível de complexidade compatível com a informação disponível. O trabalho contribui, assim, para demonstrar a utilidade de metodologias sequenciais que complementem os procedimentos regulamentares com análises específicas de resposta sísmica local e com uma representação simplificada das condições de fundação, particularmente em infraestruturas extensas implantadas em condições geotécnicas espacialmente variáveis.

8.3. LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A interpretação dos resultados obtidos deve considerar as limitações associadas à informação disponível e às simplificações introduzidas ao longo das diferentes fases do trabalho. Estas limitações não invalidam as conclusões alcançadas, mas condicionam a sua generalização e permitem identificar os principais aspetos a aprofundar em investigações futuras.

A primeira limitação relaciona-se com o número de perfis geotécnicos analisados. Embora os sete perfis tenham sido selecionados de forma a representar as principais diferenças observadas ao longo do traçado, estes correspondem apenas a uma parte dos pontos de investigação disponíveis. A seleção procurou evitar a repetição de perfis muito semelhantes, mas não permite reproduzir integralmente toda a variabilidade lateral do subsolo ao longo da infraestrutura.

Os valores da velocidade de propagação das ondas de corte foram maioritariamente estimados através de correlações empíricas aplicadas aos resultados dos ensaios disponíveis. Estas expressões permitiram desenvolver os modelos, mas apresentam uma dispersão inerente à sua natureza empírica e às próprias

limitações dos ensaios de base. Os valores adotados devem, por isso, ser entendidos como aproximações representativas das condições dinâmicas do terreno e não como determinações exatas.

Os modelos introduzidos no STRATA constituem igualmente uma simplificação da estratigrafia real. O terreno foi representado através de camadas horizontalmente uniformes, com propriedades constantes em cada intervalo, e o substrato foi modelado através de um meio semi-infinito com uma velocidade das ondas de corte de referência. Esta abordagem unidimensional permite avaliar a propagação vertical das ondas, mas não representa a variabilidade lateral, a geometria tridimensional da Bacia da Cidade do México nem as irregularidades dos contactos entre unidades.

A análise estrutural apresenta igualmente um conjunto de simplificações. Os modelos desenvolvidos em MATLAB tiveram um carácter essencialmente interpretativo, recorrendo a idealizações da geometria, da distribuição de massas, da rigidez e do amortecimento. O modelo desenvolvido no Robot correspondeu a uma representação longitudinal de um troço do viaduto, tendo a ação sísmica sido aplicada apenas na direção longitudinal. Não foram, assim, analisados de forma conjunta os efeitos das componentes transversal e vertical do movimento sísmico.

Importa ainda destacar as simplificações associadas à representação das fundações. Embora a análise estrutural tenha sido complementada através da substituição dos encastramentos por rigidezes equivalentes nas direções horizontal e vertical, esta abordagem não corresponde a uma modelação explícita do sistema solo-estacas-maciço de encabeçamento. As estacas foram representadas através de rigidezes globais equivalentes, não tendo sido considerados individualmente os efeitos de interação entre estacas, a eficiência do grupo, a distribuição das reações ao longo do fuste ou os mecanismos não lineares de mobilização da resistência do solo.

A interação cinemática foi igualmente avaliada através de uma abordagem simplificada, baseada na redução do espetro regulamentar. Esta metodologia permitiu estimar a influência potencial do efeito de filtragem associado às estacas, mas não reproduz explicitamente a propagação tridimensional das ondas, o movimento diferencial entre o terreno em campo livre e a fundação nem a interação dinâmica totalmente acoplada entre o solo, a fundação e a superestrutura. Os resultados obtidos devem, por isso, ser interpretados como uma aproximação ao comportamento global do sistema.

Como desenvolvimento futuro, seria relevante recorrer a modelos mais avançados capazes de representar explicitamente o grupo de estacas, o maciço de encabeçamento e o terreno envolvente, incluindo a interação entre estacas, a resposta não linear do solo e a eventual dependência das propriedades dinâmicas relativamente à frequência. Esta abordagem permitiria aprofundar a avaliação da interação solo-fundação-estrutura e quantificar com maior rigor a influência das condições de fundação na resposta global do viaduto.

Como desenvolvimento complementar, seria igualmente relevante aprofundar a influência do amortecimento associado à interação solo-fundação-estrutura. Atendendo ao carácter predominantemente modal da resposta longitudinal observada, poderia ser adotada, numa primeira abordagem, uma representação equivalente de um grau de liberdade. A partir das propriedades dinâmicas do sistema, incluindo a massa, a rigidez e o amortecimento equivalente associado à estrutura e à fundação, poderia determinar-se a respetiva função de transferência e avaliar a alteração da amplificação dinâmica para diferentes níveis de amortecimento. A comparação das funções de transferência permitiria quantificar o efeito da dissipação adicional de energia introduzida pela fundação e avaliar a correspondente influência na resposta espetral da estrutura.

Não foram também modelados detalhadamente os aparelhos de apoio, as juntas estruturais ou os possíveis mecanismos de dissipação de energia existentes na estrutura real. Estes elementos podem

influenciar a transmissão dos movimentos entre o tabuleiro, os pilares e as fundações, modificando a distribuição dos deslocamentos e dos esforços internos.

A resposta estrutural foi avaliada através de análises lineares, não tendo sido considerados fenómenos como a plastificação dos elementos, a degradação da rigidez, a abertura e o fecho de juntas ou a dissipação não linear de energia. Além disso, a comparação final no Robot foi realizada para um único espetro resultante de um sinal e de um perfil geotécnico específico. Embora esta análise tenha demonstrado a influência potencial das condições locais, os acréscimos obtidos não podem ser diretamente generalizados para todos os perfis e movimentos sísmicos analisados.

Como desenvolvimento futuro, recomenda-se a realização de ensaios geofísicos que permitam determinar diretamente os perfis de velocidade das ondas de corte. A utilização de ensaios como cross-hole, down-hole, MASW ou outros métodos sísmicos permitiria reduzir a incerteza associada às correlações empíricas e melhorar a definição das propriedades dinâmicas das camadas.

Recomenda-se também a análise de um maior número de perfis geotécnicos, incluindo pontos intermédios entre os casos considerados. Esta extensão permitiria obter uma representação mais contínua da variabilidade do subsolo ao longo do viaduto e avaliar de forma mais rigorosa a possibilidade de movimentos distintos nos diferentes apoios.

A seleção dos registos sísmicos poderá ser aprofundada através de uma análise de perigosidade sísmica específica para o local, considerando um conjunto mais amplo de magnitudes, distâncias e mecanismos de rotura. A realização de análises com várias combinações de sinais e perfis permitiria verificar se as excedências identificadas correspondem a situações isoladas ou a tendências sistemáticas associadas a determinadas condições geotécnicas.

A resposta sísmica local poderá igualmente ser estudada através de modelos bidimensionais ou tridimensionais, capazes de representar a geometria da bacia, a variabilidade lateral das camadas e os efeitos da propagação não vertical das ondas. A comparação desses resultados com os obtidos através dos modelos unidimensionais permitiria quantificar a influência das simplificações adotadas.

Na componente estrutural, recomenda-se o desenvolvimento de um modelo tridimensional mais completo do viaduto, incluindo as direções longitudinal, transversal e vertical da ação sísmica. Deverão ainda ser representados de forma mais detalhada os aparelhos de apoio, as juntas, as caixas de fundação, os grupos de estacas e a deformabilidade do terreno envolvente.

A consideração de movimentos sísmicos distintos nos diferentes apoios constituiria um desenvolvimento particularmente relevante, tendo em conta a extensão do viaduto e a variabilidade dos perfis geotécnicos. Esta abordagem permitiria avaliar os efeitos da falta de sincronização dos movimentos e das diferenças de amplitude ao longo da estrutura.

Por último, a realização de análises não lineares no domínio do tempo e o desenvolvimento de um modelo acoplado de interação solo-fundação-estrutura permitiriam estudar a redistribuição dos esforços, a mobilização da capacidade resistente dos elementos, o comportamento das estacas e dos aparelhos de apoio e a dissipação de energia durante a ação sísmica. Estes desenvolvimentos permitiriam aproximar progressivamente a modelação do comportamento real da infraestrutura e realizar uma avaliação mais completa da sua segurança e funcionalidade perante futuros acontecimentos sísmicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] C. Coelho, A. Arêde, P. Delgado, e J. Barbosa, «Seismic analysis of a viaduct in Mexico considering soil-structure interaction».

[2] A. Gabriel e J. Moises, «Geotechnical characterization of Mexico City subsoil», 2011.

[3] C. M. Wood *et al.*, «Shallow three-dimensional shear wave velocity model for the Mexico City Basin», *Earthquake Spectra*, vol. 40, pp. 314–345, 2024, doi: 10.1177/87552930231222458.

[4] E. Ovando-Shelley, A. Ossa, e M. P. Romo, «The sinking of Mexico City: Its effects on soil properties and seismic response», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 27, pp. 333–343, Ago. 2006, doi: 10.1016/j.soildyn.2006.08.005.

[5] L. M. Rubio, E. Bordó Bujalance, C. Gordo Monsó, C. Blanco García, e F. L. Zhou, «Viaductos mixtos de la autopista urbana "Siervo de la Nación" en Ciudad de México Steel-concrete composite viaducts in the elevated highway "Siervo de la Nación" in City of Mexico».

[6] M. M. FERNANDES, *Mecânica dos solos: Conceitos e princípios fundamentais*, 6.ª ed., vol. 1. 2024.

[7] J. K. . Mitchell e K. Soga, *Fundamentals of soil behavior*, 3.ª ed. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2005.

[8] C. Ferreira, A. Topa Gomes, e A. Viana da Fonseca, «Mecânica dos Solos [PowerPoint Slides]», Porto.

[9] M. M. FERNANDES, *Mecânica dos solos: Introdução à engenharia geotécnica*, 3.ª., vol. 2. 2021.

[10] A. W. Skempton, «Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation», *Géotechnique*, vol. 36, n. 3, pp. 425–447, Set. 1986, doi: 10.1680/geot.1986.36.3.425.

[11] S. S. C. Liao e R. V. Whitman, «Overburden Correction Factors for SPT in Sand», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 112, n. 3, pp. 373–377, Mar. 1986, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:3(373).

[12] T. . Lunne, J. J. M. . Powell, e P. K. . Robertson, *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. CRC Press, 2014.

[13] S. Foti, «Geotechnical earthquake engineering: Lecture 3 — Field tests [PowerPoint slides]», Torino, Italy.

[14] T. Imai e K. Tonouchi, «Correlation of N Value with S-Wave Velocity and Shear Modulus», 1982.

[15] Y. Ohta e N. Goto, «Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes», *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 6, n. 2, pp. 167–187, Mar. 1978, doi: 10.1002/eqe.4290060205.

[16] S. Foti, «Geotechnical Earthquake Engineering: Lecture 1 – Fundamentals of Applied Seismology», Torino, Italy.

[17] R. M. Cosentini, «Geotechnical Earthquake Engineering: Lecture 4 – Wave Propagation», Torino, Italy.

[18] S. Foti, «Geotechnical Earthquake Engineering: Lecture 2 – Ground Motion Parameters», Torino, Italy.

[19] K. Ishihara, *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford University, 1996. doi: 10.1093/oso/9780198562245.001.0001.

[20] M. Vucetic e R. Dobry, «Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response», *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 117, n. 1, pp. 89–107, Jan. 1991, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:1(89).

[21] M. J. Mendoza e M. P. Romo, «PERFORMANCE OF A FRICTION PILE-BOX FOUNDATION IN MEXICO CITY CLAY», Japanese Geotechnical Society, 1998.

[22] M. J. MENDOZA, M. P. O. M. ROMO, e DOMINGUEZ LEOBARDO, «STATIC AND SEISMIC BEHAVIOR OF A FRICTION PILE-BOX FOUNDATION IN MEXICO CITY CLAY», Japanese Geotechnical Society, Ago. 2000.

[23] J. M. Mayoral, Y. Alberto, M. J. Mendoza, e M. P. Romo, «Seismic response of an urban bridge-support system in soft clay», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 29, n. 5, pp. 925–938, 2009, doi: 10.1016/j.soildyn.2008.10.007.

[24] J. A. Díaz-Rodríguez, *Characterization and engineering properties of Mexico City lacustrine soils*. Balkema, 2003.

[25] J. Abraham Díaz-Rodríguez, ; J José Martínez-Vasquez, e J. C. Santamarina, «Strain-Rate Effects in Mexico City Soil», *GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING*, pp. 300–305, 2009, doi: 10.1061/ASCE1090-02412009135:2300.

[26] J. A. and S. J. C. , M. Díaz-Rodriguez, «MEXICO CITY SOIL BEHAVIOR AT DIFFERENT STRAINS: OBSERVATIONS AND PHYSICAL INTERPRETATION», Set. 2001. [Em linha]. Disponível em: http://pubs.asce.org/copyright

[27] S. Rhea *et al.*, «Seismicity of the Earth 1900-2010 Mexico and vicinity», 2011. doi: 10.3133/ofr20101083F.

[28] Wikipédia, «Tectónica de placas».

[29] R. J. Padila y Sánchez *et al.*, «Tectonic Map of Mexico 2013», 2013.

[30] J. M. De La Rosa Rodríguez, F. A. Flores López, e J. C. Guasch Saunders, «CARACTERIZACIÓN GEO-SISMICA DE UNA ZONA DEL EX-LAGO TEXCOCO PARA EL DISEÑO DE UN TÚNEL DE DESAGÜE», BOCA DEL RÍO, VERACRUZ, Nov. 2013.

[31] S. Roeslin, H. Juárez-Garcia, K. J. Elwood, R. P. Dhakal, e A. Gómez-Bernal, «THE SEPTEMBER 19TH, 2017 PUEBLA, MEXICO EARTHQUAKE: FINAL REPORT OF THE NEW ZEALAND RECONNAISSANCE TEAM», Ago. 2020.

[32] S. K. Singh, J. Lermo, M. Ordaz, J. M. Espinosa, Mena E., e R. Quaas, «The Mexico Earthquake of September 19,1985-A Study of Amplification of Seismic Waves in Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site», pp. 653–673, 1988.

[33] «Autopista Siervo de la Nación», 2013. Acedido: 20 de Julho de 2026. [Em linha]. Disponível em: https://geg.pt/projetos/autopista-siervo-de-la-nacion/

[34] «Trabajos de exploración geotécnica para la Autopista Urbana Siervo de la Nación (Gran Canal), Río de los Remedios–Venta de Carpio, en el Estado de México».

[35] GEG, «Memoria de cálculo: Cimentaciones», México DF.

[36] GEG, «Memoria descriptiva: Estructuras», México DF.

[37] R. Di Laora e E. Rovithis, «Analysis of Pile Foundations Subject to Static and Dynamic Loading - Chapter 8: Design of piles under seismic loading», em *Analysis of Pile Foundations Subject to Static and Dynamic Loading*, A. M. Kaynia, Ed., CRC Press, 2022, pp. 269–300. doi: 10.1201/9780429354281.

[38] R. Di Laora e L. de Sanctis, «Piles-induced filtering effect on the Foundation Input Motion», *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 46, pp. 52–63, 2013, doi: 10.1016/j.soildyn.2012.12.007.

[39] E. Rosenblueth, M. Ordaz, F. J. Sánchez-Sesma, e S. K. Singh, «17. The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Design Spectra for Mexico's Federal District», *Earthquake Spectra*, vol. 5, n. 1, pp. 273–291, Fev. 1989, doi: 10.1193/1.1585523.