



Afonso Fernandes Pessanha

Licenciado em Engenharia Geológica

ESTUDO DA PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA DA 2ªFASE LOTE C SOURE – CARRE- GADO, DA LINHA DE ALTA VELOCIDADE – UM CONTRIBUTO

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA

Universidade NOVA de Lisboa

Setembro, 2025

ESTUDO DA PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA DA 2ªFASE, LOTE C – SOURE - CARREGADO, DA LINHA DE ALTA VELOCIDADE – UM CONTRIBUTO

AFONSO FERNANDES PESSANHA

Licenciado em Engenharia Geológica

Orientadora: Ana Paula Fernandes da Silva
Professora Auxiliar com Agregação, NOVA FCT

Coorientadores: Jorge Miguel Dias Nunes,
Geólogo, DrillGO

Júri:

Presidente: Doutora Maria da Graça Azevedo de Brito,
Professora Auxiliar, NOVA FCT

Arguentes: Mestre Pedro Miguel Vila Maior Campos de Lima,
Infraestruturas de Portugal SA

Vogais: Doutora Ana Paula Fernandes da Silva,
Professora Auxiliar com Agregação, NOVA FCT

MESTRADO EM ENGENHARIA GEOLÓGICA

Universidade NOVA de Lisboa
Setembro, 2025

ESTUDO DA PROSPEÇÃO GEOTÉCNICA DA 2ªFASE, LOTE C - SOURE - CARREGADO, DA LINHA DE ALTA VELOCIDADE - UM CONTRIBUTO

Copyright © <Afonso Fernandes Pessanha>, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

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

Aos meu pais.

AGRADECIMENTOS

Gostaria, primeiramente, de expressar a minha profunda gratidão à minha orientadora, a Doutora Ana Paula Silva, que não só me proporcionou a oportunidade de desenvolver este tema de dissertação, como também se mostrou sempre disponível para me orientar e apoiar ao longo destes meses de trabalho.

Ao geólogo Jorge Nunes, o meu coorientador, agradeço pelo acolhimento, pela ajuda constante e pelo muito que me ensinou durante este percurso. A sua dedicação foi fundamental para que esta dissertação atingisse o rigor e a qualidade que apresenta.

À empresa DrillGO, pela oportunidade de adquirir a minha primeira experiência profissional, integrada num projeto desafiante e de grande impacto a nível nacional. Aos colegas que me acolheram e que, direta ou indiretamente, contribuíram para que esta experiência decorresse num ambiente tão positivo, deixo também o meu sincero agradecimento.

Aos meus amigos e também colegas, que me acompanham desde o primeiro dia da licenciatura e em quem sempre pude confiar, agradeço pela amizade e pelo companheirismo.

À Beatriz Santos, pela paciência, amor, apoio e sobretudo pela motivação constante que, nos momentos mais frustrantes e desgastantes, me ajudaram a manter a força e a não perder o ânimo.

Por fim, aos meus pais, pelo amor incondicional e pelos sacrifícios diários que fazem para que eu possa estudar aquilo que mais gosto, sem preocupações. É por eles que me esforço e procuro sempre superar-me.

RESUMO

O desenvolvimento da ferrovia de alta velocidade (LAV) em Portugal apresenta desafios geotécnicos significativos, uma vez que o traçado cruza diversas formações geológicas com características mecânicas diversas. Neste contexto a estabilidade da infraestrutura está intimamente relacionada com as condições do terreno e a interação terreno-estrutura. Dadas as exigências de elevados níveis de desempenho e segurança, especialmente devido às velocidades elevadas de circulação dos comboios, é essencial assegurar que o terreno seja capaz de suportar, adequadamente, as cargas dinâmicas e as vibrações a que está submetido, mantendo a sua estabilidade ao longo do tempo.

Estes desafios são ampliados pela diversidade litológica ao longo do traçado, incluindo zonas aluvionares, diversas com solos moles, maciços carbonatados cársicos, e outras condições que influenciam diretamente a construção e operação da futura ferrovia, podendo comprometer a sua eficiência e a segurança.

A solução proposta assenta num estudo geotécnico detalhado do terreno, que a investigação desenvolvida nesta dissertação acompanhou no troço entre Soure e o Carregado, parte da 2ª Fase, do Lote C, da LAV Porto-Lisboa. A partir da campanha de prospeção e dos seus vários componentes, elabora-se uma análise e interpretação das diversas informações adquiridas, uma ferramenta fundamental para a identificação das soluções mais adequadas ao desenvolvimento da infraestrutura. Este estudo baseia-se nas técnicas mais adequadas e conhecimentos da Engenharia Geológica, com especial enfoque na análise dos aspetos geotécnicos que afetam diretamente a viabilidade do projeto.

Os resultados obtidos terão um impacto relevante na futura construção da LAV, permitindo uma compreensão mais aprofundada dos desafios geotécnicos ao longo do traçado e fornecendo orientações fundamentais para a definição de soluções construtivas adequadas, e contribuindo, deste modo, para a otimização do projeto, com especial enfoque na segurança e eficiência da operação ferroviária.

Palavas chave: Ferrovia, alta velocidade, estudo geológico-geotécnico, prospeção e ensaios.

ABSTRACT

The development of the high-speed railway (HSR) in Portugal poses significant geotechnical challenges, as the alignment crosses various geological formations with different mechanical properties. In this context, the stability of the infrastructure is closely related to ground conditions and ground–structure interaction. Given the demanding performance and safety requirements, particularly due to the high operating speeds of the trains—it is essential to ensure that the ground can adequately withstand dynamic loads and vibrations while maintaining long-term stability.

These challenges are amplified by the lithological diversity found along the route, which include alluvial zones, some with soft soils, karstified carbonate rock mass, and other conditions that directly affect both construction and operation of the railway, potentially compromising its efficiency and safety.

The proposed solution relies on a detailed geotechnical study of the ground carried out in the Soure and Carregado section, part of Phase 2, Lot C, of the Porto–Lisbon HSR. Based on the site investigation campaign and its various components, this study develops a comprehensive analysis and interpretation of the acquired data, serving as a fundamental tool for identifying the most suitable solutions for infrastructure development. It applies state-of-the-art methods and geological engineering knowledge, with special focus on geotechnical aspects that directly impact the project feasibility.

The findings of this dissertation will provide a valuable insights for the future construction of HSR, enhancing the understanding of geotechnical challenges along the alignment and providing essential guidance for the selection of appropriate construction solutions. This contribution supports project optimization with a strong emphasis on safety and operational efficiency.

Keywords: Railway, High-speed, Geotechnical investigation, site exploration.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema.....	1
1.2	Objetivos.....	2
1.3	Organização da dissertação	3
2	LAV - ALGUNS ASPETOS	5
2.1	Ferrovias de alta velocidade.....	5
2.2	Contexto histórico e inovação.....	7
2.2.1	Alta velocidade no mundo.....	7
2.2.2	Alta velocidade em Portugal.....	8
2.3	Infraestrutura das ferrovias de alta velocidade.....	10
2.3.1	Superestrutura	11
2.3.2	Subestrutura.....	13
2.3.3	Problemas geotécnicos e soluções para plataformas ferroviárias LAV.....	16
3	ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO: FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	19
3.1	Enquadramento geral	19
3.2	Campanha de prospeção.....	20
3.3	Prospeção geofísica.....	23
3.3.1	Métodos sísmicos de refração.....	25
3.3.2	Métodos geoeletricos.....	28

3.4	Sondagens Mecânicas	30
3.4.1	Tipos de sondagens geotécnicas	30
3.4.2	Registos de sondagens	32
3.5	Ensaio in situ.....	37
3.5.1	Ensaio SPT – Standard Penetration Test.....	38
3.5.2	DPSH – Penetrómetro dinâmico super-pesado.....	41
3.5.3	Ensaio de penetração estática	43
3.6	Ensaio laboratoriais.....	45
3.6.1	Ensaio em solos e rochas.....	45
4	ENQUADRAMENTOS DO TROÇO EM ESTUDO DA LAV	51
4.1	Enquadramento geográfico.....	51
4.2	Enquadramento Geomorfológico	52
4.3	Enquadramento Geológico.....	55
4.4	Tectónica.....	61
4.5	Neotectónica e sismicidade.....	63
4.6	Hidrogeologia.....	71
5	CAMPANHA DE PROSPECÇÃO DA 2ªFASE DA LAV - LOTE C.....	77
5.1	Enquadramento geral	77
5.2	Campanha de prospeção.....	79
5.2.1	Objetivos.....	79
5.2.2	Perfis sísmicos de refração.....	80
5.2.3	Perfis de resistividade elétrica	82
5.2.4	Sondagens mecânicas	83
5.2.5	Ensaio com penetrómetro dinâmico super-pesado.....	89
5.2.6	Ensaio com CPTu	92
5.2.7	Ensaio laboratoriais em rocha.....	93
6	ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	95

6.1	Troço 1: Carregado – Rio Maior.....	95
6.1.1	Perfis sísmicos de refração.....	96
6.1.2	Ensaio com DPH97	97
6.1.3	Ensaio com CPTu98	98
6.1.4	Ensaio SPT 100	100
6.2	Troço 2: Rio Maior – Juncal.....	103
6.2.1	Subtroço 2.1: Rio Maior - Benedita.....	103
6.2.2	Subtroço 2.2: Benedita - Juncal.....	111
6.3	Troço 3: Juncal - Bidoeira.....	120
6.3.1	Perfis sísmicos de refração.....	124
6.3.2	Ensaio com DPH 125	125
6.3.3	Ensaio com CPTu 127	127
6.3.4	Ensaio SPT 129	129
6.4	Troço 4: Bidoeira – Pombal.....	132
6.4.1	Perfis sísmicos de refração.....	133
6.4.2	Ensaio com DPH 135	135
6.4.3	Ensaio SPT 137	137
6.4.4	Túnel - Carnide.....	142
6.4.5	Túnel - Barroco.....	145
6.4.6	Túnel - Almagreira 147	147
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	149

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema da secção transversal da via férrea balastrada (Moreira, 2024).	11
Figura 2.2 - Perfil de carril UIC60 (NP EN 13674-1, 2014).....	12
Figura 3.1 - Ilustração da propagação das ondas geradas pela pancada do martelo (Burger, Sheehan, & Jones, 2006).....	26
Figura 3.2 - Exemplo de um gráfico tempo-distância (DrillGO, 2025).	27
Figura 3.3 - Modelo de velocidades sísmicas obtido por tomografia sísmica de refração (DrillGO, 2025).	27
Figura 3.4 - Ilustração dos vários tipos de arranjos e configurações dos elétrodos (ISRM, 2004).	29
Figura 3.5 - Execução de uma sondagem geotécnica com recursos ao devido equipamento.	30
Figura 3.6 - Exemplo de um estrato de registo de sondagem com coroas preenchido pela empresa <i>DrillGO</i>	33
Figura 3.7 - Caixa de sondagem preenchida com os testemunhos.	34
Figura 3.8 - Procedimento de medição e cálculo do RQD (Niu et al., 2024).	36
Figura 3.9 - Amostrador Terzaghi.	38
Figura 3.10 - Fases do ensaio SPT.....	39
Figura 3.11 - Equipamento DPSH posicionado no campo.	42
Figura 3.12 - Resultados do ensaio com DPSH, com a evolução do número de pancadas (Nd) por troços de 20 cm e respetiva estimativa da resistência dinâmica de ponta (Qd) e da resistência de ponta (Rd), em função da profundidade.	43
Figura 3.13 - Equipamento a realizar um ensaio CPTu.	45
Figura 3.14 - Equipamento - prensa, utilizada para realizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial.....	47
Figura 4.1 - Mapa geográfico da área de estudo (adaptado no software <i>ArcGIS</i>).....	52

Figura 4.2 - Mapa geomorfológico da área de estudo (adaptado no software <i>ArcGIS</i> de ASTER GDEM 2009).....	54
Figura 4.3 - Mapa geológico da área de estudo, adaptado das Cartas Geológicas de Portugal 1:500 000 (adaptado no software <i>ArcGIS</i>).	56
Figura 4.4 - Mapa neotectónico da área de estudo (adaptado no software <i>ArcGIS</i>).....	64
Figura 4.5 - Zonamento sísmico segundo o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010.	66
Figura 4.6 - Mapa com o histórico de magnitude sísmica de 1390 a 2024 (adaptado no software <i>ArcGIS</i> do Instituto Geográfico Nacional).	70
Figura 4.7 - Mapa hidrogeológico da área de estudo (adaptado no software <i>ArcGIS</i> de <i>SNIRH</i>).	72
Figura 5.1 - Esquema das alternativas de traçado do Lote C (Infraestruturas de Portugal SA, 2024).	78
Figura 6.1 - Variação das velocidades sísmicas em função da profundidade nos perfis sísmicos do Troço 1.	97
Figura 6.2 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no Troço 1.	98
Figura 6.3 - Gráficos dos parâmetros registados pelos ensaios CPTu (q_c , u e f_s) realizados no Troço 1.	99
Figura 6.4 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de aluvião identificados ao longo do troço 1.	100
Figura 6.5 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de argilas identificados ao longo do troço 1.	101
Figura 6.6 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de siltes identificados ao longo do troço 1.	102
Figura 6.7 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de areias identificados ao longo do troço 1.	103
Figura 6.8 - Resultado do perfil sísmico de refração PS7.	105
Figura 6.9 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS8.	106
Figura 6.10 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no subtroço 2.1.	108
Figura 6.11 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios DPSH no Subtroço 2.2 associados à Solução A.	114
Figura 6.12 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios DPSH no Subtroço 2.2 associados à Solução B.	115
Figura 6.13 - Variação das velocidades sísmicas em função da profundidade nos perfis sísmicos do troço 3.	124

Figura 6.14 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios DPSH no troço 3.....	126
Figura 6.15 - Gráficos dos parâmetros registados pelos ensaios CPTu (qc, u e fs) realizados no Troço 3.....	128
Figura 6.16 - Variação das velocidades sísmicas em função da profundidade nos perfis sísmicos do Troço 4.....	134
Figura 6.17 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no Troço 4 associados à Solução A.....	136
Figura 6.18 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no Troço 4 associados à Solução B.....	136
Figura 6.19 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de siltes identificados ao longo do troço 4 na Solução A.....	138
Figura 6.20 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de siltes identificados ao longo do troço 4 na Solução B.....	138
Figura 6.21 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de argilas identificados ao longo do troço 4 na Solução A.....	139
Figura 6.22 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de argilas identificados ao longo do troço 4 na Solução B.....	140
Figura 6.23 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de areias identificados ao longo do troço 4 na Solução A.....	141
Figura 6.24 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de areias identificados ao longo do troço 4 na Solução A.....	142
Figura 6.25 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS037C - Solução A.....	143
Figura 6.26 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS022C.....	144
Figura 6.27 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS027C (emboquilhamento S).....	146
Figura 6.28 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS028C (emboquilhamento N).....	146
Figura 6.29 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS029C (emboquilhamento S).....	148
Figura 6.30 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS029C (emboquilhamento N).....	148

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características de um bom solo de coroamento (Fortunato, 2005).....	16
Tabela 3.1 - Fases de desenvolvimento de projeto de acordo com a Portaria nº 255/2023, de 7 de agosto.....	20
Tabela 3.2 - Classificação do grau de alteração das rochas (ISRM, 1981).	34
Tabela 3.3 - Classificação do grau de fraturação das rochas, em função do espaçamento das discontinuidades consecutivas (ISRM, 1981).	35
Tabela 3.4 - Classificação qualitativa do índice RQD (Hoek, 2006).	37
Tabela 3.5 - Classificação de solos granulares quanto à compacidade.....	40
Tabela 3.6 - Classificação de solos finos quanto à consistência.....	40
Tabela 3.7 - Principais características dos penetrômetros dinâmicos.....	41
Tabela 3.8 - Principais ensaios laboratoriais aplicados a solos e rochas e respectivas normas.	46
Tabela 4.1 - Aceleração máxima de referência ag_R (m/s^2) nas várias zonas sísmicas de Tipo 1 intersetadas pela área de estudo.	67
Tabela 4.2 - Aceleração máxima de referência ag_R (m/s^2) nas várias zonas sísmicas de Tipo 2 intersetadas pela área de estudo.	67
Tabela 4.3 - Classificação dos tipos de solo para efeitos de definição do espectro de resposta sísmica elástico.....	68
Tabela 4.4 - Classificação das formações geológicas da área de estudo segundo as classes de resposta sísmica (EC8).	69
Tabela 4.5 - Unidades hidrogeológicas presentes na área de estudo e respectivos sistemas de aquíferos.	71
Tabela 5.1 - Trabalhos realizados no PPG e as correspondentes quantidades.	80
Tabela 5.2 - Dados dos ensaios de refração sísmica realizados.....	81
Tabela 5.3 - Dados dos ensaios geofísicos de resistividade elétrica realizados.....	82

Tabela 5.4 - Dados da campanha de sondagens realizada.....	84
Tabela 5.5 - Dados dos ensaios DPSH realizados.....	89
Tabela 5.6 - Dados dos ensaios CPTu realizados.....	92
Tabela 5.7 - Dados dos ensaios laboratoriais realizados.....	93
Tabela 6.1 - Trabalhos de prospeção realizados no Troço 1 e respectivas quantidades.....	95
Tabela 6.2 - Trabalhos de prospeção realizados no Subtroço 2.1 e as suas devidas quantidades.	103
Tabela 6.3 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel da Serra dos Candeeiros e as suas quantidades.....	109
Tabela 6.4 - Trabalhos de prospeção realizados no troço 2.2 e as suas devidas quantidades.	111
Tabela 6.5 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel localizado em Aljubarrota e as suas devidas quantidades.....	116
Tabela 6.6 - Síntese comparativa entre as Soluções A e B do túnel localizado em Aljubarrota.	118
Tabela 6.7 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel localizado no Juncal e respectivas quantidades.....	119
Tabela 6.8 - Trabalhos de prospeção realizados no Troço 3 e respectivas quantidades.....	120
Tabela 6.9 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em areias nas unidades geológicas intercetadas no Troço 3.....	129
Tabela 6.10 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em argilas nas unidades geológicas intercetadas no Troço 3.....	130
Tabela 6.11 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em siltes nas unidades geológicas intercetadas no troço 3.....	131
Tabela 6.12 - Síntese geral dos resultados dos ensaios SPT nas unidades geológicas intercetadas no Troço 3.....	131
Tabela 6.13 - Trabalhos de prospeção realizados no Troço 4 e as suas quantidades.....	132
Tabela 6.14 - Distribuição dos ensaios DPSH ao longo do troço 4.....	135
Tabela 6.15 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em siltes nas unidades intercetadas no Troço 4 em cada uma das soluções estudadas.....	137
Tabela 6.16 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em argilas nas unidades intercetadas no Troço 4 em cada uma das soluções estudadas.....	139
Tabela 6.17 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em areias nas unidades intercetadas no Troço 4 em cada uma das soluções estudadas.....	140

Tabela 6.18 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel de Carnide no Troço 4 e respetivas quantidades em cada uma das soluções estudadas.....	142
Tabela 6.19 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel do Barroco no Troço 4 e respetivas quantidades em cada uma das soluções estudadas.....	145
Tabela 6.20 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel da Almagreira no Troço 4 e respetivas quantidades.....	147

SIGLAS

FAV	Ferrovia de alta velocidade
OTAN	Organização do Tratado do Atlântico Norte.
IP	Infraestruturas de Portugal SA
PSA	Parte superior do aterro
UIC	Union International des Chemins de fer
ASTM	American Society for Testing and Materials
SPT	Standard penetration test
DPSH	Dynamic Penetration Super-Heavy
CPT	Cone Penetration Test
MOI	Margem Ocidental Ibérica
ZFVIT	Zona de Falha do Vale Inferior do Tejo
OVLS	Falha de Ota-Vila Franca de Xira-Lisboa-Sesimbra
PPG	Plano de Prospeção Geotécnica
RAVE	Rede Ferroviária de Alta Velocidade
AOE	Obra de Arte Especial

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Nas últimas décadas, a crescente procura por soluções de transporte mais rápidas, seguras e sustentáveis tem vindo a impulsionar o desenvolvimento de ferrovias de alta velocidade (LAV) em diversos países. Este tipo de infraestrutura ferroviária tem-se destacado como uma alternativa eficiente ao transporte rodoviário e aéreo, permitindo reduzir significativamente os tempos de deslocação, promover uma maior conexão ao longo dos territórios e contribuir para a redução das emissões de gases com efeito de estufa, principalmente dióxido de carbono. Países como o Japão, com o icónico *Shinkansen*, e vários países europeus, com redes LAV amplamente desenvolvidas, têm demonstrado os benefícios socioeconómicos e ambientais deste meio de transporte.

Em Portugal, a implementação da LAV Porto-Lisboa representa um passo estratégico no que toca ao desenvolvimento do sistema ferroviário nacional e integração do país na Rede Transeuropeia de Transportes (RTE-T). Esta infraestrutura visa não só reduzir o tempo de viagem entre as duas principais cidades nacionais, mas também reforçar a competitividade económica e melhorar a articulação com as redes ferroviárias internacionais. A construção deste tipo de infraestrutura reveste-se de desafios técnicos complexos, principalmente relacionados com a adaptação do exigente traçado às condições geotécnicas apresentadas pelas diferentes formações geológicas atravessadas.

Em particular, o traçado da LAV entre Soure e o Carregado atravessa uma variedade de formações geológicas que conformam maciços rochosos, de materiais rijos e brandos que alternam com rochas evolutivas, bem como solos rijos e moles, recentes, o que exige uma análise detalhada dos terrenos para garantir a segurança, estabilidade e eficiência da infraestrutura. A execução de túneis, viadutos, pontes e outras obras de arte, aterros e cortes requer um conhecimento aprofundado das propriedades dos solos e dos maciços rochosos, bem como da sua interação com a infraestrutura ferroviária. Problemas geotécnicos como a presença de solos moles e/ou ricos em matéria orgânica, níveis freáticos elevados, falhas geológicas e outras

descontinuidades, vertentes de estabilidade precária, entre outros, são alguns dos desafios que podem comprometer a viabilidade técnica e económica do projeto.

Neste contexto, foi a empresa *DrillGo* contratada para realizar uma campanha de prospeção geotécnica no âmbito do projeto do Lote C da 2ª Fase do troço Porto-Lisboa, especificamente no trecho já descrito. Esta campanha envolveu a execução de sondagens geotécnicas, ensaios in situ e a realização de ensaios laboratoriais, que visaram a recolha de informação fundamental à caracterização detalhada dos terrenos a intersetar pelo traçado ferroviário. A análise destes dados permitirá identificar as principais condicionantes geotécnicas e contribuir para a tomada de decisão de soluções adequadas para a construção da infraestrutura de forma eficiente e segura.

1.2 Objetivos

Esta tese tem como principal objetivo realizar uma análise aprofundada das condições geológicas e geotécnicas ao longo do traçado da LAV Porto-Lisboa, especificamente no troço do Lote C, compreendido entre Soure e o Carregado, com base nos dados recolhidos pela campanha de prospeção realizada pela empresa *DrillGo*. Para o efeito, o autor estagiou naquela empresa e realizou a interpretação dos resultados provenientes de sondagens geotécnicas, ensaios laboratoriais e ensaios de campo, contribuindo para a identificação das principais condicionantes geotécnicas que poderão influenciar o traçado da infraestrutura em referência.

Uma compreensão completa e detalhada das características geotécnicas do terreno é essencial para garantir a segurança, estabilidade e eficiência da LAV. Assim, este estudo procura caracterizar e analisar, na perspetiva da Engenharia Geológica, os diferentes tipos de solos e maciços rochosos encontrados ao longo do traçado preconizado, sendo uma ferramenta chave para a identificação de possíveis ocorrências que requeiram um estudo mais pormenorizado, bem como abordagens especiais de projeto, como por exemplo face à presença de solos moles e compressíveis espessos, com características geotécnicas fracas. Estas situações constituem desafios significativos durante a execução de obras de grande escala, nomeadamente a construção de aterros ou cortes de altura elevada, túneis, viadutos ou a necessidade de aplicação de técnicas de reforço ou de melhoramento de terrenos.

Outro aspeto fundamental desta investigação consiste em avaliar e compreender os perigos geológicos e geotécnicos associados às diferentes zonas do traçado. A análise detalhada da informação será essencial à identificação de potenciais áreas críticas que possam exigir

soluções de engenharia específicas para mitigação dos impactos prováveis detetados. A partir desta avaliação, será possível desenvolver um zonamento geotécnico que segmente o traçado em diferentes áreas com características e exigências técnicas distintas, isto é, diferentes zonas geotécnicas, facilitando o planeamento das intervenções e a tomada de decisões durante a construção.

Além disso, a dissertação procura fornecer recomendações técnicas fundamentadas para as intervenções futuras, especialmente em zonas identificadas como problemáticas. Estas recomendações podem incluir sugestões para a realização de ensaios de *in situ* e *ex situ* complementares, com o objetivo de apoiar os projetistas e os construtores com informações precisas e alertando para a incerteza nos conhecimentos, contribuindo para a adoção de soluções de engenharia que garantam a segurança, a eficiência e a durabilidade da infraestrutura.

Em síntese, este estudo pretende contribuir, eficientemente para a compreensão e gestão das condicionantes geotécnicas associadas à construção do Lote C da 2ª Fase da LAV Porto-Lisboa, proporcionando uma base técnica sólida para o projeto das soluções construtivas adequadas e sustentáveis.

1.3 Organização da dissertação

A dissertação está organizada em sete capítulos, sendo esta iniciada com a presente introdução, onde é definido o enquadramento do tema e os objetivos em prossecução.

Segue-se um capítulo dedicado à LAV, que apresenta de forma sucinta os princípios fundamentais que regem este tipo de infraestrutura e que justificam a necessidade de uma caracterização geotécnica cuidada.

O terceiro capítulo aprofunda os métodos e técnicas envolvidos na prospeção geotécnica, com especial atenção às sondagens, ensaios geofísicos e outros *in situ* realizados na campanha associada ao projeto em referência. São ainda discutidos os parâmetros obtidos através dos mesmos e a sua relevância no contexto da dissertação.

No capítulo seguinte, procede-se ao enquadramento geológico e estrutural da região interessada pelo traçado em estudo, englobando os aspetos geográficos, geomorfológicos, estruturais e neotectónicos, assim como os contextos sísmico e hidrogeológico.

A caracterização do caso de estudo surge no quinto capítulo, com a apresentação dos dados recolhidos provenientes da campanha de prospeção realizada ao longo do traçado da LAV.

Com base nesses dados, o sexto capítulo desenvolve uma análise por trechos, estabelecendo correlações entre os diferentes tipos de informação recolhida.

Por fim, a dissertação encerra com as considerações finais, incluindo algumas sugestões para futuros estudos geotécnicos neste setor.

2 LAV - ALGUNS ASPETOS

2.1 Ferrovias de alta velocidade

De acordo com a *Union Internationale des Chemins de Fer (UIC)*, uma ferrovia de alta velocidade é considerada como um sistema ferroviário de circulação a velocidade elevada que inclui não só a infraestrutura em si, como também o material na sua envolvente (Watson, 2021). A definição normativa encontra-se estabelecida na Diretiva Europeia 96/48/CE e subsequentes, segundo a qual:

- Linha de Alta Velocidade (LAV): projetada de raiz para velocidades iguais ou superiores a 250 km/h, ou adaptada para velocidades próximas de 200 km/h;
- Linha de Velocidade Alta (LVA): resultante da modernização de linhas existentes, permitindo a circulação até 200–220 km/h, mas sem cumprir integralmente os requisitos técnicos de uma LAV;
- Linha Convencional: infraestruturas anteriores ao advento da alta velocidade, concebidas para velocidades inferiores a 200 km/h.

As LAV exigem traçados mais retos, com curvas de grande raio e declives reduzidos, o que garante estabilidade e segurança a elevadas velocidades. A infraestrutura é frequentemente construída em laje de betão ou balastro reforçado, com carris soldados continuamente para minimizar vibrações e ruído. Em contraste, as linhas convencionais apresentam traçados mais sinuosos, declives mais acentuados e balastro tradicional, o que limita a velocidade e aumenta a frequência da manutenção (Watson, 2021).

No domínio tecnológico, a LAV recorre a sistemas de sinalização embarcada, essenciais para velocidades superiores a 200 km/h, dado que a sinalização lateral se torna ineficaz. Do ponto de vista energético, utilizam geralmente corrente alternada a 25 kV, garantindo maior eficiência e menores custos operacionais. Muitas linhas convencionais mais antigas ainda

operam com tensões de 1,5 kV ou 3 kV em corrente contínua, implicando maior consumo energético (Watson, 2021).

A segurança constitui outra diferença marcante: as LAV são segregadas do tráfego convencional, dotadas de vedação contínua e sem passagens de nível, reduzindo significativamente o risco de acidentes. Já as linhas convencionais mantêm passagens de nível e partilham infraestrutura com outros serviços, o que aumenta a exposição a falhas (Watson, 2021).

Do ponto de vista económico e ambiental, a construção de uma LAV implica elevados custos iniciais, devido a obras complexas como viadutos, túneis e extensos movimentos de terras. Contudo, a sua operação é mais eficiente e sustentável, com menores emissões de CO₂ por passageiro-quilómetro. As LVA representam uma solução intermédia, mais económica que as novas LAV mas com limitações técnicas e de velocidade. As linhas convencionais, apesar de menos competitivas em percursos de longa distância, continuam a desempenhar um papel essencial no transporte regional e suburbano (Watson, 2021).

Em síntese, a ferrovia de alta velocidade diferencia-se da convencional pela capacidade de atingir maiores velocidades, oferecer maior segurança e eficiência energética, sendo particularmente adequada para ligações rápidas entre grandes centros urbanos. No entanto, fatores como os custos de construção, as condições geotécnicas e a procura de passageiros determinam a escolha entre construir uma LAV, modernizar para LVA ou manter a operação em linhas convencionais.

2.2 Contexto histórico e inovação

2.2.1 Alta velocidade no mundo

O Japão foi um dos primeiros países a implementar um sistema de comboios de alta velocidade. Sendo um país densamente habitado, especialmente entre duas grandes cidades, Tóquio e Osaka, com cerca de 45 milhões de pessoas no conjunto, o congestionamento do tráfego não só rodoviário como ferroviário tornou-se um problema bastante sério por volta de 1950. De forma a solucioná-lo, procedeu-se à conceção de um novo serviço ferroviário, denominado *Shinkansen*, e em 1959 teve início a sua construção, tendo ficado concluído em 1964 (Okada, 2007). A década de 1960 foi marcada por um grande crescimento económico, permitindo que os primeiros comboios *Shinkansen* percorressem distâncias na ordem de 515 km com velocidade máxima de 210 km/h e velocidade média de 163 km/h.

Continuando no continente asiático, porém desta vez na China, os planos para construir a maior rede LAV do mundo foram motivados por restrições de capacidade nas linhas já existente e pelo desejo de reduzir os tempos de viagem, enquanto desenvolviam e prolongavam os percursos. Segundo Okada (2007), o plano de construção foi significativamente acelerado devido ao financiamento adicional, em 2008. No final do ano de 2022, a rede de LAV chinesa alcançou 42.000 km de extensão, sendo a mais vasta do mundo por uma boa margem (Liu Xianfeng, 2023). Atualmente, estas linhas de passageiros operam a velocidades superiores a 120 km/h numa extensão de 22.000 km de via, superiores a 160 km/h em 14.000 km e superiores a 200 km/h (chegando a 250 km/h), em cerca de 6.000 km de linha.

Na Europa, a LAV teve início durante a Feira Internacional de Transportes em Munique, na República Federal da Alemanha, em Junho de 1965, quando os respetivos caminhos de ferro operavam comboios rápidos, a 200 km/h, entre Munique e Augsburg. No mesmo ano, em França, o engenheiro Jean Bertin inventou e construiu o primeiro protótipo do Aérotrain, um comboio monocarril sustentado a partir de um colchão de ar (Gourvish, 2010). Inicialmente, a rede LAV europeia consistia apenas numa série de linhas nacionais, ou seja, não existia uma "Rede Europeia" propriamente dita, porém em 1990, através da comunidade dos caminhos de ferro europeus, surgiu uma proposta para uma interligação ferroviária entre os vários países, dando assim origem à Rede Transeuropeia de transportes de alta velocidade. Esta proposta foi motivada por três principais motivos: superar estrangulamentos de capacidade em secções críticas da rede, aumentar as velocidades, uma vez que em algumas partes da rede eram demasiado baixas, e melhorar a acessibilidade a regiões remotas.

Em França, em 1966, a *Société Nationale des Chemins de Fer Français* (SNCF) lançou o famoso programa *Train à Grande Vitesse* (TGV) para criar um sistema LAV francês. Em 1981, foi inaugurada a primeira LAV, ligando Paris a *Lyon*. Inicialmente, estes comboios circulavam a velocidades normais, porém em 1983 a linha tornou-se totalmente operacional, registando um tempo de viagem de 2 horas num troço de 409 km (Khabbaz & Fatahi, 2014).

No que toca a dimensão de rede ferroviária, a Alemanha ocupa o quinto lugar mundial com cerca de 1.300 km de LAV - comboio alemão ICE (*InterCity Express*). Com mais de 10 linhas em funcionamento, este sistema LAV liga muitos dos principais centros urbanos do país e representa cerca de 8,4% do mercado de transporte de passageiros no país. No entanto, a maioria das LAV alemãs circulam a velocidades máximas de 250 a 280 km/h, sendo mais lento quando comparado com outros países. O plano alemão prevê adicionar um total de 1.000 km a essa linha (Givoni, 2006).

No Reino Unido, as tecnologias ferroviárias de alta velocidade começaram a desenvolver-se por volta de 1970, onde em vez de serem construídas linhas novas, optaram por desenvolver um sistema de circulação capaz de atingir altas velocidade nas linhas existentes. Com isto foi desenvolvido o *Advanced Passenger Train* (APT), um modelo moderno alimentado a *diesel* que alcançava velocidades até 238 km/h (Gourvish, 2010), mas acabou por ser suspenso por apresentar problemas técnicos. Em 2009, foi criada a *High Speed Two Ltd* com o objetivo de desenvolver uma LAV entre Londres e as *Midlands* Ocidentais. Atualmente, a rota serve algumas das cidades mais populares de Inglaterra, incluindo *Leeds*, *Manchester*, *Birmingham* e Londres.

2.2.2 Alta velocidade em Portugal

Em Portugal, embora o país disponha de serviços ferroviários rápidos, nomeadamente o comboio Alfa Pendular, que atinge velocidades na ordem de 220 km/h, esses serviços operam em linhas convencionais modernas. Com isto, a LAV entre o Porto e Lisboa será a primeira infraestrutura deste tipo em Portugal, onde a principal diferença está no facto da nova linha ser projetada especificamente para velocidades até 300 km/h (Infraestruturas de Portugal SA, n.d.), colocando-a assim no mesmo nível das redes de alta velocidade de outros países, como França, Espanha e Alemanha. A construção da nova linha é vista como uma solução essencial para melhorar a capacidade e eficiência da rede ferroviária nacional.

Segundo a IP, a linha do Norte, que atualmente liga as duas maiores cidades do país, é a principal linha ferroviária de Portugal, por onde circulam quase metade de todos os comboios de passageiros e mais de 90% dos comboios de mercadorias. Apesar dos investimentos feitos no desenvolvimento deste tramo ao longo das últimas décadas, o tempo de viagem mínimo entre Porto e Lisboa é 2 h 50 min, podendo vir a ser reduzido para 2 h 35 min após a conclusão de obras agora em curso. No entanto, o potencial do aumento de capacidade e velocidade desta linha está praticamente esgotado, justificando a necessidade de uma nova infraestrutura com um traçado novo.

A nova linha será construída com bitola ibérica e de forma faseada, permitindo que os comboios existentes, como o Alfa Pendular e o Intercidades, possam circular na nova infraestrutura à medida que os troços forem sendo concluídos. Em 2030, é esperado que o troço entre Porto e Soure esteja operacional, possibilitando a ligação direta à rede convencional. Para além disso, a infraestrutura será preparada para uma eventual futura migração para a bitola europeia, com a instalação de travessas polivalentes que permitam a sua adaptação.

No que respeita ao desempenho, a linha foi projetada para uma velocidade máxima de 300 km/h, tornando o tempo de viagem entre Porto e Lisboa bastante mais competitivo face ao transporte aéreo e rodoviário. Quando concluída, é previsto que o percurso direto entre as estações terminais de Lisboa-Oriente e Porto-Campanhã dure apenas 1 h 19 min. Um serviço com paragens intermédias em Leiria, Coimbra, Aveiro e Gaia deverá demorar cerca de 1 h 45 min, sendo que estas estações estratégicas intermédias terão também ligações a outros serviços, tanto ferroviários como outros transportes públicos.

A implementação desta nova linha insere-se numa estratégia mais ampla de desenvolver e melhorar a rede ferroviária nacional, contribuindo significativamente para a mobilidade interna, a competitividade económica e para a promoção da sustentabilidade ambiental. Este projeto ambicioso, que representa um marco no desenvolvimento da infraestrutura ferroviária portuguesa, coloca Portugal na rota da alta velocidade ferroviária, alinhando-se com as tendências internacionais e as diretrizes europeias.

2.3 Infraestrutura das ferrovias de alta velocidade

A infraestrutura ferroviária (Figura 2.1) é um dos elementos críticos para o desempenho e a segurança das LAV. Devido às elevadas exigências operacionais destas linhas, a sua concepção difere significativamente da das ferrovias convencionais, tanto ao nível da superestrutura como da subestrutura. A interação entre a via e o terreno desempenha um papel fundamental na durabilidade e estabilidade da linha, exigindo soluções de engenharia avançadas para minimizar deformações, em particular as diferenciais, melhorar a transmissão das cargas aplicadas na via e reduzir os custos de manutenção.

A superestrutura da via, composta por elementos como o carril, os elementos de fixação, as travessas e a camada de balastro, tem impacto direto na segurança e conforto dos passageiros, bem como na maior eficácia da transmissão das cargas ao solo. Já a subestrutura, constituída pela camada de sub-balastro, o coroamento de um aterro e/ou o substrato de fundação, tem uma relação direta com as condições geotécnicas do terreno natural e exige um dimensionamento adequado de modo a evitar problemas como assentamentos diferenciais, perda de capacidade de suporte e instabilidade da via a longo, médio e até curto prazo.

Às velocidades elevadas dos comboios, crescem a exigência dos requisitos a nível estrutural e geotécnico, obrigando à utilização de materiais de qualidade elevada, soluções para reforço do solo e sistemas de drenagem eficientes.

Nesta secção, analisam-se os principais elementos da infraestrutura ferroviária de velocidade elevada, com especial foco na fundação, nomeadamente na sua interação com o meio geotécnico.

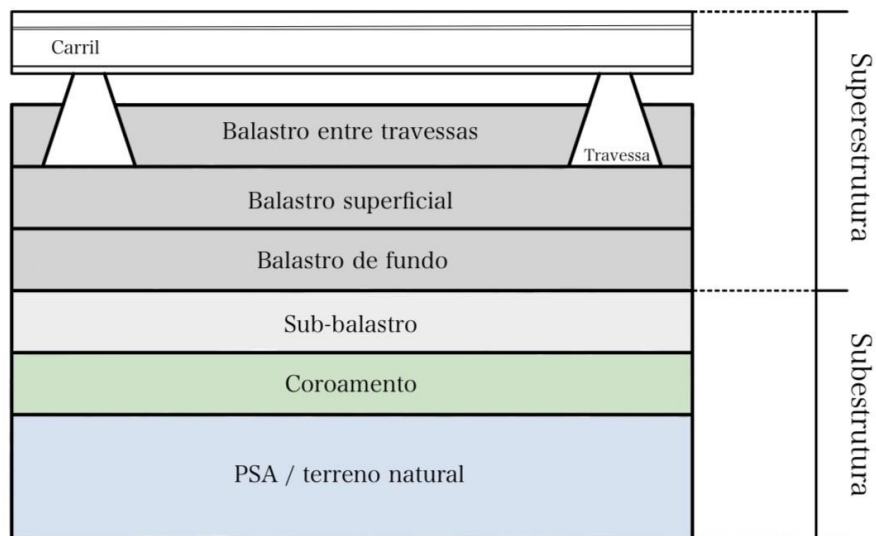


Figura 2.1 - Esquema da secção transversal da via férrea balastrada (Moreira, 2024).

2.3.1 Superestrutura

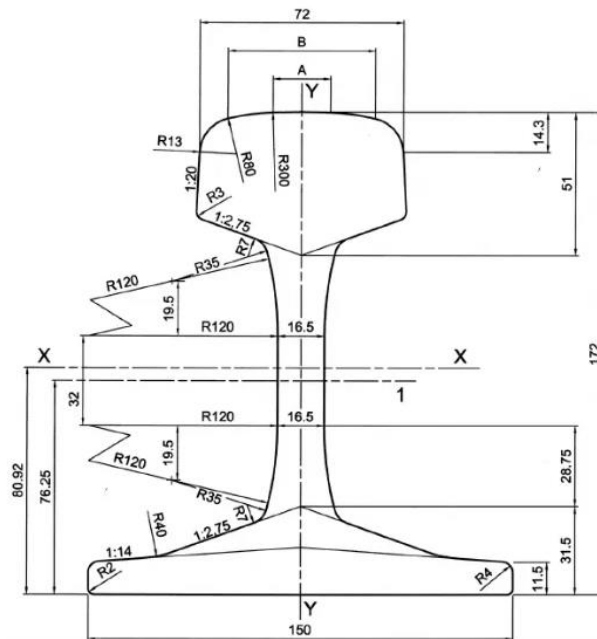
2.3.1.1 Carris

Os carris desempenham um papel essencial na superestrutura ferroviária, assegurando a condução dos comboios e a transmissão das cargas para as travessas. Para tal, devem apresentar rigidez suficiente, de modo a funcionarem como vigas que distribuem as cargas das rodas, evitando flexões excessivas e degradação precoce dos componentes da via (Fortunato, 2005; DiPilato, 1983).

A rigidez dos carris afeta não só o comportamento da superestrutura, mas também o da subestrutura. Parâmetros como a inércia de flexão, a qualidade do aço e a ausência de juntas influenciam as cargas dinâmicas transmitidas. Irregularidades nos carris ou nas rodas podem amplificar esses esforços, acelerando a deterioração da infraestrutura (Fortunato, 2005).

Nas LAV, utiliza-se o perfil UIC60 (Figura 2.2), mais competente do ponto de vista da capacidade de suporte e com maior inércia vertical, permitindo uma melhor distribuição de cargas e mitigação de ondas verticais de curta amplitude, associadas às massas não suspensas dos veículos (Fortunato, 2005).

Dimensões em milímetros



Legenda:

1 eixo da marcação em relevo

Superfície da seção	: 76,70 cm ²
Massa por metro	: 60,21 kg/m
Momento de inércia (eixo x-x)	: 3 038,3 cm ⁴
Módulo de inércia – cabeça	: 333,6 cm ³
Módulo de inércia – patilha	: 375,5 cm ³
Momento de inércia (eixo y-y)	: 512,3 cm ⁴
Módulo de inércia (eixo y-y)	: 68,3 cm ³
Dimensão indicativa A	: 20,456 mm
Dimensão indicativa B	: 52,053 mm

Figura 2.2 - Perfil de carril UIC60 (NP EN 13674-1, 2014).

2.3.1.2 Travessa

As travessas são fundamentais na superestrutura ferroviária, assegurando a transmissão das cargas verticais e horizontais dos comboios para o balastro, a fixação dos carris e a estabilidade da via (Mário, 2012). Para isso, devem apresentar resistência mecânica, durabilidade e capacidade de atenuar vibrações (Alves, 2010).

A sua evolução passou por versões em madeira, metálicas e, atualmente, em betão armado pré-esforçado, que oferecem maior resistência e estabilidade, embora com maior fragilidade e custos de manutenção (ORE, 1969). Têm também sido estudadas travessas em materiais compósitos, visando aumentar a durabilidade e reduzir o impacto ambiental (Oliveira, 2012).

O desempenho das travessas depende da forma como distribuem as tensões para o balastro: a travessa sob a roda recebe a maior carga, sendo o restante esforço repartido pelas adjacentes. O espaçamento entre travessas e as suas dimensões influenciam diretamente a estabilidade da via, sendo ajustados para minimizar os assentamentos e melhorar o suporte lateral, sobretudo em solos de qualidade inferior (Fortunato, 2005).

Assim, a escolha do tipo de travessa deve considerar um equilíbrio entre resistência, durabilidade e manutenção, de forma a garantir a fiabilidade da infraestrutura ao longo do tempo.

2.3.1.3 Elementos de ligação

Os elementos de ligação são essenciais na fixação dos carris às travessas, assegurando a manutenção da bitola, a inclinação do carril e a estabilidade da via. Além de suportarem os esforços verticais, laterais e longitudinais gerados pela passagem dos comboios, contribuem para um aumento da resistência às variações térmicas e o atenuar das vibrações (Fortunato, 2005; Mário, 2017).

Estes sistemas podem ser do tipo rígido ou elástico, a sua escolha dependente do tipo de travessa. Em travessas de madeira, usam-se apoios metálicos de modo a proteger contra o desgaste e distribuir as tensões. Em travessas de betão, integram-se elementos resilientes que melhoram o comportamento dinâmico da via e garantem isolamento elétrico (Fortunato, 2005).

2.3.1.4 Camada de balastro

A camada de balastro é a fundação granular da superestrutura ferroviária, composta por material britado, cuja principal função é distribuir as cargas para as camadas inferiores, garantir a drenagem, absorver vibrações e estabilizar a via (Fortunato, 2005; Mário, 2017). Em LAV, utilizam-se materiais de resistência ao desgaste elevada, com granulometria e forma controladas, de modo a assegurar desempenho e durabilidade (Fortunato, 2005).

2.3.2 Subestrutura

2.3.2.1 Camada de sub-balastro

A camada de sub-balastro, localizada entre o balastro e o leito da via, contribui para a distribuição das cargas, proteção da fundação e conservação da espessura do balastro, facilitando a manutenção da via (Fortunato, 2005). Em LAV, é exigida maior rigidez e durabilidade, recorrendo-se frequentemente a materiais granulares selecionados, misturas cimentadas ou betuminosas (Moreira, 2014). Esta camada também desempenha um papel importante na drenagem e na separação entre materiais, sendo comum o uso de geossintéticos. O seu

dimensionamento deve assegurar o desempenho estrutural exigido pelas normas técnicas, equilibrando eficácia e viabilidade económica.

Além disso, em Portugal, tanto as propriedades técnicas do sub-balastro a empregar, como as condições de execução em obra e os procedimentos de controlo de qualidade a implementar, devem respeitar integralmente o que é estabelecido na norma da REFER, designadamente o documento IT.GEO.006.02 relativo às características técnicas do sub-balastro (REFER, 2007)

2.3.2.2 Fundação da via

O leito da via, frequentemente designado por plataforma das terraplenagens, é o elemento sobre o qual se apoiam as camadas de suporte da ferrovia, nomeadamente o balastro e o sub-balastro. Em LAV, esta estrutura assume um papel crítico, uma vez que deve garantir condições de estabilidade, resistência e durabilidade perante a aplicação de cargas dinâmicas cíclicas elevadas. A profundidade é influenciada pelas solicitações do tráfego e pode atingir 7 m a 8 m abaixo da base das travessas, embora a principal preocupação recaia sobre os primeiros 1 m a 2 m (Fortunato, 2005).

A fundação da via tem um papel determinante no comportamento da infraestrutura ferroviária, influenciando diretamente a estabilidade da via e a degradação dos seus elementos. A aplicação cíclica de cargas geradas pelo tráfego ferroviário pode provocar tanto deformações reversíveis como permanentes, comprometendo a regularidade da via e aumentando os custos de manutenção. A capacidade de carga ao nível da plataforma depende essencialmente das propriedades geotécnicas dos terrenos subjacentes, das camadas da via sobrejacentes e das condições de drenagem. A existência de solos pouco resistentes ou excessivamente compressíveis pode exigir a substituição do material ou a implementação de técnicas de melhoramento, tais como compactação, drenagem ou estabilização química (nomeadamente adição de cal, cimento ou outros ligantes hidráulicos) (Mário, 2012) ou reforço com a incorporação de materiais geossintéticos (Fortunato, 2005).

Segundo Moreira (2014), a fundação é constituída por dois elementos principais: a camada de coroamento, ou subleito, assente sobre o terreno natural ou um aterro previamente preparado, e o sub-balastro, que integra a subestrutura da via. Durante a construção, podem surgir dificuldades relacionadas com as propriedades dos materiais da fundação, exigindo frequentemente a sua substituição ou melhoramento. A qualidade do solo depende da sua génese e da capacidade de manter propriedades físicas e químicas estáveis quando exposto à água, sendo, portanto, essencial que seja insensível à infiltração ou encharcamento (Ferreira, 2007).

Esta relevância aumenta em solos não incoerentes ou com características mecânicas heterogêneas, que podem comprometer o comportamento global da via (Moreira, 2024).

Durante a execução, a fundação deve apresentar superfície plana e nivelada, suportar o tráfego de equipamentos e garantir estabilidade para a construção das camadas superiores (Pinelo et al., 2000). Sobre esta fundação assentam a camada de coroamento e o sub-balastro, bem como o balastro, que integra a superestrutura e se prolonga em profundidade até à zona onde as solicitações do tráfego são significativas (Fortunato, 2005).

Nos aterros, a gestão rigorosa dos materiais provenientes de escavações é essencial. Estes passam por remistura e classificação com base em ensaios laboratoriais, permitindo avaliar a sua adequabilidade para diferentes zonas do aterro — parte Inferior, corpo ou parte Superior do aterro (Colaço et al., 2018). A parte superior do aterro (PSA), com espessura entre 0,40 m e 0,85 m, suporta a camada de coroamento e exerce influência direta sobre a estabilidade e operação segura da via. A PSA deve fornecer superfície nivelada, resistência mecânica adequada e drenagem eficiente, utilizando materiais de alta qualidade, como agregados, pedra britada ou solos estabilizados, e respeitando a geometria dos taludes para evitar erosão e instabilidade (Estradas de Portugal, 2009; Carrasco, 2014).

No geral, a composição da fundação depende das características dos solos locais, podendo incluir materiais granulares ou argilosos de qualidade inferior às camadas superiores. Contudo, a fundação deve assegurar:

- Apoio à superestrutura: suportando cargas cíclicas sem rutura ou deformações excessivas;
- Estabilidade a longo prazo: resistindo a ações ambientais e prevenindo assentamentos diferenciais;
- Redução da degradação da superestrutura: minimizando atrito e bombagem de finos;
- Regularidade geométrica: garantindo superfície homogênea para correta aplicação e compactação das camadas superiores (Fortunato, 2005).

Em relação à camada de coroamento (elemento mais superficial da plataforma), sendo esta a zona de transição entre a fundação e a camada de sub-balastro (ou balastro quando esta não existe), o solo que a constitui é no geral de boa qualidade de modo a poupar no material necessário para a camada sobrejacente e ao mesmo tempo servir como elemento protetor da fundação.

Segundo o Caderno de Encargos da IP, os valores apresentados na Tabela 2.1 remetem para as características necessárias para obter uma sólida camada de coroamento.

Tabela 2.1 - Características de um bom solo de coroamento (Fortunato, 2005).

LL - Limite Liquidez	IP - Índice de plasticidade	EA - Equivalente areia	CBR	% Finos	Matéria orgânica
< 25%	< 6%	> 30%	> 10%	< 20%	0%

2.3.3 Problemas geotécnicos e soluções para plataformas ferroviárias LAV

Embora o principal foco desta dissertação recaia sobre a caracterização geológica e geotécnica do traçado, é igualmente relevante destacar, de forma concisa, os principais problemas e soluções associados ao desempenho da plataforma ferroviária, uma vez que o comportamento do terreno identificado à cota da plataforma em zonas de escavação pode influenciar, diretamente, a estabilidade.

A plataforma da LAV está sujeita a cargas cíclicas intensas, sendo essencial garantir uma baixa deformabilidade e homogeneidade para minimizar assentamentos diferenciais. Problemas típicos muitas vezes decorrem da variabilidade dos terrenos, da presença de água e da ação prolongada das cargas dinâmicas, podendo comprometer o desempenho da via (Fortunato, 2005).

Solos finos (argilas e siltes) e orgânicos (como aterros ou depósitos de terra vegetal) apresentam baixa capacidade de carga e elevada compressibilidade, exigindo, em alguns casos, substituição ou reforço. A presença de água – seja pelo nível freático estar a cotas elevadas, infiltração ou drenagem deficiente – agrava o risco de instabilidade, liquefação e erosão, sobretudo em solos pouco permeáveis ou não granulares. Entre os problemas frequentes destacam-se:

- Instabilidade provocada por humidade excessiva;
- Deformações plásticas progressivas sob cargas repetidas;
- Liquefação em solos arenosos saturados;
- Degradação por ação de gelo-degelo (menos relevante na área de estudo);
- Erosão e subida de finos por bombagem, comprometendo o balastro.

Para mitigar estes riscos, são aplicadas soluções como:

- Melhoramento da drenagem (superficial e profunda),
- Substituição ou reforço de solos fracos,
- Uso de geossintéticos (para separação, drenagem e reforço),
- Injeções de caldas cimentícias (*grouting*),
- Consolidação com colunas de brita ou outras técnicas de transferência de carga.

A escolha das soluções depende das características locais do terreno e do comportamento mecânico dos solos, sendo essencial integrar estas considerações nos estudos prévios à construção, ainda que o seu dimensionamento final diga respeito à fase do projeto executivo.

3 ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO: FUNDAMENTOS TEÓRICOS

3.1 Enquadramento geral

O estudo geotécnico tem como objetivo principal a aquisição de um conhecimento aprofundado das características do terreno que possam condicionar ou influenciar a viabilidade, o dimensionamento e a execução de uma obra de engenharia, independentemente da sua complexidade ou dimensão. Uma infraestrutura só pode ser corretamente projetada e executada quando é conhecido, com segurança, o comportamento do solo e maciço rochoso no qual será implantada.

No caso de projetos de maior escala, como barragens, túneis ou infraestruturas lineares extensas, como é o caso de uma LAV, torna-se ainda mais evidente a necessidade de um reconhecimento sistemático e detalhado das condições do subsolo que se encontram na área. Só com um conhecimento sólido dos elementos geológicos (litologia e estrutura) e geotécnicos é possível conceber estruturas tecnicamente seguras, com elevada longevidade funcional e economicamente sustentáveis.

O estudo geotécnico envolve, por um lado, a caracterização litológica e estrutural detalhada do local, identificando a natureza, disposição e estrutura dos materiais, bem como a presença de níveis de água. Inclui ainda a definição de um modelo geotécnico que permita quantificar e qualificar as propriedades mecânicas e hidráulicas relevantes. Este modelo é fundamental para prever o comportamento dos terrenos face às solicitações impostas pela obra e para fundamentar as opções de projeto. A profundidade e o grau de detalhe dos estudos devem ser adaptados à complexidade geológica do local, às características da infraestrutura e à fase de desenvolvimento do projeto (estudo prévio, anteprojeto, projeto de execução ou construção).

Um programa de estudos geotécnicos bem estruturado deve evoluir por fases sucessivas, com metodologias rigorosas e específicas. As primeiras etapas envolvem o

reconhecimento geológico da superfície e a análise de elementos existentes (como por exemplo cartografia, informação topográfica e geológica, imagens de satélite ou aéreas). Podem ainda recorrer-se a métodos expeditos, como prospeção com trado manual, ensaios de penetração ou métodos geofísicos, que auxiliam a seleção de alternativas mais eficientes para o traçado ou a selecionar o tipo de estrutura a adotar.

À medida que se avança nas fases de projeto, intensifica-se o recurso a métodos de investigação mais dispendiosos e precisos, como sondagens mecânicas, bem como ensaios *in situ* e laboratoriais sobre amostras representativas. Estes estudos têm como finalidade obter dados essenciais sobre a espessura e extensão das formações geotécnicas, a profundidade do substrato, o nível freático e as suas variações, bem como propriedades de engenharia fundamentais como a deformabilidade/compressibilidade e resistência ao corte, e eventualmente a permeabilidade.

3.2 Campanha de prospeção

Segundo a Portaria n.º 255/2023, de 7 de agosto, o desenvolvimento de um projeto de engenharia decorre em várias fases: programa base, estudo prévio, anteprojeto e projeto de execução.

Na Tabela 3.1 encontra-se, resumidamente, o que consiste em cada fase.

Tabela 3.1 - Fases de desenvolvimento de projeto de acordo com a Portaria nº 255/2023, de 7 de agosto.

Fases do projeto	Descrição
Programa base	Define as soluções propostas pelo projetista a partir do programa preliminar, permitindo ao dono de obra compreender e avaliar as opções.
Estudo prévio	Aprofunda as soluções aprovadas no programa base, através de peças escritas e desenhadas que possibilitam a apreciação e comparação das alternativas.
Anteprojeto ou projeto base	Desenvolve a solução aprovada no estudo prévio, fornecendo elementos técnicos que permitem a definição, o dimensionamento e a previsão do modo de execução da obra.
Projeto de Execução	Consolida todas as informações técnicas, escritas e desenhadas, num conjunto coordenado e conforme a legislação, garantindo clareza para as entidades responsáveis pela execução.

A campanha de prospeção geotécnica enquadra-se na fase de estudo prévio, tendo como finalidade a recolha e interpretação de informação geológica e geotécnica essencial ao desenvolvimento do projeto. Os principais objetivos das campanhas de investigação consistem em:

- Caracterizar os materiais que serão diretamente afetados pela obra, com base em observações diretas e ensaios;
- Determinar a posição dos níveis freáticos e a sua variação sazonal, incluindo medições piezométricas;
- Avaliar a capacidade de reutilização de materiais escavados em linha, ou disponíveis na envolvente do traçado, em obras de aterro, pavimentação ou no fabrico do betão (por exemplo, através da prospeção de pedreiras, areeiros ou áreas de empréstimo);
- Obter dados quantitativos que permitam o cálculo e a verificação das estruturas, o dimensionamento de fundações ou de taludes, e a previsão de comportamentos tais como assentamentos ou fenómenos potenciais de rotura do terreno.

A elaboração e interpretação dos estudos geológico-geotécnicos exige uma estreita colaboração entre engenheiros geólogos, geotécnicos e outros especialistas envolvidos no projeto. Cabe-lhes definir um plano de estudos eficaz e económico, que responda às exigências de cada fase do projeto e que permita, em última análise, a elaboração de um zonamento geotécnico rigoroso da área de intervenção.

Neste capítulo, apresentam-se os fundamentos teóricos dos métodos de investigação utilizados no contexto geotécnico, com especial ênfase nos procedimentos adotados em campanhas de prospeção e abordam-se os métodos, indiretos e diretos de reconhecimento do subsolo, ensaios de campo e laboratoriais. A compreensão e correta aplicação destes métodos é indispensável para garantir a credibilidade dos modelos geotécnicos, contribuindo para o sucesso das obras de engenharia.

Segundo o Eurocódigo 7 – Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing (CEN, 2007) a campanha de prospeção geotécnica deve ser planeada de modo a assegurar que existe informação geotécnica e dados relevantes nos vários estágios do projeto, de modo a que seja possível identificar e antecipar riscos, constituindo uma etapa essencial nas fases de estudo de qualquer projeto de engenharia civil, sendo determinante para o conhecimento e caracterização dos terrenos onde se irá implantar a obra.

Esta campanha assenta num plano de prospeção adequado à fase de estudos, o qual depende do grau de conhecimento prévio sobre a área em estudo, da complexidade geológica, geomorfológica, sísmica e hidrológica (CEN, 2007) e da importância e dimensão da obra a executar. Esse plano define os métodos a utilizar, a localização dos locais a prospetar, o tipo e número de ensaios a realizar, bem como os critérios de colheita, conservação e tratamento

das amostras. A densidade e o detalhe da prospeção devem ser ajustados à heterogeneidade dos terrenos e às exigências específicas do projeto.

A prospeção desenvolve-se tipicamente de forma faseada, acompanhando a progressão dos estudos do projeto. A sequência habitual dos trabalhos inclui:

- Fase inicial, em gabinete, de recolha de informação pré-existente, como dados bibliográficos diversos, cartografia geológica, hidrogeológica e geotécnica;
- Reconhecimento preliminar, recorrendo a fotointerpretação e análise morfológica, seguida de observações no terreno;
- Métodos de prospeção indireta, nomeadamente técnicas de geofísica aplicadas à superfície (refração sísmica, eletrorresistividade, entre outras), que proporcionem uma visão preliminar da estrutura do subsolo;
- Métodos de prospeção direta, através de poços e sondagens mecânicas (a trado, à percussão, à rotação com coroas), com recolha de amostras deformadas e indeformadas;
- Ensaios de campo, como os de penetração (dentro de furos - SPT, ou autoperfuradores - CPT, CPTu ou DPSH), pressiometria, dilatométrica ou permeabilidade, sendo estes últimos três recomendados apenas para estudar zonas destinadas a escavações, aterros ou túneis;
- Ensaios laboratoriais, destinados a caracterizar as propriedades dos solos para fins de engenharia, como a granulometria, limites de *Atterberg*, densidade, permeabilidade, resistência ao corte ou compressibilidade;
- Prospeção complementar, caso os resultados apontem para zonas críticas ou aspetos particulares que exijam uma investigação mais detalhada para diminuição das incertezas ou dimensionamento de projeto de execução.

A informação recolhida é progressivamente consolidada desde um modelo geológico conceptual inicial até à definição do modelo geotécnico do terreno, base indispensável para o dimensionamento e análise das obras. A eficácia da campanha de prospeção depende, por isso, de vários fatores críticos:

- Um planeamento sistemático e tecnicamente fundamentado, que oriente as fases de estudo e a seleção das melhores técnicas disponíveis;
- Um plano de trabalho dinâmico, com capacidade de adaptação consoante os resultados preliminares obtidos;
- Uma interpretação criteriosa e bem documentada dos dados recolhidos, com descrição rigorosa das unidades geotécnicas;
- E um controlo de qualidade eficaz, tanto na execução dos trabalhos de campo como na análise dos ensaios.

Adicionalmente, os métodos utilizados numa campanha de prospeção geotécnica, no geral, podem ser sistematizados em duas categorias principais, nomeadamente prospeção indireta e direta, diferenciando-se consoante o grau de contacto direto com o terreno:

- A prospeção indireta baseia-se na medição de propriedades físicas dos materiais do subsolo através de métodos geofísicos, como a sísmica de refração, a eletrorresistividade, entre outros, permitindo inferir a natureza e o comportamento dos materiais em profundidade, de forma contínua e não intrusiva. Estas técnicas são particularmente úteis para orientar e interpolar os resultados obtidos através de métodos diretos, cobrindo maiores áreas com um custo menor.
- A prospeção direta compreende todos os trabalhos que permitem a observação e amostragem direta das formações geológicas, como valas, poços ou galerias e sondagens, frequentemente utilizadas em fases preliminares de modo a permitir o acesso direto ao maciço, possibilitando a observação da sua litologia, estrutura e fraturação. Estes métodos são particularmente úteis para a realização de ensaios in situ e recolha de amostras representativas, sobretudo em locais de elevada exigência técnica, como fundações de barragens ou túneis.

A escolha e articulação adequada destas metodologias, em função das características geológicas locais e, principalmente, dos objetivos do projeto, são determinantes na eficácia da investigação. Neste contexto, os subcapítulos seguintes abordarão os diferentes métodos e instrumentos utilizados na campanha de prospeção geotécnica do presente estudo que será apresentado no Capítulo 5.

3.3 Prospeção geofísica

A prospeção geofísica em geotecnia consiste num conjunto de métodos que permitem investigar o subsolo, a partir da superfície, com base na deteção de variações em determinados parâmetros físicos do terreno e na sua correlação com as características geológicas dos materiais. Trata-se de um conjunto de técnicas não destrutivas, com capacidade de cobertura extensa, que antecedem as técnicas de investigação direta, como as sondagens mecânicas ou os poços de reconhecimento (Vallejo et al., 2011).

A sua aplicação no contexto da engenharia geológica exige um grau de especialização significativo, especialmente devido às reduzidas espessuras de terrenos que muitas vezes

algumas obras de engenharia envolvem e à dificuldade de identificar as propriedades geotécnicas específicas dos materiais. Por este motivo, os métodos geofísicos são amplamente utilizados em estudos preliminares, uma vez que permitem a determinação da profundidade da formação rochosa sob uma cobertura de solos mais recente, a localização de irregularidades ou heterogeneidades no subsolo resultantes da presença de materiais com características físicas contrastantes, e ainda a inferência indireta de certas propriedades geomecânicas dos materiais. Podem também ser aplicados à detecção de níveis freáticos, cavidades, falhas, zonas de rocha alterada ou infraestruturas enterradas, desde que a técnica adequada seja selecionada para esse fim.

Os diferentes métodos de prospeção geofísica são classificados segundo o tipo de parâmetro físico investigado, podendo estes ser:

- gravimétricos, responsáveis pela medição de variações na densidade;
- magnéticos, relacionados com a suscetibilidade magnética;
- elétricos, permitem a análise da resistividade elétrica dos materiais;
- eletromagnéticos, focados na condutividade elétrica e permeabilidade magnética;
- sísmicos, baseados na velocidade de propagação das ondas sísmicas;

Contudo, nem todas estas técnicas são geralmente utilizadas em geotecnia. Em seguida discutem-se apenas aquelas que são mais frequentemente utilizadas em estudos de ferrovias: os métodos de sísmica de refração e a resistividade elétrica. Consoante a forma como são realizados, os métodos podem ser aplicados à superfície ou no interior de furos de sondagem, o que implica diferentes técnicas de implementação em campo. Contudo, as bases teóricas subjacentes mantêm-se comuns, sendo justificável a sua descrição integrada, mas diferenciada quanto à forma prática de aplicação. Trata-se de dois métodos que, segundo Porsani (1994), observam a propagação do campo no tempo. Estes dois métodos destacam-se pela sua eficácia no que toca à caracterização da estrutura interna do subsolo, sendo amplamente utilizados em estudos de engenharia geológica e geotecnia com o objetivo de permitir a identificação de descontinuidades, variações litológicas, níveis freáticos e propriedades mecânicas dos materiais.

Os parâmetros de campo são definidos de forma a maximizar a capacidade de detecção de anomalias associadas ao alvo geológico, permitindo discriminar com precisão zonas com diferentes propriedades físicas.

3.3.1 Métodos sísmicos de refração

Segundo Takahashi (2004), o método sísmico de refração é uma técnica geofísica utilizada para determinar a estrutura das velocidades do subsolo, através da análise de ondas sísmicas que retornam à superfície após serem refratadas nas interfaces entre camadas com diferentes velocidades sísmicas. Este método tem sido bastante aplicado ao longo dos anos, contudo existem vários tipos de métodos sísmicos de refração dependendo do objetivo da investigação, porém os mais comuns são os baseados na chegada das primeiras ondas P. Estes métodos fornecem informações sobre a profundidade das camadas e estimativas das velocidades das ondas P, que podem ser relacionadas à litologia, resistência dos maciços rochosos, densidade de fraturas, grau de meteorização e à localização de zonas de falha.

As técnicas de processamento de dados têm evoluído, incorporando análises eficientes e, mais recentemente, métodos tomográficos, que permitem obter estruturas de velocidade mais detalhadas.

A aplicação do método é adequada quando a velocidade das ondas P aumenta com a profundidade, algo frequente em substratos rochosos próximos à superfície. Por este motivo, a técnica tem sido amplamente utilizada na caracterização de locais destinados à construção de estradas, ferrovias, barragens e túneis. Contudo, o método apresenta limitações em casos de inversões de velocidade e quando algumas camadas não produzem primeiras chegadas, originando zonas sombra.

O planeamento das linhas de levantamento sísmico deve considerar os objetivos do estudo, a profundidade de investigação, as condições geológicas e a topografia. Parâmetros básicos incluem a localização e comprimento da linha, os intervalos entre fontes e recetores e a distância máxima entre estes. Para uma eficiente caracterização 2D, as linhas devem ser posicionadas perpendicularmente à direção das estruturas geológicas-alvo, podendo ainda implementar uma grelha de levantamento para facilitar a interpretação tridimensional.

A profundidade do perfil alcança, normalmente, algumas dezenas de metros, sendo intervalos de 10 m entre geofones geralmente adequados, podendo ser reduzidos para 5 m ou menos em alvos superficiais. Durante o levantamento, os geofones são dispostos em conjuntos com 12 a 24 unidades, espaçados regularmente a cada 2 m a 5 m, normalmente, para medir simultaneamente as ondas sísmicas provenientes de uma única fonte.

Nos últimos 20 anos, foram desenvolvidos dispositivos mecânicos que permitem, investigações com profundidade de várias centenas de metros, como quedas de peso aceleradas por molas ou vácuo e mini-vibradores. Contudo, o método mais habitual é a utilização de um

martelo de cerca de 8 kg para golpear pontos estratégicos ao longo do perfil (Figura 3.1). O número de pontos de disparo varia conforme o comprimento do perfil: em perfis de 60 m utilizam-se, geralmente, três disparos; em perfis mais longos, por exemplo 120 m, já são necessários cinco disparos (Vallejo et al., 2011).

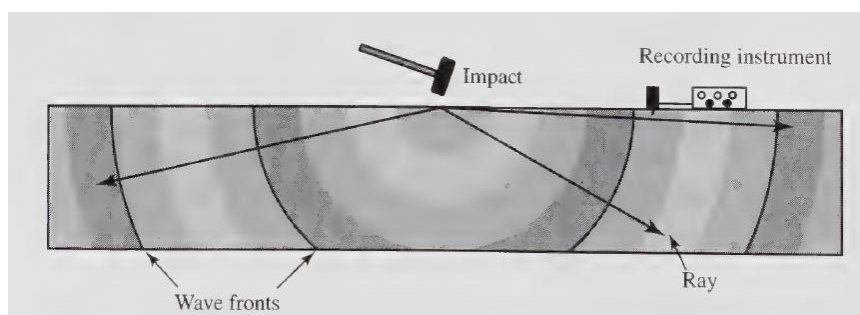


Figura 3.1 - Ilustração da propagação das ondas geradas pela pancada do martelo (Burger, Sheehan, & Jones, 2006).

O equipamento necessário para realizar os ensaios geralmente inclui geofones (recetores), cabos para o geofone, sistema de aquisição de dados e detonador, sendo os geofones tipicamente calibrados com frequência natural ≤ 30 Hz e amortecidos para evitar ressonância. Para ensaios de alta resolução em rocha dura, recomenda-se o uso de geofones de maior frequência natural ou acelerómetros, para medições precisas dos tempos de viagem (ISRM, 2004).

Com base na distância ao longo da linha do levantamento sísmico, nos intervalos entre recetores e nos tempos de primeira chegada, são construídas curvas de tempo-distância (Figura 3.2), que permitem determinar as velocidades P e determinar a qualidade do maciço rochoso, informação crucial para projetos de engenharia como por exemplo túneis (ISRM, 2004).

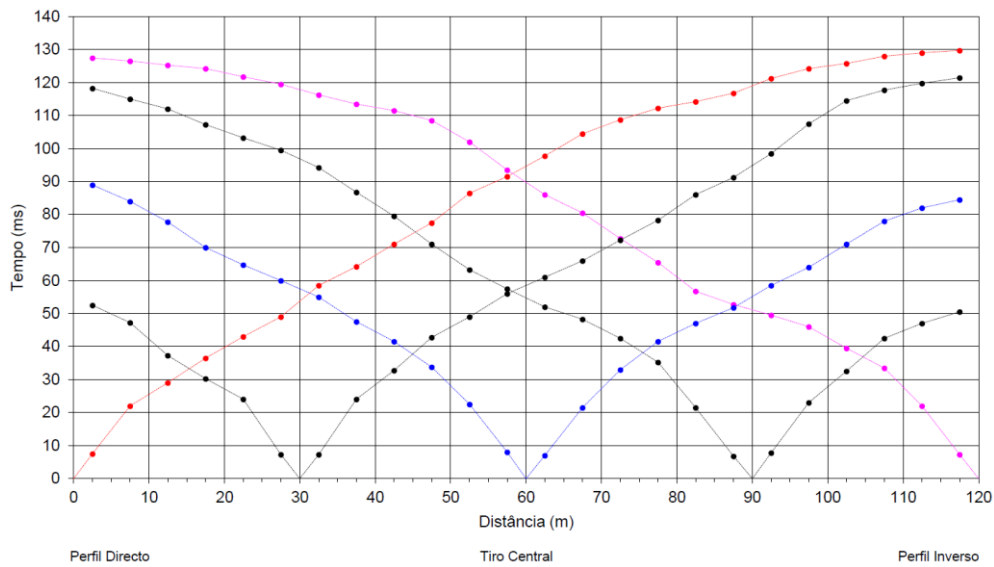


Figura 3.2 - Exemplo de um gráfico tempo-distância (DrillGO, 2025).

A representação gráfica das curvas do tempo de chegada da onda e a distância até à fonte dá origem aos gráficos tempo-distância (Figura 3.3), uma função que se aproxima de uma linha reta para cada camada refratora.

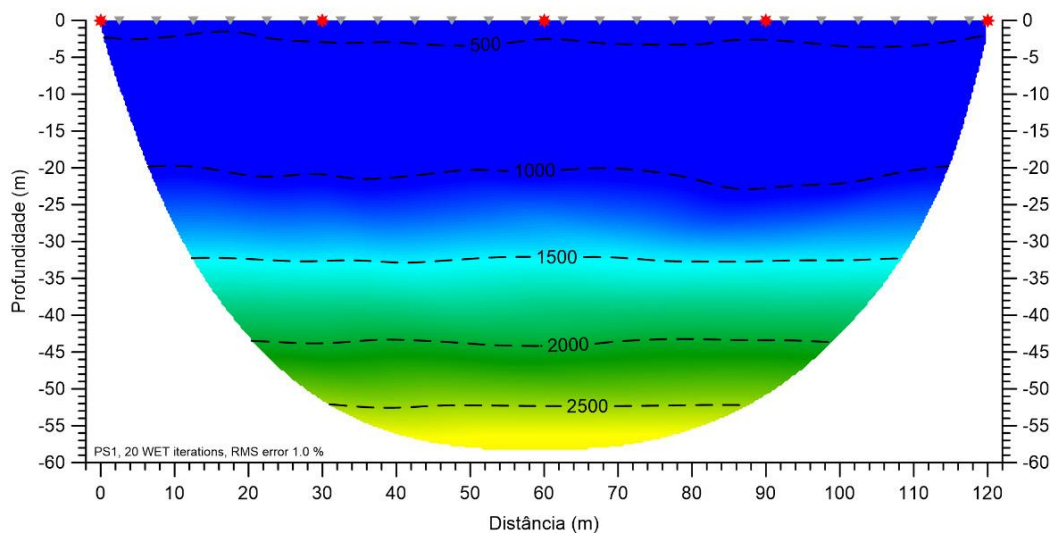


Figura 3.3 - Modelo de velocidades sísmicas obtido por tomografia sísmica de refração (DrillGO, 2025).

3.3.2 Métodos geoeletricos

Os métodos geoeletricos permitem a caracterização da estrutura do subsolo e a detecção de anomalias através da análise da distribuição das propriedades elétricas. Existem várias técnicas dentro deste grupo, como o método da resistividade elétrica, o método do potencial espontâneo e o método da polarização induzida. Entre estas, o método da resistividade elétrica é o mais utilizado (ISRM, 2004).

Este método é aplicável a um vasto conjunto de investigações geotécnicas, incluindo a detecção de água subterrânea, caracterização de movimentos de vertente, apoio à construção de túneis e barragens, detecção de cavidades e delimitação de estruturas geológicas. Além disso, é frequentemente usado para identificar zonas fraturadas associadas a falhas, graus de alteração e meteorização das rochas, bem como para exploração hidrogeológica (ISRM, 2004).

O planeamento deste tipo de método deve ter em consideração os objetivos da investigação, a topografia, as condições geológicas, a profundidade de estudo e a resolução pretendida, bem como eventuais obstáculos, custos e eficiência operacional. Recomenda-se que os perfis sejam realizados em zonas com topografia pouco acentuada, preferencialmente sobre terrenos planos ou suavemente inclinados, e afastadas de estruturas metálicas ou cabos elétricos enterrados, que possam ter algum impacto com a corrente ou leituras anómalas nos elétrodos. Para perfis bidimensionais, a orientação ideal das linhas deve ser perpendicular ao rumo das camadas geológicas e das falhas, podendo recorrer-se a linhas complementares caso essa condição não seja possível (ISRM, 2004).

A escolha da variante do método depende dos objetivos específicos da investigação. A sondagem elétrica vertical é mais económica e adequada para estudar estruturas horizontais estratificadas. Já os perfis horizontais são eficazes na cartografia de limites geológicos superficiais, objetos enterrados e zonas fraturadas com presença de água. Os perfis 2D, que combinam ambas as abordagens, são recomendados em contextos geológicos mais complexos. Mais recentemente, têm sido aplicadas técnicas 3D, especialmente úteis em sítios de elevada complexidade geológica, ainda que associadas a custos mais elevados (ISRM, 2004).

A configuração dos elétrodos (Figura 3.4) é um parâmetro fundamental. Os arranjos Schlumberger e Wenner são os mais comuns em sondagens elétricas verticais. Para perfis horizontais, utilizam-se frequentemente os arranjos Wenner, polo-polo, polo-dípolo e dipolo-dípolo, sendo estes últimos também aplicados em perfis 2D (ISRM, 2004).

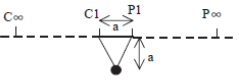
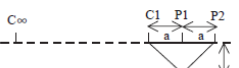
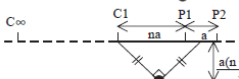
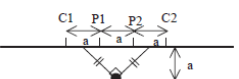
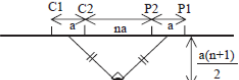
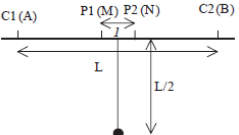
Array type		Image point of apparent resistivity	Electrode configuration factor
2-electrodes	Pole-pole		$2\pi a$
3-electrodes	CPP		$4\pi a$
	Pole-dipole		$2n(n+1)\pi a$
4-electrodes	Wenner		$2\pi a$
	Dipole-dipole		$2n(n+1)(n+2)\pi a$
	Schlumberger		$\pi(L^2 - \frac{L^2}{4})/4l \ (L > 5l)$

Figura 3.4 - Ilustração dos vários tipos de arranjos e configurações dos elétrodos (ISRM, 2004).

A profundidade de investigação depende da configuração dos elétrodos e do espaçamento entre eles. Como regra prática, a profundidade máxima é ligeiramente inferior ao maior afastamento entre os elétrodos de corrente e de potencial. Assim, o comprimento da linha de ensaio deve ser substancialmente maior que a profundidade alvo, de forma a garantir uma cobertura adequada tanto horizontalmente como verticalmente. O espaçamento entre elétrodos deve ser definido de acordo com o equilíbrio entre a profundidade e a resolução espacial, tendo em conta os objetivos do estudo (ISRM, 2004).

O princípio de funcionamento baseia-se na introdução de uma corrente elétrica no terreno, através de dois elétrodos de corrente e na medição da diferença de potencial (ΔV) entre dois elétrodos de potencial (Porsani, 1994). O processamento dos dados consiste no cálculo da resistividade aparente (ρ_a) a partir da diferença de potencial (ΔV) medida, da corrente injetada (I) e de um fator geométrico (G), dependente da configuração e espaçamento entre os elétrodos, segundo a expressão:

$$\rho_a = G \times \left(\frac{\Delta V}{I} \right) \quad (3.1)$$

Na fase de interpretação, é essencial compreender as limitações do método, recorrendo a informação complementar do local para evitar interpretações incorretas. A resistividade é influenciada por diversos fatores, como tipo de rocha, porosidade, grau de saturação, salinidade da água subterrânea, teor em argilas e temperatura. Valores mais baixos de resistividade

estão geralmente associados a maior conteúdo em argila ou maior presença de água. A partir dos valores obtidos, é ainda possível estimar parâmetros geotécnicos, como a condutividade hidráulica e a porosidade efetiva do maciço, recorrendo a correlações empíricas ou equações experimentais (ISRM, 2004).

3.4 Sondagens Mecânicas

3.4.1 Tipos de sondagens geotécnicas

As sondagens mecânicas constituem um dos principais métodos de prospeção direta, permitindo investigar as formações em profundidade através da execução de furos de pequeno diâmetro a partir da superfície, sendo realizadas com equipamento leve, versátil e de fácil transporte (Figura 3.5).



Figura 3.5 - Execução de uma sondagem geotécnica com recursos ao devido equipamento.

Os procedimentos de perfuração dependem do tipo de material, do tipo de amostragem e ensaios a realizar (Vallejo et al., 2011).

Os métodos mais comuns são as sondagens à rotação, a trado e à percussão, contudo os mais utilizados em geotecnia em Portugal são as sondagens à rotação com recolha contínua de amostra e, em alguns casos, à percussão. Este último é apenas utilizado em determinados casos pontuais e por essa razão não será abordado com o mesmo detalhe neste capítulo.

As sondagens à percussão são tipicamente utilizadas em solos, granulares ou não granulares, ou rochas brandas, para perfuração vertical. O avanço é realizado por desagregação ou fragmentação do terreno através da percussão de um trépano, suspenso num cabo ou acoplado ao extremo das varas de sondagem. O material desagregado é removido do furo com uma limpadeira. Este método é simples e económico, sendo frequentemente utilizado em sondagens de reconhecimento preliminar, embora apresente limitações em relação à qualidade da amostragem, dado que geralmente permite apenas a recolha de amostras deformadas.

As sondagens à rotação são aplicáveis tanto em solos como em maciços rochosos, em qualquer inclinação e podem alcançar profundidades consideráveis, sendo especialmente recomendadas quando se pretende obter amostras contínuas e de boa qualidade (Vallejo et al., 2011). O avanço da perfuração é realizado por meio de uma coroa oca, geralmente revestida com partículas de tungsténio ou diamante, que desgasta o material à medida que roda. As coroas revestidas com tungsténio são utilizadas em rochas mais brandas ou solos, enquanto as de diamante são indispensáveis para rochas duras ou muito duras.

Este método requer a utilização de fluido de furação, geralmente água (também pode ser mistura bentonítica ou ar comprimido), injetada através do interior das varas para arrefecer a coroa, reduzir o atrito e remover os detritos do furo. A rotação pode ser utilizada com dois tipos de equipamento principais, consoante o tipo de terreno e o objetivo da sondagem:

- Sondagens à rotação a trado: Usadas predominantemente em solos brandos e podem ser de dois tipos: trado helicoidal ou trado oco. Entre as suas vantagens destaca-se o baixo custo, a acessível portabilidade e a rapidez de instalação do equipamento. O trado oco, quando utilizado, permite também a realização de alguns ensaios in situ através do seu interior. Os intervalos em que se retiram amostras inalteradas ou realizam ensaios devem ser claramente indicados.
- Sondagens à rotação carotadas: Utilizadas em qualquer tipo de solo e rochas de diferentes resistências e podem ter o respetivo eixo inclinado com ângulos diversos, permitem a recolha contínua de tarolos utilizando um amostrador de parede dupla, que

conserva a amostra permitindo obter uma elevada recuperação. Dado que não se trata de um método destrutivo, oferece elevada qualidade de amostragem e permite uma melhor caracterização geotécnica das formações atravessadas.

3.4.2 Registos de sondagens

A interpretação e descrição geotécnica consiste na descrição sistemática dos testemunhos (ou tarolos) e amostras obtidas durante a execução das devidas sondagens. Esta etapa é bastante importante na caracterização do subsolo, uma vez que fornece informação essencial para a identificação litológica, avaliação da qualidade dos maciços e definição de parâmetros geotécnicos (Vallejo et al., 2011).

A descrição geotécnica deve ser realizada por um técnico especializado em geotecnia com o devido acompanhamento da perfuração, garantindo a interpretação adequada dos testemunhos e a fiabilidade dos registos. A descrição pode ser feita em simultâneo com a realização da sondagem ou (imediatamente) após a recolha dos testemunhos, de modo a evitar alterações nos materiais, como a perda de humidade em solos ou a oxidação de descontinuidades (Vallejo et al., 2011).

O registo das sondagens (Figura 3.6) deve incluir, antes de mais, os dados básicos da sondagem, nomeadamente:

- Identificação do projeto, número de referência do furo, localização (coordenadas, cota altimétrica), inclinação e orientação;
- Datas de início e fim da execução da sondagem;
- Método de perfuração utilizado, características do equipamento (diâmetro do furo, diâmetro e profundidade do revestimento, tipo de coroa, circulação de fluidos, etc.);
- Dados operacionais como lacunas na recuperação da amostra e ensaios realizados dentro do furo (por exemplo os ensaios SPT) e profundidade do nível freático tal como as suas oscilações.

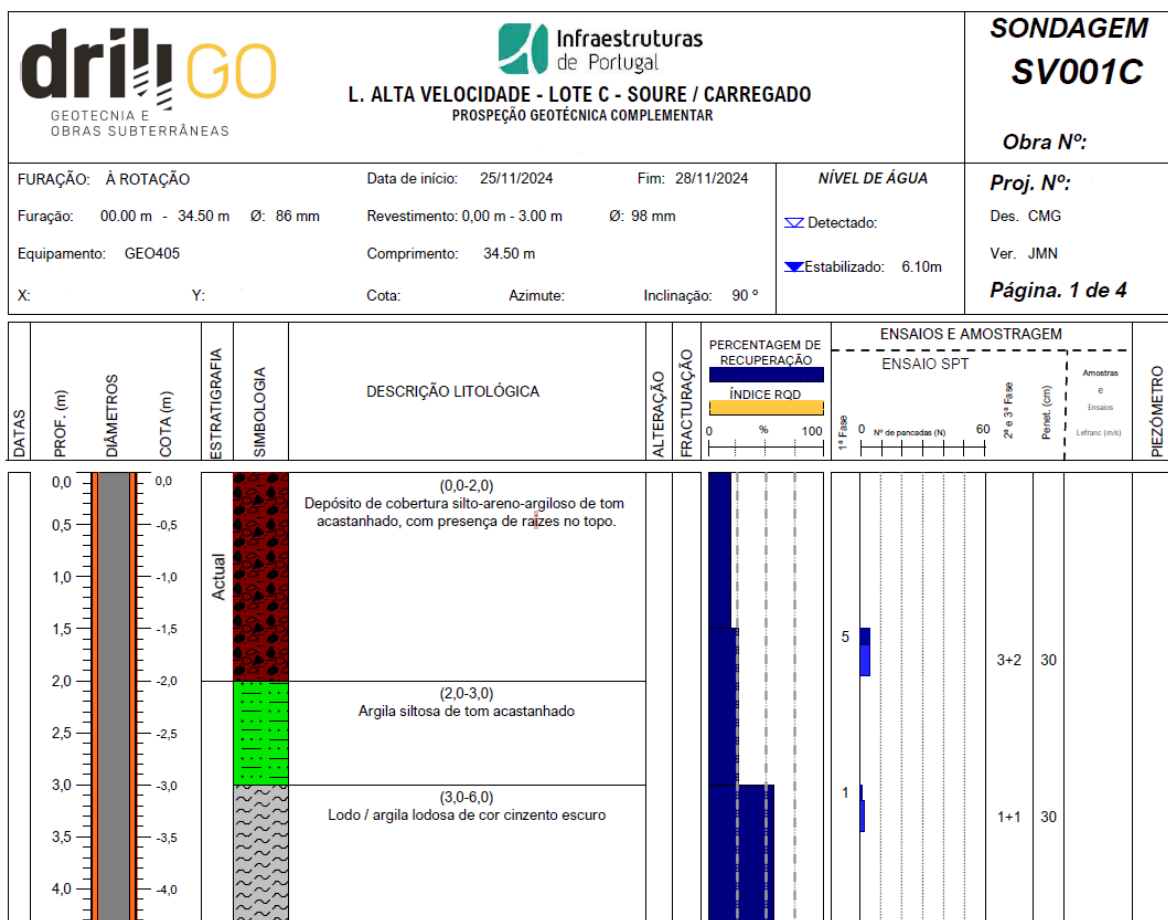


Figura 3.6 - Exemplo de um estrato de registo de sondagem com coroa preenchido pela empresa *DrillGO*.

Os testemunhos recolhidos (Figura 3.7) são colocados em caixas de madeira ou plástico, com separadores indicativos das manobras realizadas. Devem ser devidamente etiquetados e fotografados com registos visuais das suas características, tais como a cor, textura, estruturas, zonas fraturadas e profundidades (Vallejo et al., 2011).

Quanto à descrição dos testemunhos, esta deve seguir uma metodologia sistemática, incluindo:

- Para solos: natureza, litologia, tamanho do grão, cor, teor em água, textura, grau de consistência, resistência à penetração.
- Para rochas: natureza litológica, cor, grau de alteração em rochas não sedimentares, percentagem de recuperação, RQD - índice de qualidade do maciço rochoso, espaçamento entre fraturas consecutivas, tipo e orientação das discontinuidades relativamente ao eixo do tarolo, preenchimento, rugosidade e abertura.



Figura 3.7 - Caixa de sondagem preenchida com os testemunhos.

A classificação do grau de alteração - W (Tabela 3.2) e espaçamento de fraturas - F (Tabela 3.3) seguem a escala proposta pela *International Society for Rock Mechanics* - ISRM na Descrição Geotécnica Básica (BGD), onde distinguem cinco graus.

Tabela 3.2 - Classificação do grau de alteração das rochas (ISRM, 1981).

Simbologia		Designação	Características
W1	W1-2	Sã	Sem quaisquer sinais de alteração
W2		Pouco alterada	Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W3		Medianamente alterada	Alteração visível em todo o maciço rochoso, porém a rocha não é friável
W4	W4-5	Muito alterada	Alteração visível em todo o maciço e a rocha é parcialmente friável
W5		Decomposta	O maciço apresenta-se completamente friável, com comportamento de solo

Tabela 3.3 - Classificação do grau de fraturação das rochas, em função do espaçamento das descontinuidades consecutivas (ISRM, 1981).

Intervalos (cm)	Simbologia		Designação
>200	F1	F1-2	Muito afastadas
60 a 200	F2		Afastadas
20 a 60	F3		Medianamente afastadas
6 a 20	F4	F4-5	Próximas
<6	F5		Muito próximas

Para além do espaçamento entre fraturas, a abertura e a rugosidade das descontinuidades são parâmetros fundamentais na avaliação da resistência e estabilidade dos maciços rochosos. Estes fatores influenciam o comportamento mecânico dos maciços, nomeadamente a sua permeabilidade e a resistência ao corte ao longo das diaclases.

O índice RQD (*Rock Quality Designation*) é um parâmetro fundamental na caracterização da qualidade da rocha que tem como base a integridade dos testemunhos de sondagem recolhidos. Este índice é definido como a razão entre o comprimento total dos fragmentos do testemunho com mais de 10 cm e a extensão total da manobra em referência (Figura 3.8):

$$RQD = \frac{\Sigma \text{Comprimento da amostra} > 10\text{cm}}{\text{Comprimento total da manobra}} \times 100\% \quad (3.2)$$

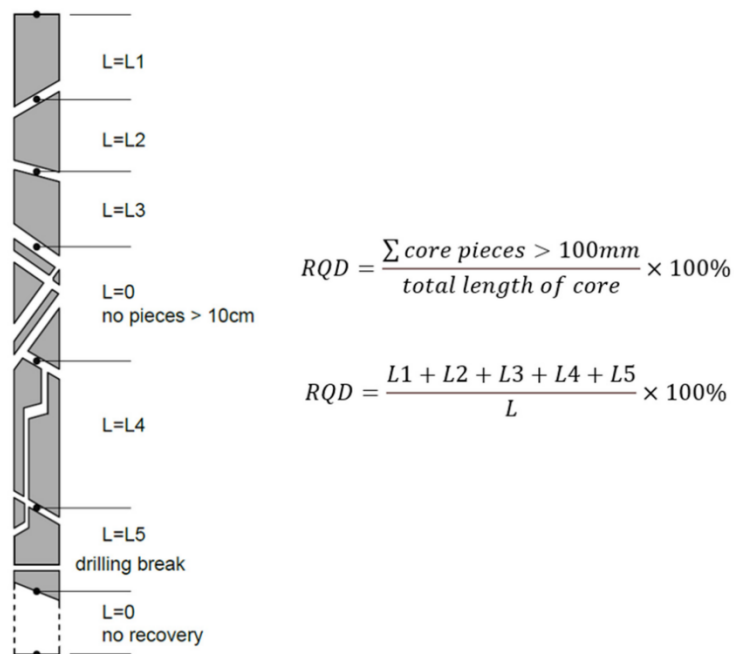


Figura 3.8 - Procedimento de medição e cálculo do RQD (Niu et al., 2024).

Segundo Vallejo (2011), apenas são considerados no cálculo os fragmentos de material intacto, excluindo aqueles que apresentem graus de alteração elevados (normalmente a partir de W_4), os quais contribuem com um valor de RQD de 0%. A medição do RQD deve ser feita a cada manobra de sondagem.

Para garantir a representatividade do índice, o diâmetro mínimo de perfuração deve ser 76 mm, permitindo desta forma a observação clara da estrutura interna do maciço. A medição do comprimento dos fragmentos é feita ao longo do eixo central do tarolo.

O valor de RQD fornece uma estimativa empírica da qualidade da rocha e pode ser utilizado como base para classificações geomecânicas, como as propostas por Deere (1967) e posteriormente adotadas por Hoek & Brown no âmbito do sistema GSI (*Geological Strength Index*). Para efeitos práticos, a interpretação dos valores de RQD é geralmente feita com base em intervalos percentuais que indicam a qualidade do maciço rochoso, tal como é apresentado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Classificação qualitativa do índice RQD (Hoek, 2006).

Designação da qualidade do maciço	RQD (%)
Muito fraco	0-25
Fraco	25-50
Razoável	50-75
Bom	75-90
Excelente	90-100

3.5 Ensaios in situ

Os ensaios in situ assumem um papel fundamental na caracterização geotécnica dos materiais, permitindo a determinação de parâmetros essenciais de modo a conseguir estudar o comportamento do terreno, como a resistência, a deformabilidade e a permeabilidade, entre outros.

A principal vantagem dos ensaios in situ é que, ao contrário dos ensaios laboratoriais, estes são mais representativos das condições do terreno no local previsto para a obra, o que os torna particularmente valiosos em situações onde as condições do terreno são heterogêneas, difíceis de amostrar, ou sensíveis à perturbação durante a sua extração. Isto deve-se ao facto de envolverem um volume muito maior de material no seu estado natural. Contudo, a escala dos ensaios in situ limita-os, uma vez que não representa a totalidade do maciço rochoso ou do maciço terroso, devendo ser considerado este aspeto na interpretação e extrapolação dos resultados (Vallejo et al., 2011).

Apesar dos inconvenientes associados aos ensaios in situ, importa destacar que, em muitos casos, a sua utilização não é apenas vantajosa, mas absolutamente necessária. Em determinados tipos de solo, como areias puras (especialmente quando submersas) ou argilas muito moles e sensíveis, a recolha de amostras intactas e representativas é difícil ou até impossível. Nestes contextos, os ensaios de campo constituem, muitas vezes, a única alternativa fiável no que toca à obtenção de parâmetros mecânicos fundamentais, indispensáveis à caracterização geotécnica do terreno.

Dentre os principais ensaios in situ utilizados em geotecnia, destacam-se os seguintes grupos:

- Penetrómetros dinâmicos (SPT, DPSH, entre outros penetrómetros);

- Penetrómetros estáticos (CPT, CPTu);
- Molinete (Vane test);
- Pressiómetros, dilatómetros e ensaios de placa (contudo, pouco utilizados na fase de estudos de novos traçados, exceto no caso de existirem túneis)

Especial atenção também para um grupo de ensaios in situ de grande importância em múltiplos domínios da engenharia civil: os ensaios de permeabilidade (ou de condutividade hidráulica).

3.5.1 Ensaio SPT – Standard Penetration Test

O ensaio de penetração dinâmica do tipo SPT (Standard Penetration Test) tem como objetivo a determinação da resistência do solo à penetração de um amostrador normalizado (Figura 3.9).

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira normalizada por meio da aplicação de uma energia dinâmica, produzida pela queda de um pilão percussor. A altura de queda e o peso do pilão são igualmente medidas normalizadas: o pilão tem um peso de 63,5 kg e a altura de queda de 76 cm, sendo libertado através de um dispositivo automático.

O SPT pode ser realizado em quase todos os tipos de solo, e até em rocha bastante fraturada, embora seja recomendado sobretudo para solos granulares.

É realizado no interior dos furos de sondagem, a profundidades previamente definidas e/ou sempre que se verifique uma mudança de litologia. A dificuldade em obter amostras indeformadas neste tipo de solos torna o SPT ainda mais relevante (Vallejo et al., 2011).



Figura 3.9 - Amostrador Terzaghi.

Após a limpeza do furo, o ensaio (Figura 3.10) realiza-se em duas fases:

- Na 1ª fase, regista-se o número de pancadas necessário de modo a penetrar o amostrador no solo em 15 cm. Esta fase é somente informativa e tem como objetivo atravessar a fração de solo possivelmente perturbada pelo processo de perfuração.
- Na 2ª fase, regista-se o número de pancadas necessárias para penetrar o amostrador no solo em 30 cm (em duas frações de 15 cm + 15 cm), sendo este valor geralmente designado por N_{SPT} .

Em ambas as fases, o número de pancadas é anotado até atingir um máximo de 60.

Quando o amostrador não penetra os 30 cm da 2ª fase (ou os 15 cm da 1ª fase) com 60 pancadas, considera-se, em linguagem corrente, que houve uma "nega", sendo anotada a penetração conseguida para as 60 pancadas. Após concluído o ensaio, o amostrador é aberto pelo sondador, que procede à caracterização visual da amostra, identificando eventuais zonas de transição, o comprimento da amostra recolhida, entre outros aspetos relevantes.

Os 15 cm finais de amostra são acondicionados em recipientes fechados e devidamente etiquetados no seu interior com o número da amostra, a identificação da obra, data, designação ou número da sondagem, profundidade onde foi feita a recolha da amostra, bem como os resultados do ensaio (número de pancadas nas diferentes fases e respetivas penetrações).

STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

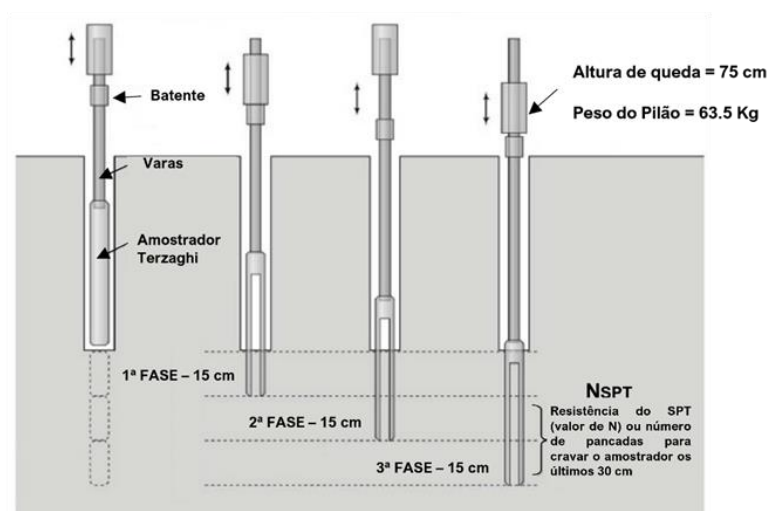


Figura 3.10 - Fases do ensaio SPT.

Com base nos valores de N_{SPT} obtidos, é possível estimar as propriedades geotécnicas dos solos atravessados, nomeadamente o grau de compactidade em solos arenosos e a consistência em solos argilosos. Para esse efeito, recorrem-se a tabelas empíricas amplamente aceites na prática geotécnica, como as propostas por Terzaghi & Peck (1965), presentes nas Tabelas 3.5 e 3.6.

Tabela 3.5 - Classificação de solos granulares quanto à compactidade.

N_{SPT}	Compactidade	Densidade relativa (%)
0 - 4	Muito solta	15
4 - 10	Solta	15 - 35
10 - 30	Medianamente solta	35 - 65
30 - 50	Compacta	65 - 85
> 50	Muito compacta	85 - 100

Tabela 3.6 - Classificação de solos finos quanto à consistência.

N_{SPT}	Compactidade	Densidade Relativa (%)
0 - 2	Muito mole	<20
2 - 4	Mole	20 - 40
4 - 8	Consistência média	40 - 80
8 - 15	Dura	80 - 150
15 - 30	Muito dura	150 - 300
>30	Rija	> 300

O ensaio SPT apresenta limitações relevantes, sobretudo a reduzida repetibilidade e reprodutibilidade em determinados terrenos. Por este motivo, as correlações obtidas em solos argilosos a partir do valor de N_{SPT} são geralmente consideradas adequadas apenas em fases preliminares de estudos, devendo, em fase de projeto de execução, privilegiar-se a determinação de parâmetros mecânicos por ensaios in situ como o CPTu ou através de ensaios laboratoriais em amostras indeformadas. Esta recomendação é igualmente sustentada pela norma europeia EN 1997-2:2007, que salienta a ausência de consenso quanto à utilização do SPT em solos argilosos, restringindo a sua aplicação a avaliações qualitativas do perfil e das propriedades de resistência. Apenas em condições locais bem caracterizadas e quando correlacionados diretamente com outros ensaios adequados, os resultados do SPT poderão assumir esse valor quantitativo.

3.5.2 DPSH – Penetrómetro dinâmico super-pesado

Os ensaios com penetrómetros dinâmicos constituem um método de investigação de campo destinado à determinação da resistência do solo ou de rochas brandas à penetração dinâmica de uma ponteira cônica padronizada em função da profundidade e que não requer a abertura de um furo de sondagem para a sua execução. De acordo com o Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1:2010), estes ensaios têm como principais finalidades:

- Contribuir para a caracterização do perfil estratigráfico do terreno, quando utilizados como complemento a sondagens e outras observações geotécnicas;
- Permitir a determinação de propriedades mecânicas, em particular de solos granulares (e eventualmente solos finos), através de correlações empíricas apropriadas;

O princípio geral destes ensaios baseia-se na cravação de uma ponteira cônica ligada a um conjunto de varas, através da queda livre repetida de um pilão de massa (M) a partir de uma altura normalizada (H). O número de golpes necessário para atingir uma determinada profundidade de penetração (L) é registado como resultado do ensaio, sendo usualmente representado por N.

Existem vários tipos de penetrómetros dinâmicos, classificados em função da energia de cravação aplicada, como se encontra representado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Principais características dos penetrómetros dinâmicos.

Equipamento		Unidades	DPL*	DPM*	DPH*	DPSH-A*	DPSH-B*
Pilão	Peso	kg	10 ±0,1	30 ±0,3	50 ±0,5	63,5 ±0,5	63,5 ±0,5
	Altura de queda	cm	50 ±1	50 ±1	50 ±1	50 ±1	75 ±1
Cone	Área da base	cm ²	10	15	15	16	20
	Altura	mm	17,9 ±0,1	21,9 ±0,1	21,9 ±0,1	22,5 ±0,1	25,3 ±0,4
Varas	Peso máx.	Kg/m	3	6	6	6	8
	Diâmetro máx.	mm	22	32	32	32	35
Energia específica por pancada		kJ/m ²	50	100	167	194	238

*DPL- Penetrómetro dinâmico ligeiro; DPM- Penetrómetro dinâmico médio; DPH- Penetrómetro dinâmico pesado; DPSH- Penetrómetro dinâmico superpesado

O DPSH (Figura 3.11) apresenta características que o distinguem dos restantes penetrómetros dinâmicos, nomeadamente a maior energia específica por pancada (194–238 kJ/m²), resultante do maior peso do pilão (63,5 kg) e, no caso do DPSH-B, da altura de queda superior

(75 cm). O cone possui ainda maior área de base (16–20 cm²) e as varas são mais robustas (até 8 kg/m e 35 mm de diâmetro), em comparação com os equipamentos de menor capacidade, como o DPL, DPM e DPH. Estas características tornam o DPSH mais adequado para investigações em maciços terrosos com características mecânicas fracas a médias e para maiores profundidades, geralmente superiores a 25 metros. Destes penetrômetros, os que mais são utilizados no estudo de LAVs são o penetrômetro pesado e o super-pesado.



Figura 3.11 - Equipamento DPSH posicionado no campo.

A execução do ensaio consiste na penetração contínua de uma ponteira cônica ligada a um conjunto de varas, marcadas com intervalos regulares de 20 cm, sendo cravada unicamente pela ação do impacto do pilão acionado pelo sistema hidráulico do equipamento. A contagem de pancadas é feita a cada 20 cm, e o ensaio é normalmente interrompido quando se atinge o total de 100 pancadas para uma penetração igual ou inferior a 20 cm, situação que se interpreta como indício da presença de terrenos muito compactos, duros ou rijos, cuja penetração adicional deixaria de ser representativa. O maior nível de energia transmitido neste tipo de ensaio permite ultrapassar camadas mais resistentes, proporcionando informações relevantes sobre a variação da resistência com a profundidade.

Os resultados obtidos são geralmente apresentados sob a forma de um perfil gráfico de resistência à penetração em função da profundidade atingida, o que facilita a sua interpretação em conjunto com dados de sondagens e outros ensaios in situ (Figura 3.12).

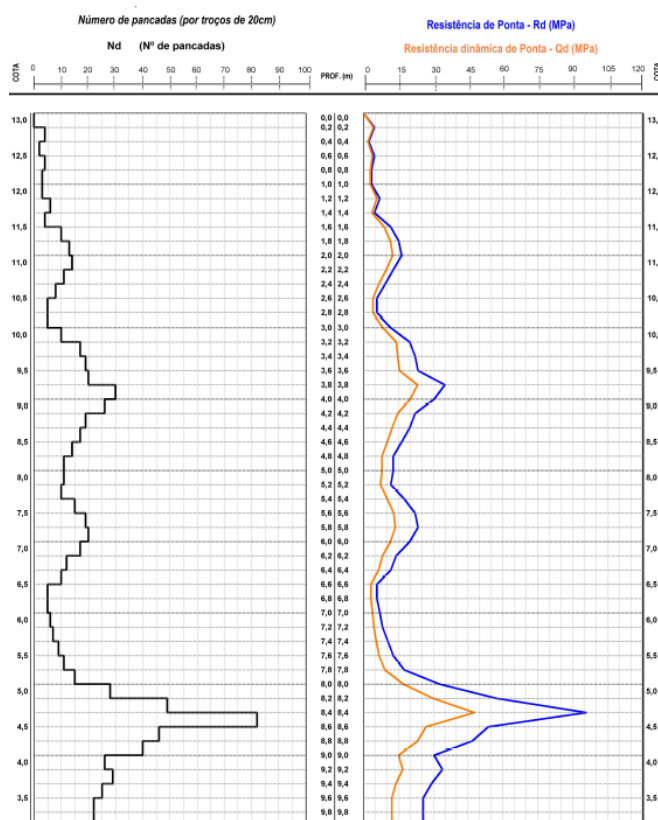


Figura 3.12 - Resultados do ensaio com DPSH, com a evolução do número de pancadas (Nd) por troços de 20 cm e respetiva estimativa da resistência dinâmica de ponta (Qd) e da resistência de ponta (Rd), em função da profundidade.

3.5.3 Ensaios de penetração estática

Os ensaios de penetração estática, também designados por CPT – *Cone Penetration Test*, consistem na cravação contínua de uma vara metálica equipada com uma ponteira cônica normalizada, efetuado com velocidade constante e, a intervalos de profundidade pré-estabelecidos, uma leitura da resistência total, de ponta e do atrito lateral, permitindo obter diversas características geotécnicas do solo. O método é especialmente aplicável em maciços terrosos com características mecânicas fracas a médias, fornecendo dados com elevada resolução vertical sobre propriedades como resistência ao corte, densidade, grau de compactação, módulo

de elasticidade, etc. Durante o ensaio, são medidas três componentes principais: a resistência de ponta (q_c), a resistência total (incluindo o atrito lateral) e, quando utilizado um piezocone (CPTu), a pressão intersticial dos poros (u) gerada pelo avanço da ponteira, em tempo real. Estes parâmetros são registados de forma contínua ao longo da profundidade, sendo usualmente representados em perfis gráficos, permitindo identificar a estratigrafia e o comportamento geotécnico dos solos atravessados (Vallejo et al., 2011).

Consoante a tecnologia utilizada, os equipamentos de CPT classificam-se em dois grupos principais:

- Cone elétrico: dotado de células de carga instrumentadas eletronicamente na ponteira e manga lateral, permitindo medições contínuas e de maior precisão;
- Piezocone (CPTu).

O princípio de funcionamento do ensaio baseia-se na penetração estática de uma haste metálica equipada com uma ponteira cónica de 60° de vértice, à velocidade constante de 20 mm/s. Esta ponteira apresenta uma área de base de 10 cm^2 como referência na maioria das campanhas, contudo em solos muito resistentes ou quando existe o risco de poder danificar a ponteira de 10 cm^2 opta-se pela de 15 cm^2 . A haste interna desliza dentro de um tubo exterior, permitindo medições diferenciadas:

- Ao fazer penetrar apenas o cone, obtém-se a resistência de ponta (q_c);
- Quando se faz penetrar simultaneamente a haste com a ponteira cónica e o tubo envolvente, obtém-se o esforço total, que inclui o atrito lateral (f_s).

No caso do piezocone (CPTu) (Figura 3.13), é ainda registada a pressão intersticial da água (u) pela cravação, o que permite fornecer uma determinação mais credível da estratificação e do tipo de solo atravessado.

No que respeita ao método de registo, este geralmente é elétrico com leitura contínua (por norma, a cada 2 cm), permitindo um registo muito mais detalhado e eficaz ao longo de toda a penetração. Pode ainda ser mecânico/hidráulico com leitura descontínua, mas é bastante raro.

Estes ensaios são particularmente eficazes em solos arenosos ou argilosos de consistência branda a média, mas podem ser condicionados pela presença de solos muito compactos, materiais cimentados ou blocos rochosos, que podem até danificar o equipamento (Vallejo et al., 2011).



Figura 3.13 - Equipamento a realizar um ensaio CPTu.

3.6 Ensaaios laboratoriais

3.6.1 Ensaaios em solos e rochas

A realização de ensaios laboratoriais constitui uma etapa fundamental na caracterização geotécnica dos terrenos que vão ser intercetados pelo traçado, permitindo determinar com maior precisão diversas propriedades físicas e mecânicas. Estes ensaios complementam os dados obtidos *in situ*, oferecendo uma abordagem mais controlada, onde os parâmetros podem ser medidos diretamente em amostras representativas, quando adequadamente colhidas.

Existem numerosos ensaios laboratoriais que visam a determinação de parâmetros físicos, mecânicos e hidráulicos e que são fundamentais para a análise do comportamento dos materiais do ponto de vista geotécnico. De forma a organizar e sintetizar os principais métodos laboratoriais utilizados em geotecnia, estão agrupados na Tabela 3.8 alguns dos ensaios mais comuns realizados em solos e rochas, associando-os ao principal parâmetro ou finalidade técnica a que se destinam.

Tabela 3.8 - Principais ensaios laboratoriais aplicados a solos e rochas e respectivas normas.

Material	Ensaio Laboratorial	Normas
Solo	Análise granulométrica	E 196 1966
	Limites de Atterberg	NP 143 1969
	Ensaio Proctor	E197-1966
	Ensaio edométrico	PE PS 012 2019
	Ensaio CBR	E 198 1967
	Ensaio de corte direto	ASTM D 3080
	Ensaio triaxial consolidado não drenado	PE PS 015 2017
Rocha	Compressão uniaxial (UCS)	NP EN 1926 2008/ EN 1926
	Ensaio de carga pontual (Point Load Test)	ASTM D 5731
	Ensaio brasileiro	ISRM (1978)

Apesar da importância dos ensaios laboratoriais na geotecnia, a sua aplicabilidade depende fortemente do tipo e da qualidade das amostras recolhidas. Em alguns contextos, nomeadamente em solos granulares (ex. areias submersas) ou argilas muito moles, pode ser difícil obter amostras intactas adequadas, pelo que os ensaios in situ acabam por se tornar o principal meio de caracterização geotécnica.

No âmbito do presente estudo, centrado no troço da futura LAV, entre Soure e Carregado, os ensaios laboratoriais previstos incidiram, exclusivamente, sobre amostras intactas de rocha obtidas em sondagens carotadas. Esses ensaios destinam-se à avaliação da resistência à compressão uniaxial dos materiais atravessados, bem como à determinação do respetivo módulo de deformabilidade.

Este tipo de ensaio assume particular importância em contextos onde se prevê a execução de obras em contacto direto com o substrato rochoso como fundações, túneis ou escavações profundas, sendo essencial para a avaliação da capacidade de carga e da resposta tensão-deformação dos maciços.

3.6.1.1 Ensaio de resistência à compressão uniaxial

O ensaio de resistência à compressão uniaxial (RCU), também designado por ensaio de compressão não confinada, consiste na aplicação de uma carga axial crescente sobre um provete de rocha cilíndrico ou prismático, até que ocorra a rotura total do mesmo. Durante o ensaio, as tensões laterais são nulas ($\sigma_2 = \sigma_3 = 0$), sendo apenas a tensão axial (σ_1) aplicada.

Este ensaio tem como principal objetivo a determinação da resistência máxima à compressão uniaxial da rocha (σ_c), bem como a obtenção de constantes elásticas como o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν), sendo para tal necessário o registo das deformações, axiais (ϵ_L) e radiais (ϵ_T) durante o ensaio. Os resultados obtidos têm aplicação direta na classificação de maciços rochosos, em critérios de rotura, na estimativa da resistência in situ e na calibração de modelos numéricos em projetos de engenharia.

O provete utilizado deve apresentar geometria normalizada e as faces planas, paralelas e perpendiculares ao eixo do provete. No caso de provetes cilíndricos, a relação entre o comprimento (l) e o diâmetro (d) deve situar-se entre 2 e 2,5 segundo as recomendações da ISRM, ou entre 2,5 e 3 segundo a norma ASTM D7012, sendo o diâmetro mínimo recomendado de 54 mm. Para garantir a representatividade estatística, devem ser ensaiados pelo menos 5 provetes (ISRM), sendo que a norma ASTM recomenda 7 provetes, desprezando-se os dois resultados extremos.

Durante o ensaio, o provete é colocado no centro do prato da prensa (Figura 3.14) e sobre este é aplicada uma carga axial de forma gradual, conduzindo o provete à rotura num intervalo de tempo compreendido entre 5 min a 10 min a contar do início da aplicação do carregamento.



Figura 3.14 - Equipamento - prensa, utilizada para realizar o ensaio de resistência à compressão uniaxial.

A resistência à compressão uniaxial (σ_c) é calculada através da razão entre a força máxima aplicada (F_c) e a área da secção transversal do provete (A), de acordo com a seguinte expressão:

$$RCU = \sigma_c = \frac{F_c}{A} = \frac{\text{Força de compressão aplicada}}{\text{Secção do provete}} \quad (3.3)$$

Caso se pretenda determinar os parâmetros elásticos da rocha, é recomendada a realização de dois ciclos de carga e descarga, com tensão máxima entre 40% a 60% da resistência última, seguindo-se por fim um terceiro ciclo até à rotura.

A partir do registo da variação da carga e das deformações axiais e radiais, é possível obter uma curva tensão-deformação da rocha. Esta curva apresenta, tipicamente, três segmentos principais:

- um trecho inicial côncavo para cima, representando a recompressão do provete;
- um trecho intermédio linear, em que a rocha se comporta elasticamente, segundo a lei de Hooke;
- e um trecho final côncavo para baixo, após a cedência do material (σ_y), culminando na tensão de pico σ_c .

Com base na curva é possível determinar o módulo de elasticidade (o de deformabilidade ou de Young) (E) e o coeficiente de Poisson (ν) a partir das seguintes fórmulas empíricas:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon_L} \quad (3.4)$$

$$\nu = \frac{-\varepsilon_T}{\varepsilon_L} \quad (3.5)$$

O ensaio destaca-se como uma das formas mais diretas e eficazes de caracterizar o comportamento resistente de rochas intactas. Entre as principais vantagens do método, salienta-se a simplicidade e acessibilidade do equipamento utilizado, bem como a relativa facilidade de preparação dos provetes para ensaiar. Além disso, permite obter, de forma expedita, um valor representativo da resistência mecânica, não confinada, da rocha.

Contudo, é importante reconhecer algumas limitações do método. Os resultados podem ser significativamente influenciados pela litologia e anisotropia da rocha, sendo, por isso, essencial garantir uma adequada preparação dos provetes, com secções transversais regulares e bases o mais planas e paralelas possível, de forma a minimizar erros. A aplicação da carga axial constante constitui outra limitação, na medida em que o ensaio não considera o efeito da tensão principal intermédia (σ_2), nem permite medir diretamente as tensões médias desenvolvidas no interior do provete.

Apesar das suas limitações, o ensaio constitui uma ferramenta essencial na caracterização geomecânica de maciços rochosos. A interpretação crítica dos resultados obtidos, tendo em conta as propriedades do material ensaiado e o rigor na aplicação dos critérios de execução normalizados, é fundamental para assegurar a fiabilidade dos dados. Esta abordagem torna-

se particularmente relevante em projetos de engenharia exigentes, como é o caso da construção da linha ferroviária de alta velocidade.

4 ENQUADRAMENTOS DO TROÇO EM ESTUDO

DA LAV

4.1 Enquadramento geográfico

O Lote C da segunda fase da LAV situa-se entre as regiões Oeste e Centro de Portugal continental, iniciando-se no Carregado, no distrito de Lisboa, e terminando em Soure, no distrito de Coimbra, com uma extensão aproximada de 123 km. O traçado atravessa quatro distritos no total: Lisboa, Santarém, Leiria e Coimbra, e percorre diversos municípios - Figura 4.1, incluindo Alenquer, Azambuja, Rio Maior, Alcobaça, Marinha Grande, Leiria, Pombal e Soure.

Ao longo do percurso, a linha cruza diversas unidades morfológicas cada uma com uma paisagem bastante compartimentada, desde as planícies do Ribatejo, inseridas na Bacia Sedimentar do Tejo, até aos montes e serras associadas aos relevos residuais do Maciço Calcário Estremenho, terminando na Bacia Sedimentar do Baixo Mondego. As principais linhas de água que intersejam o traçado são o Rio Lis e o Rio Alenquer, além de cursos de menor dimensão distribuídos ao longo do percurso.

A ocupação do solo ao longo da linha é caracterizada principalmente por terrenos florestais, vegetação branda e áreas agrícolas ou com potencial agrícola. No entanto, o traçado também atravessa zonas urbanas, nomeadamente no município de Alcobaça (a sudeste), no município da Marinha Grande (também a sudeste), e em áreas como Barreiros, Regueira de Pontes e Bidoeira, no município de Leiria. Em Pombal, a linha cruza algumas zonas habitadas, com destaque para a freguesia de Almagreira. A região percorrida insere-se num domínio de clima mediterrâneo temperado onde a precipitação média anual na região varia entre 800 mm e 1200 mm, sendo ligeiramente superior nas zonas mais elevadas, como a Serra dos Candeeiros.

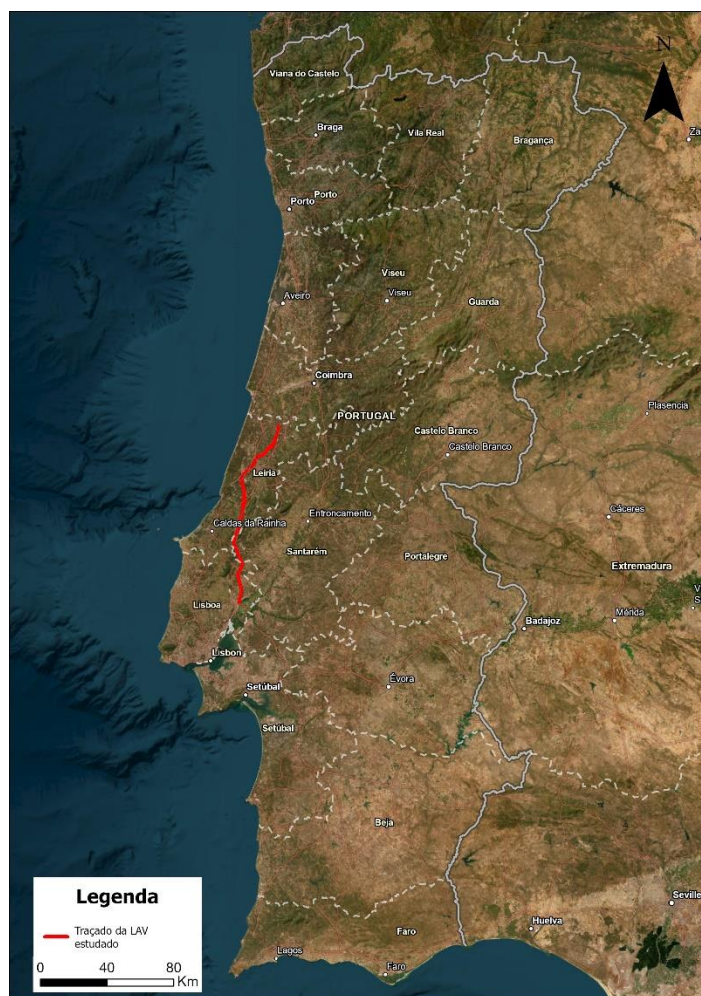


Figura 4.1 - Mapa geográfico da área de estudo (adaptado no software *ArcGIS*).

Importa realçar que o traçado da LAV apresentado nos mapas ao longo deste capítulo não corresponde à solução final, nem contempla todas as variantes possíveis. Representa apenas os troços de determinadas variantes analisadas com base na campanha de prospeção realizada. As variantes consideradas em cada troço serão detalhadamente descritas no capítulo seguinte.

4.2 Enquadramento Geomorfológico

A área de estudo localiza-se na Orla Mesoceno-zóica Ocidental, no contexto geológico da Bacia Lusitaniana, que se caracteriza por uma grande diversidade de formas de relevo

resultantes da interação entre processos sedimentares, tectónicos e erosivos. De acordo com a proposta de divisão geomorfológica de Pereira et al. (2014), esta área enquadra-se nas unidades geomorfológicas de 3.º nível da Planície Alta do Ribatejo e da Planície Litoral Mondego-Nazaré, bem como nas unidades de 2.º nível que englobam as Serras e Colinas entre Montejunto e Lisboa e as Colinas Calcárias do Oeste.

A Sul do traçado, a Planície Alta do Ribatejo integra as Bacias Cenozoicas do Tejo e de Alvalade, e é representada por uma superfície pouco acidentada situada entre os 60 m e os 100 m de altitude, desenvolvida sobre sedimentos miocénicos. Esta unidade apresenta um relevo suave, recortado por pequenos cursos de água, sendo típica de regiões interiores da Bacia Lusitaniana.

A Norte da área de estudo, desenvolve-se a Planície Litoral Mondego-Nazaré, caracterizada como uma plataforma litoral alta de natureza arenosa, com origem pliocénica, frequentemente marginada por cordões arenosos proveniente de zonas de praia. Apesar do relevo predominantemente plano, esta região é marcada por processos sedimentares recentes e por formas dunares residuais em algumas zonas costeiras próximas.

Entre estas grandes unidades planálticas e litorais - Figura 4.2, surgem relevos mais acentuados e estruturados, como as Serras e Colinas entre Montejunto e Lisboa, onde se destaca a serra calcária de Montejunto, com altitudes superiores a 400 m. Estes relevos desenvolvem-se sobre formações calcárias do Jurássico e rochas vulcânicas, assentes numa plataforma situada entre 100 m e os 200 m.

De igual modo, a unidade das Colinas Calcárias do Oeste, dominada por rochas carbonatadas do Jurássico Superior, encontra-se representada em grande parte da área de estudo. Esta unidade distingue-se por uma plataforma de erosão intensamente dissecada por cursos de água, refletindo uma rede hidrográfica densa e ativa. As formas de erosão cársica, associadas à predominância de calcários, são igualmente um elemento marcante da morfologia local.

A região é ainda influenciada por blocos tectónicos soerguidos e estruturas monoclinaes, como o Maciço Calcário Estremenho, onde se inserem relevos destacados como a Serra de Aire e a Serra dos Candeeiros. Nestes setores, as unidades carbonatadas datadas do Jurássico, ricas em feições cársicas, conferem ao relevo uma morfologia abrupta e irregular.

Assim, o traçado da linha de alta velocidade desenvolve-se ao longo de um corredor geomorfológico bastante variado, alternando entre superfícies planálticas, colinas calcárias e blocos tectónicos soerguidos, o que implica diferentes desafios técnicos e geotécnicos na sua conceção e construção.

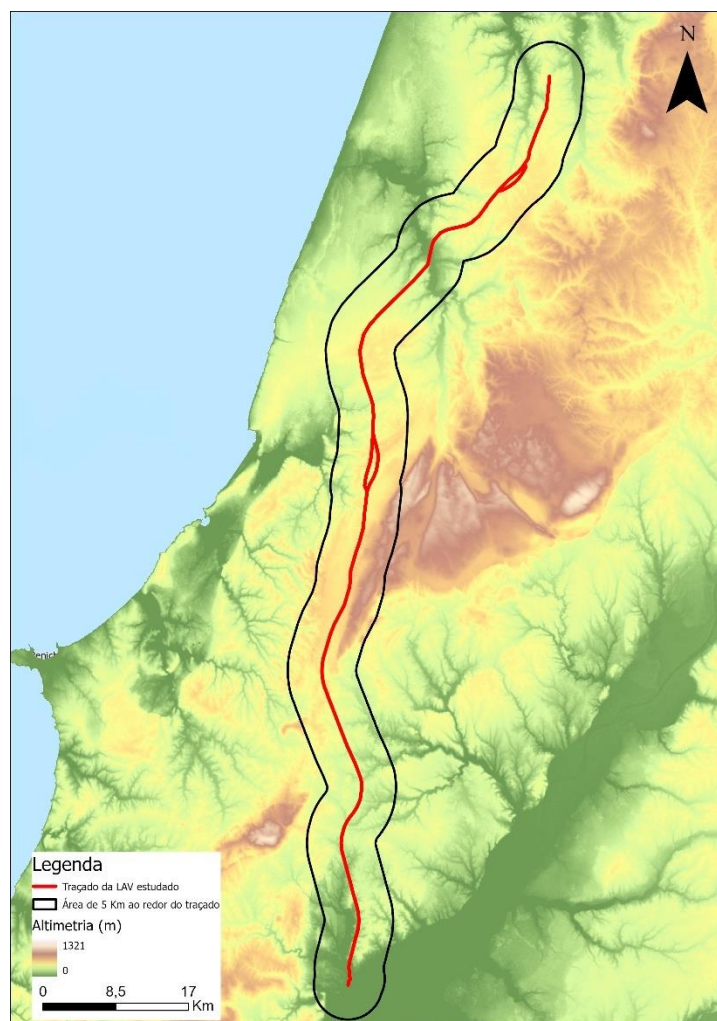


Figura 4.2 - Mapa geomorfológico da área de estudo (adaptado no software *ArcGIS* de ASTER GDEM 2009).

4.3 Enquadramento Geológico

A caracterização geológica da área em referência foi realizada com base nas cartas geológicas de Portugal à escala 1:50.000 (Cartas geológicas 30-D - Alenquer, 30-B - Bombarral, 26-D - Caldas da Rainha, 26-B - Alcobaça, 22-D - Marinha Grande, 23-C - Leiria e 23-A - Pombal) publicadas pelos antigos Serviço Geológico de Portugal e Instituto Geológico e Mineiro, as quais constituem a principal fonte cartográfica detalhada disponível. Contudo, dada a sua data de publicação e a consequente desatualização de parte da nomenclatura estratigráfica utilizada, foi estabelecida uma correlação com as designações adotadas nas cartas geológicas à escala 1:500.000 (Folhas Norte e Sul de Portugal), publicadas mais recentemente pelo Laboratório Nacional de Energia e Geologia - LNEG. Estas oferecem uma classificação estratigráfica mais atualizada e coerente do ponto de vista litológico, o que facilita a interpretação e integração dos dados ao longo do traçado.

Importa, no entanto, referir que as notícias explicativas associadas às cartas 1:50.000 são, na sua maioria, datadas das décadas de 1960 a 1980, e que a bibliografia geológica específica sobre muitos dos setores atravessados pelo traçado ferroviário é escassa ou desatualizada. Por esse motivo, a interpretação aqui apresentada poderá conter limitações, refletindo tanto a qualidade e abrangência da informação disponível como a ausência de trabalhos geológicos recentes em determinadas zonas.

A área de estudo insere-se inteiramente na Bacia Lusitaniana, onde afloram formações pertencentes ao Jurássico, Cretácico, Paleogénico, Neogénico e Quaternário (Figura 4.3).

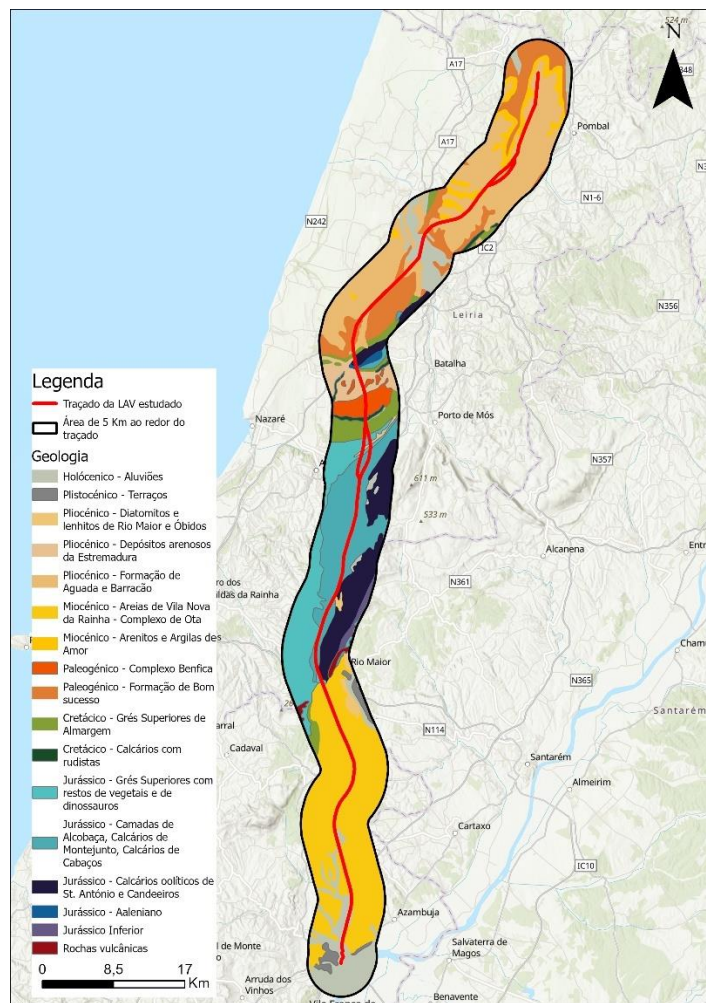


Figura 4.3 - Mapa geológico da área de estudo, adaptado das Cartas Geológicas de Portugal 1:500 000 (adaptado no software *ArcGIS*).

As unidades mais antigas correspondem ao Jurássico, mais precisamente ao Jurássico Médio-Superior, marcando uma forte influência da sedimentação carbonatada típica desta bacia. Esta sucessão estratigráfica inclui formações compostas, maioritariamente, por calcários, margas e intercalações arenosas, com fácies recifais e perirrecifais, além de depósitos mais tardios contendo sequências de arenitos e argilas, associadas a diferentes ambientes deposicionais.

Na região da Serra dos Candeeiros, afloram unidades do Jurássico Médio e Superior, com destaque para os calcários oolíticos, dolomíticos e margosos do Dogger, correspondendo estes aos "Calcários oolíticos de St. António e Candeeiros" (J^2_o), que alternam entre formações recifais e perirrecifais e que representam os calcários mais puros, compactos e espessos,

responsáveis pelas principais elevações topográficas da Bacia Lusitaniana, constituindo o núcleo estrutural do Maciço Calcário Estremenho, entre outros. Sobre estes, em discordância, encontram-se os "Calcários de Montejunto" e "Calcários de Cabaços" (J^3), estes dois últimos geralmente agrupados nas Cartas Geológicas como 'Camadas de Cabaços e de Montejunto' ou apenas 'Camada de Montejunto', e correspondem ao Oxfordiano, apresentam características litológicas semelhantes, sendo compostos essencialmente por margas e calcários, com algumas intercalações de calcários betuminosos no topo, intercalados por uma espessa sequência de natureza detrítica constituída por níveis arenosos e conglomeráticos (Zbyszewski & F. Moitinho de Almeida, 1960).

Seguem-se as "Camadas de Alcobaça" (J^3), também referidas como "Camadas da Abadia" em certas cartas geológicas dependendo do autor, muito devido à sua semelhança litostratigráfica e por corresponderem ao mesmo intervalo cronológico. Esta unidade, com espessuras que podem atingir 800 m, tem impacto na área de estudo um pouco mais a Norte, onde aflora na região de Alcobaça, sendo composta essencialmente por arenitos, margas e calcários margosos. Ainda na mesma área e a última da sequência, destaca-se a unidade "Grés Superiores com restos de vegetais e de dinossauros" (J^3_c), antigamente também conhecida por "Grés superiores com vegetais e dinossáurios", e também designada por alguns autores como Formação de Lourinhã, bastante espessa e essencialmente detrítica, sendo composta por arenitos e argilas de diversas tonalidades com intercalações conglomeráticas, evidenciando a transição para um ambiente deposicional continental. Esta formação está também bem representada nas regiões de Bombarral, Caldas da Rainha e Arruda dos Vinhos (Camarate França & G. Zbyszewski, 1963).

Mais a Norte, onde predomina o anticlinal de Maceira, voltam a aflorar unidades provenientes do Jurássico Médio, e incluem os calcários sublitográficos do Aaleniano Superior, associados a ambientes marinhos relativamente profundos, seguidos pelos calcários margosos e compactos do Bajociano e Batoniano, com variações litológicas que incluem calcários cristalinos e margosos (Zbyszewski & C. Torre de Assunção, 1965).

A transição para o Cretácico na região do traçado verifica-se a Norte da Serra dos Candeeiros, onde se insere o sinclinal de Alpedriz–Montes–Porto Carro. Este setor corresponde aos primeiros afloramentos cretácicos identificáveis ao longo do traçado, ocorrendo em zonas onde as formações jurássicas dão lugar a complexos detríticos e carbonatados, típicos da sedimentação cretácica nesta parte da Bacia Lusitaniana.

A unidade cretácica mais antiga presente na área de estudo corresponde aos "Grés Superiores de Almargem" (C^1_a), onde aflora no interior do sinclinal de Alpedriz–Montes–Porto

Carro. Estes depósitos, que se estendem desde o Cretácico Inferior ao início do Cretácico Superior, são constituídos por uma sequência detrítica de espessura significativa, composta maioritariamente por arenitos, margas e calcários margosos, com intercalações ocasionais de conglomerados na base e de dolomitos e níveis fossilíferos no topo. A transição entre fácies reflete a evolução de ambientes fluviais e deltaicos para contextos marinhos pouco profundos, com variação nas condições de energia e subsidência (Camarate França & G. Zbyszewski, 1963).

A sucessão culmina com os "Calcários com Rudistas" (C^2), unidade que inclui os depósitos turonianos, observáveis também na região do Juncal. Esta formação apresenta uma sucessão marcada por margas e calcários margosos, calcários subcristalinos e intercalações de arenitos margosos e argilas, refletindo condições marinhas ainda relativamente calmas, mas sujeitas a variações ambientais (Camarate França & Zbyszewski, 1963).

Estes depósitos cretácicos voltam a surgir mais a Norte na área de estudo, na região do anticlinal de Maceira, onde se observam novamente afloramentos da unidade dos "Calcários com Rudistas" (C^2), evidenciando a continuidade dos ambientes marinhos pouco profundos, durante o Turoniano. Nessa zona, predominam calcários apinhoados com fósseis, que poderão corresponder às camadas fossilíferas do Cenomaniano Superior, sugerindo um ambiente de plataforma marinha, favorável à sedimentação carbonatada e à preservação de fauna bentónica característica do Cretácico (Zbyszewski & C. Torre de Assunção, 1965).

Prosseguindo para as unidades correspondentes ao Paleogénico, identificam-se dois conjuntos sedimentares, o primeiro é o "Complexo de Benfica" ($\varnothing_B$), que ocorre na zona Centro-Norte. Esta unidade abrange depósitos do Eocénico e do Oligocénico, compostos por uma alternância de argilas avermelhadas e cinzentas, conglomerados calcários e siliciosos, níveis de grés e tufos vulcânicos (Camarate França & Zbyszewski, 1963). Ocorre em faixas descontínuas no sinclinal de Alpedriz-Montes-Porto Carro, reaparecendo em pequenos retalhos sob coberturas mais recentes.

Mais a Norte, na extremidade final do traçado, aflora a "Formação de Bom Sucesso" ($\varnothing_{BS}$), constituída por uma sucessão continental de arenitos argilosos, por vezes conglomeráticos, intercalados com argilas de tonalidades variadas e níveis margosos com concreções calcárias. A presença pontual de calcários margosos sugere fases localizadas de sedimentação mais carbonatada, embora o conjunto traduza essencialmente um contexto continental com dinâmica deposicional fluvial e lacustre (Manuppella et al., 1978).

Dando continuidade à caracterização das unidades cenozóicas presentes na área de estudo, segue-se o registo sedimentar do Miocénico, o qual se encontra representado em dois setores geograficamente distintos. A Sul, na região de Lisboa, aflora a unidade "Areias de Vila

Nova da Rainha – Complexo de Ota" (M_O), composta por arenitos finos a grosseiros, argilas e margas, com níveis conglomeráticos e concreções calcárias, refletindo um ambiente deposicional transicional entre sistemas fluviais e marinhos costeiros durante o Miocénico Inferior e Médio. Ainda nesta região, ocorrem afloramentos mais pontuais dos "Calcários de Santarém e Almoester" (M_{ST}), unidade do Miocénico Superior composta por argilas, arenitos, areias feldspáticas, níveis ferruginosos e intercalações margosas com concreções calcárias (Zbyszewski e C. Torre de Assunção, 1965). Já no setor Norte, junto à margem direita do Rio Lis, a área de estudo interceta brevemente os "Arenitos e Argilas de Amor" (M_A) que integram a "Formação de Amor", uma formação continental representativa do Miocénico na região de Leiria. Esta unidade é constituída por uma sucessão sedimentar composta por sequências maioritariamente finas, caracterizadas por um topo areno-conglomerático pouco espesso, seguido de níveis espessos de argilas e siltes (Ramos, 2008). Estes sedimentos evidenciam uma transição lateral de depósitos fluviais (dominados por areias e arenitos) para depósitos de ambientes de baixa energia, como zonas lagunares ou palustres.

Em relação ao Pliocénico, que surge principalmente na parte final do traçado, encontra-se representado por duas unidades distintas, com ocorrências esparsas, mas relevantes. O primeiro contacto dá-se entre o anticlinal de Maceira e o "Complexo da Benfica" ($\emptyset_B$), onde surgem os "Depósitos arenosos da Estremadura" (P_E), compostos por formações de origem continental e marinha. Incluem brechas calcárias com elementos angulosos, formações areno-argilosas e níveis de areias com calhaus rolados, distribuídos por diferentes altitudes. Estas características refletem variações paleoambientais associadas a episódios de sedimentação fluvial e transgressões marinhas, sendo particularmente evidentes nas vertentes da Serra dos Candeeiros, onde os depósitos fossilizam antigas escarpas (Camarate França & G. Zbyszewski, 1963).

Por fim, a "Formação de Aguada e Barracão" (P_P) marca presença em diversos pontos da parte final do traçado, com especial destaque para a região de Pombal e do Vale de Carnide. Esta unidade pode ser dividida em duas, uma inferior de fácies marinha, e outra superior de fácies continental (Manuppella et al., 1978), sendo esta última a mais predominantemente. A unidade inferior é essencialmente arenosa podendo ainda apresentar sucessões de areias, argilas e conglomerados com intercalações lignitosas e fossilíferas, sugerindo ambientes aluviais, pantanosos e fluviais. Em Carnide de Cima, aflora também uma fácies marinha composta por lumachelas fossilíferas, sobrepostas por areias e argilas amareladas, indicativas de um episódio transgressivo do final do Pliocénico.

No seguimento da sequência sedimentar descrita, os depósitos do Quaternário distribuem-se de forma bastante dispersa, mas recorrente, ao longo de toda a área de estudo, sucedendo aos depósitos pliocénicos. Estes depósitos englobam tanto formações do Plistocénico como aluviões mais recentes, correspondendo a diversos contextos deposicionais.

O traçado cruza estas formações logo inicialmente, na região do Carregado, onde se desenvolvem extensos depósitos aluvionares que se estendem pelas lezírias do Tejo, entre Vila Nova da Rainha e Vila Franca de Xira. Constituem um complexo de origem fluvio-marinha, composto por lodos e lodos arenosos acinzentados, areias cinzentas, areias mais ou menos lodosas e cascalheiras na base (Zbyszewski & C. Torre de Assunção, 1965), estas últimas já aflorantes nos primeiros quilómetros da área de estudo. Estas formações prolongam-se também por vales afluentes do Baixo Tejo e pela região de Alenquer, onde dominam aluviões argilo-arenosos.

Mais a Norte, os depósitos aluvionares surgem novamente em diversos locais, destacando-se as aluviões da Ribeira do Judeu, em Alcoentre, e os depósitos do vale do rio Lis. Nesta última região, verifica-se uma sucessão de materiais aluvionares e de fundo de vale, incluindo lodos a lodos turfosos, areias a areias lodosas e argilas arenosas. Associados a estes depósitos ocorrem ainda formações atribuídas a praias antigas e terraços fluviais, compostos por areias com seixos, argilas e areias superficiais resultantes da lavagem das vertentes, muitas vezes acompanhadas por areias eólicas (Teixeira et al., 1968).

4.4 Tectónica

Como mencionado, o traçado desenvolve-se na Bacia Lusitaniana, uma bacia sedimentar mesozoica desenvolvida na Margem Ocidental Ibérica, no contexto da fragmentação da Pangeia e da abertura do Atlântico Norte (Kullberg et al., 2006). Trata-se de uma bacia intracratónica de natureza distensiva, instalada numa margem continental do tipo atlântico não vulcânica, cuja evolução geodinâmica decorreu ao longo de aproximadamente 135 milhões de anos. A sua génese encontra-se intimamente associada a quatro episódios de rifting sucessivos, responsáveis pela instalação de falhas normais de grande extensão e pela compartimentação do substrato em blocos tectonicamente ativos. A composição estrutural da bacia foi fortemente condicionada por falhas herdeiras do contexto tardi-varisco, como as falhas de desligamento de direção NNE–SSW a NE–SW (Kullberg et al., 2006), bem como por estruturas de orientação N–S e NW–SE, que viriam a desempenhar um papel relevante na delimitação de sub-bacias com evoluções tectono-sedimentares diferenciadas. Esta herança estrutural, conjugada com a posição de charneira da microplaca Ibérica, entre os limites da placa divergente, a Oeste (com a Terra Nova), e transcorrente a Sul (com África, ao longo da Zona de Falha Açores–Gibraltar), viria a exercer uma influência determinante na evolução tectónica da margem ocidental. A subsequente inversão compressiva alpina, particularmente a partir do final do Cretácico, condicionou a reativação parcial de muitas destas falhas extensivas mesozóicas, sendo possível observar vestígios de neotectónica associados a essa fase compressiva mais recente, como será abordado nos parágrafos seguintes.

A região compreendida entre Soure e o Carregado insere-se numa faixa complexa do ponto de vista estrutural, onde se destacam diversas unidades tectónicas associadas a episódios sucessivos de deformação, nomeadamente hercínica e alpina, sobre as quais se impõem fenómenos tectónicos mais recentes, alguns com origem diapírica.

Na extremidade Sul da área de estudo, entre o Carregado e Alenquer, reconhece-se o contacto entre as formações terciárias e o maciço jurássico, sendo este último parcialmente visível a Oeste da folha de Alenquer (Zbyszewski, 1965). Entre Ota e o Carregado, o Terciário encontra-se fortemente elevado, ao longo de um contacto estruturado por múltiplas falhas, cuja importância e extensão permanecem pouco claras. Estes contactos tectónicos são marcados por falhas com orientações dominantes NE–SW, associadas a dobras maiores como o anticlinal da Abadia e o empolamento de Arruda dos Vinhos, que evidenciam a compressão alpina (Zbyszewski, 1965). Paralelamente, verifica-se a presença de fraturas mais recentes

orientadas NW-SE, nomeadamente entre Alhandra e Arruda dos Vinhos, que evidenciam episódios tectónicos posteriores (Zbyszewski, 1965).

Mais a Norte, na zona entre Alcoentre e Rio Maior, o bordo NW da bacia terciária do Tejo é delimitado por um sistema complexo de falhas, com duas orientações principais: NNW-SSE e NE-SW. Estas estruturas, além de controlarem o contacto entre formações mesozóicas e cenozóicas, indicam uma compartimentação significativa da crosta, evidenciada pela verticalização das camadas e episódios de cavalgamento do Mesozoico sobre o Terciário (Zbyszewski et al., 1966).

Na região da Serra dos Candeeiros, já no centro da área de estudo, domina a estrutura anticlinal de orientação NNE-SSW, que constitui o eixo principal da serra. Esta dobra é cortada por falhas transversais que condicionam o afloramento de níveis salíferos do Infralias, formando vales tifónicos como o da Fonte da Bica (Zbyszewski et al., 1960). Importantes falhas com orientação NW-SE e quase N-S são igualmente reconhecidas nos flancos da serra, prolongando-se para as zonas adjacentes como Benedita e Alcobertas (Camarate França & Zbyszewski, 1963).

À entrada da zona correspondente da Marinha Grande, destaca-se o anticlinal diapírico de Maceira, de orientação NE-SW, com prolongamento para o salífero de Parceiros-Leiria. Esta estrutura apresenta forte inclinação dos flancos, atingindo por vezes posições verticais, sendo cortada longitudinalmente por falhas que colocam em contacto formações do Lias com o Portlandiano (Zbyszewski, 1965).

Entre Leiria e Soure desenvolve-se uma extensa bacia terciária de subsidência, limitada a Oeste por importantes estruturas diapíricas como os diapiros de Monte Real, Parceiros e Vermoil, todas com orientação dominante NE-SW e com uma associação clara à tectónica salífera (Zbyszewski et al., 1978). A leste, esta bacia termina contra o maciço jurássico da Serra de Sicó, cujo bordo exhibe variações de orientação que refletem interferência entre estruturas de direção SW-NE, N-S e E-W. A proximidade do diapiro de Soure justifica a torção brusca da estrutura para Este, evidenciando a influência local da tectónica salífera na geometria do bordo da bacia (Zbyszewski et al., 1978).

Este conjunto de estruturas, que incluem dobras, falhas de diferentes gerações e diapiros, resulta de uma história geodinâmica complexa, na qual os efeitos da orogenia alpina se sobrepõem a um substrato moldado previamente por eventos hercínicos. As orientações preferenciais das estruturas, NE-SW, NW-SE e NNW-SSE, evidenciam episódios distintos de compressão e distensão, sugerindo uma reativação de zonas de fraqueza crustal ao longo do tempo.

4.5 Neotectónica e sismicidade

Portugal continental está localizado na margem ocidental da placa litosférica Eurasiática, nas proximidades da zona de fratura Açores-Gibraltar, que corresponde ao limite de contacto entre as placas tectónicas Eurasiática e Africana. Neste enquadramento geodinâmico, o território nacional integra a subplaca Ibérica, a qual se encontra separada do restante continente Europeu pela cadeia dos Pirenéus. Esta configuração tectónica confere ao território português um contexto sismotectónico complexo, suscetível à ocorrência tanto de sismicidade interplaca como intraplaca.

A atividade sísmica interplaca ocorre devido à interação entre as placas Eurasiática e Africana na zona de fratura Açores-Gibraltar, podendo gerar sismos de grande magnitude, como o de 1 de novembro de 1755. Já a sismicidade intraplaca acontece dentro da placa Eurasiática, causada por tensões acumuladas ao longo de falhas ativas. Estes sismos têm, em geral, uma magnitude moderada, porém existe o risco de causar danos importantes, especialmente em áreas urbanas ou com infraestruturas sensíveis.

Na região do traçado - Figura 4.4, entre os principais acidentes tectónicos com relevância neotectónica destacam-se a Zona de Falha do Vale Inferior do Tejo (ZFVIT), a Falha de Ota-Vila Franca de Xira-Lisboa-Sesimbra (OVLS), a Falha da Azambuja e a Falha da Nazaré. Estas estruturas desempenharam papéis distintos durante as fases distensivas mesozóicas e compressivas cenozóicas, sendo ainda hoje reconhecidas como potenciais fontes sismogénicas ativas na região centro-litoral de Portugal.

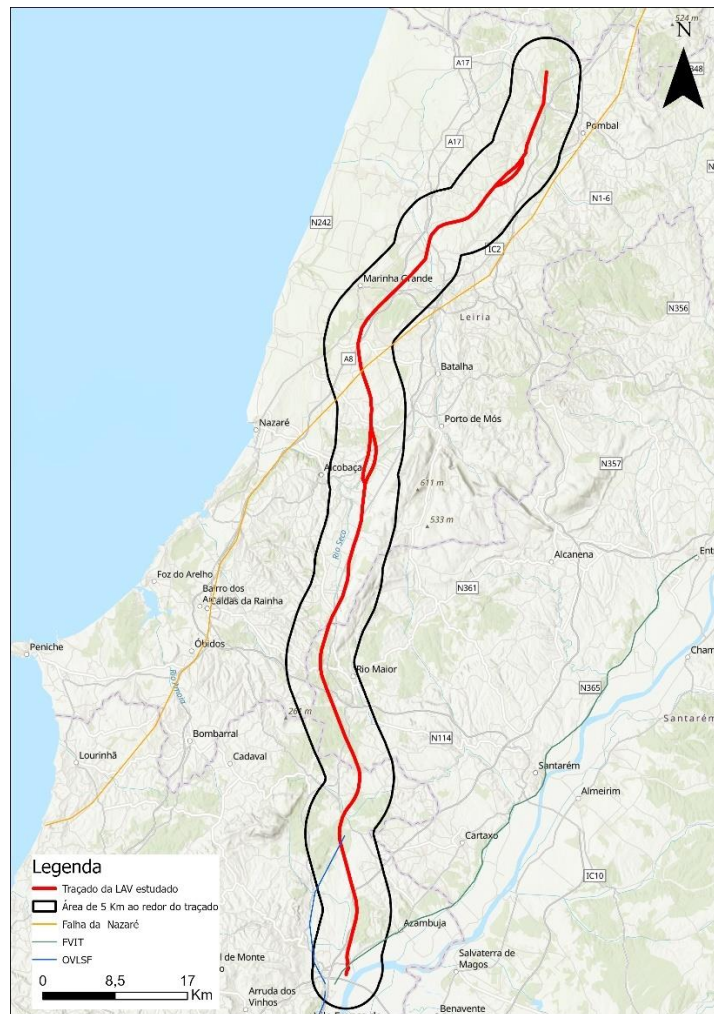


Figura 4.4 - Mapa neotectónico da área de estudo (adaptado no software *ArcGIS*).

De acordo com Ostman et al. (2012) a ZFVIT corresponde a um sistema de falhas com orientação preferencial NNE–SSW, localizado na margem oriental da Bacia Lusitaniana e associado ao limite ocidental da Bacia Cenozóica do Tejo. Trata-se de uma estrutura complexa, maioritariamente oculta sob a espessa cobertura sedimentar cenozoica e quaternária do Vale do Tejo. É considerada uma das principais candidatas para a origem dos sismos históricos mais destrutivos registados na região de Lisboa, como o de 1531 e o de 1909. Apresenta ainda evidências de reativações sucessivas ao longo do Cenozoico, num regime compressivo com orientação NW–SE.

A OVLS, segundo Carvalho et al. (2008), constitui um conjunto de falhas profundas alinhadas segundo direções NNE–SSW a N–S, dispostas ao longo da margem ocidental da Bacia Cenozóica do Tejo. Esta zona de falhas estende-se desde o maciço de Montejunto, a Norte, até Sesimbra, a Sul, com uma extensão com cerca de 80 km.

O segmento Norte corresponde à Falha de Ota, interpretada como uma antiga falha normal mesozóica invertida durante o Cenozóico. O segmento central corresponde à Falha de Vila Franca de Xira, que sofreu o maior grau de inversão tectónica, estando parcialmente exposta à superfície e afetando depósitos miocénicos. Já o segmento Sul prolonga-se em profundidade sob a Península de Setúbal, até Sesimbra, provavelmente com continuidade para o domínio marinho. A OVLS é, assim, um sistema ativo, fortemente condicionado pela inversão tectónica cenozoica e pela compressão atual, desempenhando um papel importante na sismicidade regional.

Segundo Cabral et al. (2004), a falha da Azambuja é uma estrutura de orientação NNE–SSW localizada no Vale Inferior do Tejo, cerca de 50 km a NE de Lisboa. Insere-se na Bacia Cenozóica do Tejo, uma depressão tectónica de orientação NE–SW que acumula até 2000 m de sedimentos cenozóicos.

Esta falha tem origem no contexto da inversão tectónica da Bacia Lusitaniana durante o Miocénico, em resposta à compressão de direção NW–SE. A sua atividade tectónica recente é reconhecida pela deformação de depósitos neogénicos e pela sua proximidade a áreas de elevada sismicidade histórica, tornando-a uma das principais estruturas ativas do Vale Inferior do Tejo.

Por último, a Falha da Nazaré constitui um acidente tectónico de primeira ordem, com presença tanto em terra como no domínio marinho. Em terra, o seu prolongamento coincide com o limite Norte da Cordilheira Central, enquanto no mar a estrutura prolonga-se através do Canhão da Nazaré, atingindo profundidades de 5000 m na planície abissal (Kullberg et al., 2006).

Esta falha apresenta uma longa história tectónica. Durante o Mesozóico funcionou como falha normal inclinada para Norte, controlando a compartimentação da Bacia Lusitaniana em dois subdomínios com litofácies e espessuras diferenciadas (Kullberg et al., 2006). No Cenozóico, em contexto compressivo, foi invertida, originando uma estrutura de cavalgamento divergente para Norte e associada ao desenvolvimento de um pop-up de soco. É considerada uma das principais falhas transformantes da MOI (Ribeiro, 2002), com papel relevante na evolução tectónica e sedimentar da região.

Desta forma, o enquadramento neotectónico do setor Soure–Carregado é marcado por falhas ativas e potenciais fontes sismogénicas de grande importância para a avaliação do risco, o que leva à importância da caracterização da sismicidade, essencial na avaliação do risco sísmico associado a projetos de grande escala, como é o caso das infraestruturas ferroviárias de alta velocidade. A consideração adequada destes fatores permite estabelecer critérios de

segurança e durabilidade, fundamentais para a conceção e execução das obras, sobretudo em zonas com potencial sísmico elevado.

Segundo a norma NP EN 1998-1:2010 - Eurocódigo 8 (EC8), complementada pelo respetivo Anexo Nacional, o território português pode ser afetado por dois tipos distintos de cenários sísmicos. O primeiro, conhecido como cenário afastado, está geralmente associado a sismos com epicentro localizado na região Atlântica, sendo enquadrado na Ação Sísmica Tipo 1. O segundo corresponde ao cenário próximo, que se refere a sismos com epicentro no território continental, sendo classificado como Ação Sísmica Tipo 2.

O Anexo Nacional do EC8 estabelece ainda uma divisão do território em zonas sísmicas, com base na aceleração máxima de projeto de referência (a_gR) em rocha. A análise da segurança estrutural deve assim considerar ambos os cenários, representando respetivamente eventos de origem interplaca (AS Tipo 1) e intraplaca (AS Tipo 2).

A presente área de estudo insere-se nas zonas sísmicas 1.3, 1.4 e 1.5 para a Ação Sísmica Tipo 1 (AST1) e nas zonas 2.3 e 2.4 para a Ação Sísmica Tipo 2 (AST2) - Figura 4.5.

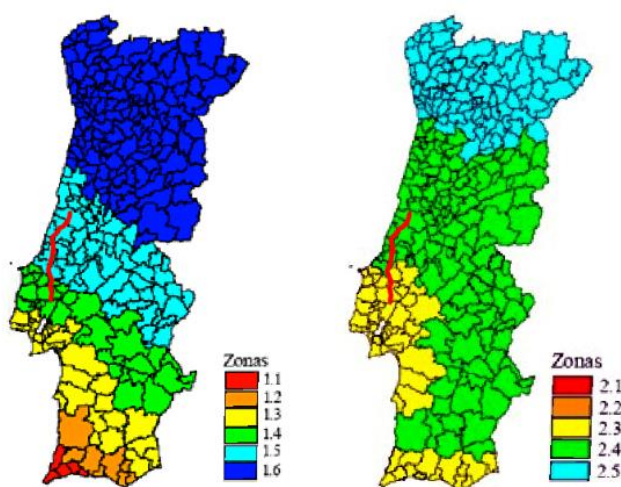


Figura 4.5 - Zonamento sísmico segundo o Anexo Nacional NA da NP EN 1998-1:2010.

De acordo com o zonamento sísmico considerado, os valores de aceleração máxima de referência (a_gR) a adotar correspondem aos cenários de ação sísmica do Tipo 1 (Tabela 4.1) e do Tipo 2 (Tabela 4.2).

Tabela 4.1 - Aceleração máxima de referência ag_R (m/s²) nas várias zonas sísmicas de Tipo 1 intersetadas pela área de estudo.

Ação sísmica do Tipo 1	
Zona Sísmica	ag_R (m/s ²)
1.3	1,5
1.4	1,0
1.5	0,6

Tabela 4.2 - Aceleração máxima de referência ag_R (m/s²) nas várias zonas sísmicas de Tipo 2 intersetadas pela área de estudo.

Ação sísmica do Tipo 2	
Zona Sísmica	ag_R (m/s ²)
2.3	1,7
2.4	1,1

No que respeita aos efeitos geológicos locais, o EC8 considera os tipos de terreno indicados na Tabela 4.3 para definição dos espectros de resposta elásticos a utilizar em cada Zona Sísmica.

Tabela 4.3 - Classificação dos tipos de solo para efeitos de definição do espectro de resposta sísmica elástico.

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT}	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície.	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360-800	>50	>250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180–360	15–50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s	-	-	-
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água.	<180 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A-E ou S1.	-	-	-

A área de estudo, segundo a classificação do EC8, apresenta a sequência litoestratigráfica que se encontra na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Classificação das formações geológicas da área de estudo segundo as classes de resposta sísmica (EC8).

Formação litológica	Tipo de terreno (EC8)						
	A	B	C	D	E	S1	S2
Aluvião, depósitos de terraços e/ou aterros					X		
P _E – Depósitos arenosos da Estremadura		X	X	X			
P _P – Formação de Aguada e Barracão		X	X	X			
M _A – Arenitos e argilas de Amor		X	X				
M _O – Areias de Vila Nova da Rainha – Complexo de Ota		X	X	X			
Ø _{BS} – Formação de Bom Sucesso		X	X	X			
Ø _B – Complexo de Benfica		X	X	X			
C ² – Calcários com rudistas	X						
C ¹ _A – Grés superiores de Almargem		X	X				
J ³ _G – Grés superiores com restos de vegetais e de dinossauros		X	X				
J ³ – Camadas de Alcobaça, Calcários de Montejunto, Calcários de Cabaços	X						
J ² _O – Calcários oolíticos de St.º António e Candeeiros	X						

Ao analisar a sismicidade instrumental da região compreendida entre o Carregado e Pombal, com base nos registos históricos da magnitude local (Escala de Richter) entre 1390 e 2024, é revelada uma atividade sísmica moderada, com uma distribuição dispersa ao longo de todo o traçado do lote C da futura linha ferroviária de alta velocidade (Figura 4.6).

Verifica-se ainda que grande parte dos sismos registados apresentam valores de magnitude relativamente baixos ($\leq 4,5$), e estão amplamente distribuídos ao longo de todo o traçado, evidenciando uma sismicidade de baixa a moderada intensidade que, embora relevante do ponto de vista da engenharia, não constitui um risco elevado em termos de energia libertada.

Os eventos de maior magnitude (4,5–5,2), são esparsos, mas ocorrem sobretudo em setores específicos, nomeadamente a Sul de Leiria, entre Rio Maior e Caldas da Rainha, onde se verifica um aumento de eventos de magnitude moderada a significativa. O mesmo também se identifica na área próxima da Serra de Montejunto e da falha do Vale Inferior do Baixo Tejo, zonas já reconhecidas com potencial sísmico relevante.

A região das Lezírias do Tejo, próxima do início do traçado em Vila Franca de Xira e Carregado, apresenta também registos sísmicos dispersos, entre 2,5 e 3 de magnitude, mas

com ocorrência de alguns eventos a superar estes valores, o que é coerente com a proximidade de estruturas geológicas ativas como a Falha de Vila Franca de Xira.

No centro-norte da área de estudo, particularmente entre Leiria e Pombal, a frequência de sismos é menor, e os registos existentes são em geral de baixa magnitude ($\leq 3,0$).

Conclui-se que a área de estudo se insere numa zona de sismicidade moderada em Portugal continental, marcada por uma distribuição relativamente difusa no que toca a eventos sísmicos ao longo dos séculos, com predominância de magnitudes baixas a moderadas. A presença pontual de sismos com magnitude superior a 4,5 evidencia a necessidade de considerar este contexto na modelação sísmica e dimensionamento das estruturas associadas à ferrovia, ainda que o risco de ocorrência de grandes sismos ($M_L > 6$) nesta zona específica seja, historicamente, reduzido.

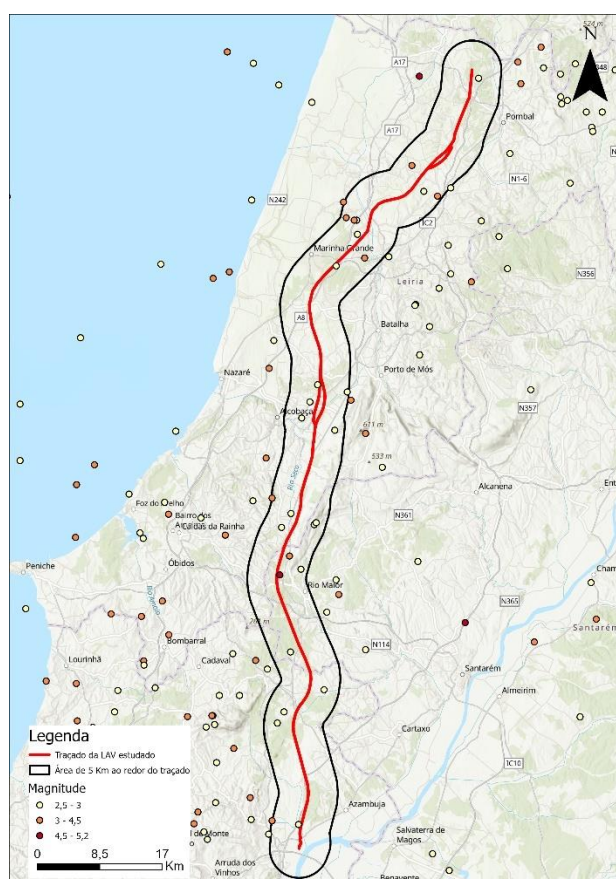


Figura 4.6 - Mapa com o histórico de magnitude sísmica de 1390 a 2024 (adaptado no software *ArcGIS* do Instituto Geográfico Nacional).

4.6 Hidrogeologia

Do ponto de vista hidrogeológico, a área em referência insere-se nas Unidades Hidrogeológicas da Orla Ocidental e da Bacia do Tejo-Sado, que compreendem um total de seis sistemas de aquíferos de importância regional, como se pode observar na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Unidades hidrogeológicas presentes na área de estudo e respetivos sistemas de aquíferos.

Unidade Hidrogeológica	Sistemas de Aquíferos
Bacia do Tejo-Sado	Bacia do Tejo-Sado/Margem Direita
Orla Ocidental	Maciço Calcário Estremenho, Alpedriz, Maceira, Vieira de Leiria-Marinha Grande e Louriçal

O conhecimento detalhado do contexto hidrogeológico ao longo do traçado é fundamental no âmbito de projetos de infraestrutura linear, como é o caso da LAV, uma vez que a presença de água no subsolo pode comprometer a estabilidade das estruturas de fundação, interferir com escavações ou condicionar a execução de túneis e aterros. A gestão inadequada da drenagem subterrânea está frequentemente associada a instabilidade, assentamentos diferenciais e eventuais atrasos significativos em obra, pelo que a caracterização dos sistemas aquíferos e das condições de fluxo subterrâneo constitui uma etapa crítica no planeamento e conceção das soluções geotécnicas. Assim, no presente enquadramento, proceder-se-á à descrição dos principais sistemas aquíferos atravessados pela área de estudo (Figura 4.7), numa abordagem que segue uma direção geral de Sul para Norte.

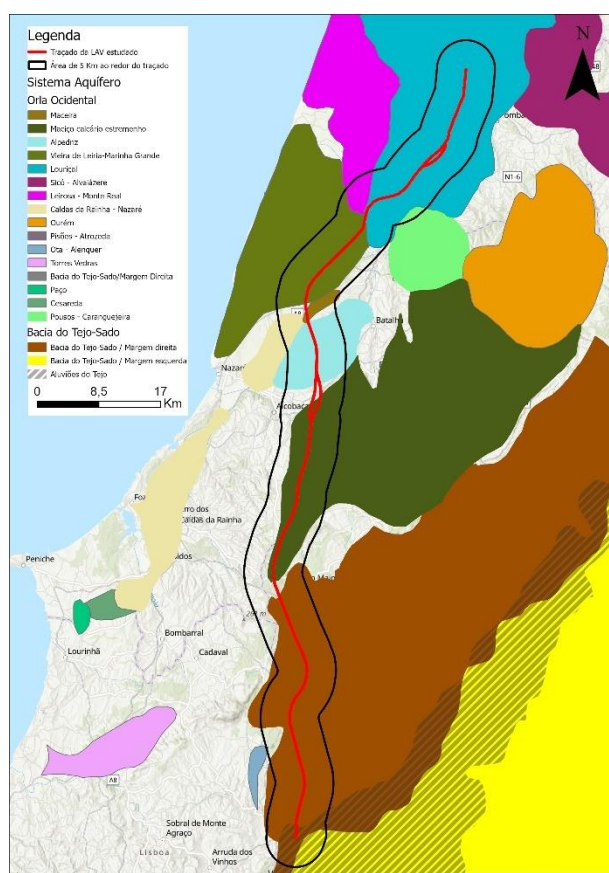


Figura 4.7 - Mapa hidrogeológico da área de estudo (adaptado no software *ArcGIS de SNIRH*).

No trecho Sul do traçado, destaca-se a Unidade Hidrogeológica da Bacia do Tejo-Sado, correspondente a uma vasta bacia sedimentar preenchida por sedimentos terciários e quaternários (Almeida et al., 2000). Esta unidade pode ser subdividida em duas grandes sub-unidades: a Bacia Terciária do Baixo Tejo e a Bacia de Alvalade. No caso da área de estudo, é a Bacia Terciária do Baixo Tejo que assume relevância, uma vez que integra o maior sistema aquífero de Portugal Continental, responsável por assegurar múltiplos abastecimentos urbanos, industriais e agrícolas.

Entre os sistemas aquíferos considerados nesta unidade, destaca-se o da Margem Direita do Tejo, com uma área aproximada de 1629 km². Este sistema é suportado por um conjunto de formações sedimentares que preenchem a bacia terminal do Tejo-Sado, sendo constituído por um aquífero carbonatado, localmente carsificado, porém não muito desenvolvido, e por um aquífero mais profundo em rochas detríticas, ambos predominantemente confinados ou semiconfinados (Almeida et al., 2000). As formações arenito-calcárias apresentam produtividades elevadas, com caudais que variam entre 20 L/s e 50 L/s, embora existam captações que ultrapassam 100 L/s. A recarga faz-se sobretudo por precipitação direta e, em menor

escala, por drenagem de cursos de água superficiais, alguns dos quais recebem descarga a partir do Maciço Calcário Estremenho.

Segundo Almeida et al. (2000), os Arenitos de Ota, uma das formações aquíferas dominantes, podem atingir espessuras de 200 m a 250 m, com registos locais que ultrapassam 360 m. Já os Calcários de Almoester, com espessuras igualmente variáveis, chegam a atingir espessuras de 400 m em sondagens realizadas na região de Vila Chã de Ourique. A permeabilidade apresenta uma tendência decrescente no sentido Norte (a partir de Santarém) e para Oeste.

No que toca ao balanço hídrico, estudos indicam que a recarga efetiva representa entre 15% e 20% da precipitação anual, o que resulta um volume de recarga entre 150 hm³ e 200 hm³ por ano, excluindo a área ocupada pelo sistema aluvionar do Tejo (Almeida et al., 2000).

A Norte da Bacia do Tejo-Sado, o traçado da linha de alta velocidade interseja diversos sistemas aquíferos inseridos na Unidade Hidrogeológica da Orla Ocidental, caracterizada pela predominância de formações calcárias e detríticas, organizadas em sistemas hidroestratigráficos complexos e condicionados tanto pela litologia como pela tectónica, especialmente a salífera (Almeida et al., 2000). A organização sequencial dos sedimentos nesta unidade origina alternâncias verticais de aquíferos, aquíferos e aquíferos, conferindo ao sistema um comportamento multicamada, com escoamentos que variam em função do potencial hidráulico local (geralmente descendente nas zonas de recarga e ascendente nas zonas de descarga).

Do ponto de vista hidrogeológico, distinguem-se nesta unidade dois tipos principais de sistemas aquíferos: os cársicos, suportados por formações carbonatadas (calcários e dolomitos do Jurássico), e os porosos, associados a formações detríticas do Mesozóico e do Terciário. Os sistemas cársicos apresentam elevadas taxas de infiltração (50% a 60% da precipitação), mas possuem uma fraca capacidade de autorregulação e são altamente vulneráveis à contaminação devido à rápida propagação dos poluentes através das estruturas cársicas (op.cit.). Já os sistemas porosos, embora menos relevantes no que diz respeito ao armazenamento, contribuem para a recarga regional e para a regulação local do escoamento subterrâneo.

Entre os diversos sistemas aquíferos da Orla Ocidental destaca-se, pela sua dimensão e importância hidrogeológica, o sistema aquífero do Maciço Calcário Estremenho (MCE). Esta unidade apresenta um grau de carsificação intenso, tendo sido desenvolvido por fases, refletindo os períodos cenozóicos de estabilidade tectónica e permitindo a criação de níveis ou patamares de escoamento subterrâneo. A morfologia cársica superficial é marcada por dolinas, lapíais e, pontualmente, uvalas e algares. O endocarso encontra-se bem desenvolvido, com

galerias e condutas que, por vezes, atingem profundidades superiores a 80 m abaixo do nível das nascentes (Almeida et al., 1996).

A extensão total do sistema aquífero do MCE é cerca de 767,6 km², ultrapassando os limites geomorfológicos do maciço, abrangendo também a Plataforma de Aljubarrota, a Serra de Porto de Mós e as Lombas de Fátima. Este sistema é composto por vários subsistemas, cada um associado a uma ou mais nascentes, sendo a mais importante a nascente dos Olhos de Água do Alviela, com uma descarga média anual de 120 hm³/ano. Outras nascentes relevantes incluem a do Rio Almonda (80–100 hm³/ano) e a do Rio Lis (60–70 hm³/ano). A drenagem superficial é praticamente inexistente, o que reflete uma rede bem conectada de condutas e galerias no subsolo, que capta e conduz eficazmente a água (Almeida et al., 2000).

A transmissividade estimada para este sistema apresenta uma grande variabilidade, oscilando entre 1 m²/dia e 4800 m²/dia, valor típico de aquíferos cársicos com redes de drenagem subterrânea bem organizadas. Os recursos hídricos renováveis anuais são estimados entre 300 hm³ e 350 hm³, dos quais cerca de 275 hm³ são escoados pelas três nascentes principais, enquanto o restante é distribuído por outras nascentes temporárias, que se ativam apenas durante períodos húmidos (Almeida et al., 1996).

A Norte do Maciço Calcário Estremenho, e em continuidade com a Orla Ocidental, identificam-se diversos sistemas aquíferos sedimentares e cársicos de menor dimensão, mas ainda relevantes para o enquadramento hidrogeológico regional. Entre estes destaca-se o sistema aquífero de Alpedriz, associado ao Sinclinal de Alpedriz-Porto Carro. Este complexo é composto por alternâncias de arenitos argilosos e conglomeráticos do Cretácico, com espessuras que podem ultrapassar 250 m. Trata-se de um sistema multicamada, maioritariamente confinado, onde se verifica artesianismo em algumas captações. Os aquíferos mais produtivos são os que atingem o nível inferior, com caudais superiores a 10 L/s em furos com profundidade superior a 150 metros. A transmissividade estimada varia entre 4 m²/dia e 156 m²/dia, com valores médios da ordem de 39 m²/dia, e os recursos hídricos renováveis foram avaliados em cerca de 2 hm³/ano (Almeida et al., 2000).

A Norte deste, encontra-se o sistema aquífero de Maceira, sustentado por calcários jurássicos do Lias e Dogger, maioritariamente do Bajociano. Trata-se de um sistema cársico de pequena extensão (cerca de 5 km²), associado ao Anticlinal Diapírico de Maceira. A recarga faz-se por infiltração direta nos afloramentos calcários e, embora não existam exurgências conhecidas, a presença de tufos quaternários na zona da Lameira sugere antigos pontos de descarga. Os valores de transmissividade situam-se entre 150 m²/dia e 350 m²/dia, com caudais variáveis entre 2,2 L/s e 17,8 L/s (op.cit).

Mais próximo do litoral, destaca-se o sistema aquífero de Vieira de Leiria–Marinha Grande, de natureza porosa e multicamada, estendendo-se por cerca de 320 km². Este sistema é sustentado por depósitos de areias de duna, formações plio-plistocénicas e miocénicas, bem como por camadas cretácicas e paleogénicas. As camadas mais profundas são frequentemente confinadas, apresentando níveis piezométricos superiores à cota do terreno. A recarga faz-se sobretudo nas zonas mais elevadas a leste, por infiltração direta e por drenagem ao longo de cursos de água influentes. A escassez de dados quantitativos limita a caracterização detalhada da produtividade e transmissividade deste sistema, embora a sua importância local seja reconhecida (*op.cit*).

Por fim, destaca-se o sistema aquífero de Louriçal, de grande extensão e complexidade estrutural, que se desenvolve numa bacia preenchida por formações datadas do Cretácico ao Quaternário. Este sistema é composto por três subsistemas principais. O subsistema cretácico é de natureza porosa, multicamada e parcialmente confinado, com transmissividades entre 86 m²/dia e 1007 m²/dia. O subsistema miocénico, caracterizado por alternância de camadas com permeabilidade variável, funciona como um sistema semiconfinado, com caudais específicos geralmente inferiores a 1 L/s.m e recursos renováveis estimados entre 30 hm³/ano e 45 hm³/ano (Almeida et al., 2000). Por sua vez, o subsistema plio-quaternário compreende uma unidade superior freática pouco espessa e uma unidade inferior semiconfinada com espessura de até 50 m. A recarga, essencialmente por infiltração direta, contribui com cerca de 220 mm/ano, dos quais 100 mm/ano são transmitidos por drenagem para o Miocénico, resultando em recursos efetivamente disponíveis da ordem de 25 hm³/ano (Almeida et al., 2000).

5 CAMPANHA DE PROSPEÇÃO DA 2ª FASE DA LAV - LOTE C

5.1 Enquadramento geral

A caracterização geotécnica da área a atravessar pelo traçado constitui um passo essencial para a compreensão das condições do solo e do maciço rochoso ao longo do traçado previsto para o Lote C da segunda fase da LAV Porto–Lisboa, mais especificamente entre Soure e o Carregado. Como referido no Capítulo 3, o conhecimento detalhado do subsolo é determinante para o planeamento e dimensionamento das diversas infraestruturas associadas ao projeto, nomeadamente zonas de aterros, escavações, pontes, viadutos, passagens hidráulicas e túneis.

A presente campanha de prospeção geotécnica insere-se no âmbito do Plano de Prospeção Geotécnica (PPG) definido pela Infraestruturas de Portugal SA (IP), com o objetivo de complementar os dados já existentes no Estudo Prévio anteriormente elaborado em 2007 pela ex-RAVE (Rede Ferroviária de Alta Velocidade). Desde então, o projeto sofreu algumas modificações onde foram analisadas algumas soluções de traçado alternativas - Figura 5.1.

Essas alterações implicaram a inclusão de zonas anteriormente não estudadas ou com dados geotécnicos pouco representativos, uma vez que se intersejam terrenos fora do traçado original ou sujeitos a novas tipologias de obra. Esta realidade motivou a necessidade de uma campanha adicional, mais abrangente e direcionada para as exigências do projeto atualizado e que permitirá apoiar decisões técnicas relativas à geometria da plataforma, ao dimensionamento das infraestruturas e à adoção de eventuais medidas de reforço ou melhoramento de solos.

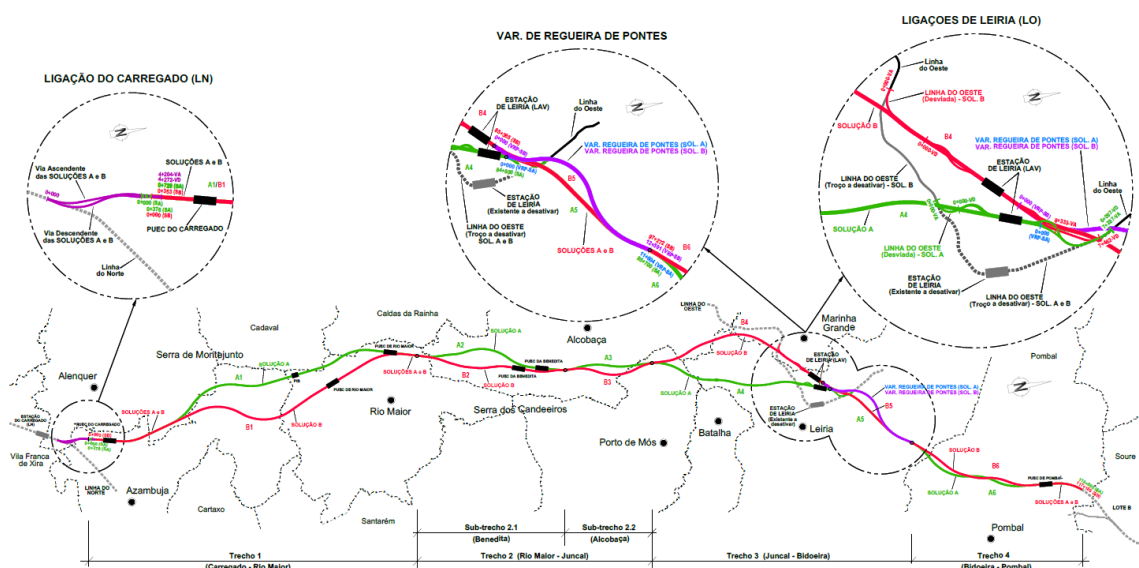


Figura 5.1 - Esquema das alternativas de traçado do Lote C (Infraestruturas de Portugal SA, 2024).

O conjunto de trabalhos de prospeção visa, assim, colmatar lacunas de conhecimento geológico-geotécnico identificadas ao longo do novo traçado, fornecendo dados fiáveis para a caracterização das condições de fundação e para a definição da solução mais económica e estruturalmente eficiente. Esta nova campanha permitirá apoiar decisões técnicas fundamentais relativas à geometria da plataforma, ao dimensionamento das infraestruturas e à eventual necessidade de medidas de reforço ou melhoramento de solos. Os trabalhos de prospeção abrangem a área onde se prevê a construção da futura linha de alta velocidade, dividida em quatro trechos: Trecho 1 (Carregado–Rio Maior), Trecho 2 (Rio Maior–Juncal) com dois sub-treços (Trecho 2.1 -Benedita e Trecho 2.2 - Alcobaça), Trecho 3 (Juncal–Bidoeira) e Trecho 4 (Bidoeira–Pombal). Em cada troço foram consideradas duas variantes/soluções, designadas A e B, algumas das quais já anteriormente estudadas pela ex-RAVE. Nesta campanha foi analisada a variante B nos troços 1, 2.1 e 3, enquanto nos troços 2.2 e 4 foram estudadas ambas as variantes.

A escolha final da solução de traçado dependerá, em grande medida, dos resultados obtidos nesta campanha, que será determinante para avaliar a viabilidade técnica de cada alternativa, que serão discutidos e analisados nas secções seguintes.

Aquando da elaboração desta dissertação, determinados elementos pertencentes à Infraestruturas de Portugal SA (IP) não se encontram disponíveis ao público. Por esse motivo, e em respeito pelas restrições de divulgação, a apresentação dos trabalhos de prospeção executados será feita apenas de forma geral e macroscópica, sem referência à sua localização exata nem a outros detalhes considerados confidenciais.

5.2 Campanha de prospeção

5.2.1 Objetivos

Dada a extensão do traçado e a diversidade litológica atravessada, tornava-se essencial a realização de um conjunto abrangente de ensaios que permitissem caracterizar os diferentes materiais presentes e antecipar eventuais desafios geotécnicos que pudessem comprometer a estabilidade e o desempenho da ferrovia a curto, médio e longo prazo.

O principal objetivo desta prospeção foi obter um conhecimento detalhado das condições geológicas e geotécnicas ao longo do percurso, complementando as informações previamente disponíveis a partir da investigação de campo e da análise das cartas geológicas e respectivas notícias explicativas. Estes dados são essenciais para o dimensionamento de obras de arte, fundações, taludes, aterros e eventuais obras de suporte. Para tal, foi necessário caracterizar os solos e maciços rochosos no que toca à sua composição, estrutura, resistência e deformabilidade, bem como identificar zonas de instabilidade, como solos compressíveis, cavidades cársticas ou zonas de falhas geológicas que pudessem afetar a integridade da futura ferrovia.

De forma mais específica, a campanha de prospeção teve por objetivos:

- Definir a estratigrafia da área de estudo, identificando as principais unidades geológicas ao longo do traçado e a sua transição entre as diferentes formações;
- Avaliar a compacidade e consistência dos solos, identificando possíveis zonas de baixa capacidade de carga que possam exigir medidas de melhoramento do terreno;
- Identificar descontinuidades e feições estruturais relevantes, como falhas, fraturas ou níveis de alteração nas rochas, que possam condicionar a escavação, a estabilidade de taludes ou o comportamento dos maciços rochosos sob cargas dinâmicas;
- Caracterizar a variabilidade espacial dos solos e rochas, permitindo uma futura subdivisão da área em unidades geotécnicas homogêneas e fornecendo um suporte técnico para o desenvolvimento de futuros zonamentos geotécnicos, de maneira a classificar as diferentes áreas com base nas suas propriedades geomecânicas e prever o seu comportamento face às exigências da infraestrutura ferroviária.

A diversidade dos objetivos exigiu a aplicação de diferentes técnicas de investigação, combinando métodos indiretos, como os ensaios geofísicos, que possibilitaram a obtenção de perfis contínuos das propriedades físicas do subsolo, com os métodos diretos, como as sondagens geotécnicas, que permitiram a recolha de amostras para ensaios laboratoriais e a realização de ensaios in situ. Desta forma, foi possível garantir uma abordagem abrangente e complementar da caracterização geotécnica do meio geológico, assegurando que as soluções adotadas nesta

fase do projeto são adequadas às reais condições do terreno e definir zonas de incerteza para serem avaliadas na fase de estudo seguinte.

A campanha de prospeção geotécnica compreendeu a realização dos seguintes trabalhos conforme a Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Trabalhos realizados no PPG e as correspondentes quantidades.

Trabalhos de prospeção	Quantidade (unidades)
Perfis sísmicos de refração	43
Perfis de resistividade elétrica	13
Ensaio com DSSH	92
Sondagens carotadas	142
Ensaio com CPTu	8

Nos subcapítulos seguintes, serão detalhados os diferentes ensaios realizados no âmbito da campanha de prospeção, apresentando-se os princípios teóricos de cada método, os procedimentos adotados no projeto e a sua distribuição ao longo do traçado.

5.2.2 Perfis sísmicos de refração

Foram realizados, ao todo, 43 perfis sísmicos de refração e tiveram como principal objetivo caracterizar a escavabilidade dos terrenos ao longo do traçado, em particular em zonas onde estão previstas escavações de maior profundidade, ou a execução de túneis, estando previstos a execução de pelo menos 6 túneis nesta fase. Este método geofísico já foi abordado no Capítulo 3.

Sempre que possível, os perfis sísmicos foram implantados de modo a poderem ser associados a sondagens à rotação com amostragem contínua, cruzando informação entre ambos os trabalhos e complementar a informação geológica e geotécnica obtida. Os perfis realizados apresentam um comprimento base entre 75 e 120 m, em regra com 24 geofones equidistantes de 5 m e cinco pontos de impacto distribuídos ao longo do alinhamento. A aquisição dos dados foi feita com recurso a sismógrafo, e os registos permitiram processar as respetivas tomografias utilizando o software *RAYFRAC*.

Na tabela 5.2, estão sintetizados os perfis sísmicos realizados e os respetivos comprimentos.

Tabela 5.2 - Dados dos ensaios de refração sísmica realizados.

Perfil sísmico de refração	Troço	Comprimento (m)	Unidade Litoestratigráfica
PS001C	1	120	M _O
PS002C	1	120	M _O
PS003C	1	100	M _O
PS004C	1	120	M _O
PS005C	1	120	M _O
PS006C	2.1	120	J ² _O
PS007C	2.1	100	J ³
PS008C	2.1	75	J ³
PS009C	2.2	100	J ³
PS010C	2.2	100	J ³
PS011C	2.2	120	C ¹ _A
PS012C	3	120	Φ _B
PS013C	3	120	P _P
PS014C	3	120	Φ _{BS}
PS015C	3	120	Φ _{BS}
PS016C	3	120	P _P
PS017C	3	120	P _P
PS018C	3	120	P _P
PS019C	3	120	P _P
PS020C	4	120	P _P
PS021C	4	120	P _P
PS022C	4	120	P _P
PS023C	4	120	P _P
PS024C	4	120	P _P
PS025C	4	120	P _P
PS026C	4	120	P _P
PS027C	4	84	P _P
PS028C	4	100	P _P
PS029C	4	75	P _P
PS030C	4	75	P _P
PS031C	4	120	P _P
PS032C	4	120	P _P
PS033C	4	120	P _P
PS034C	2.2	84	p ^E
PS035C	2.2	75	J ³
PS036C	2.2	120	J ³
PS037C	4	120	P _P

Perfil sísmico de refração	Troço	Comprimento (m)	Unidade Litoestratigráfica
PS038C	4	120	P _P
PS039C	4	120	P _P
PS040C	4	120	P _P
PS041C	3	120	Φ_{BS}
PS042C	3	120	Φ_{BS}
PS043C	3	120	P _P

5.2.3 Perfis de resistividade elétrica

Com o intuito de complementar a caracterização geotécnica em profundidade ao longo do traçado, especialmente em zonas onde se prevê a escavação de túneis em maciço calcário, foram realizados 13 perfis de resistividade elétrica. Esta técnica é adequada para o reconhecimento indireto das formações carbonatadas do Jurássico presentes na região da Serra dos Candeeiros, onde se encontram calcários fraturados e/ou com determinado nível de carsificação, cuja heterogeneidade estrutural e hidrogeológica pode ter um impacto significativo no comportamento do terreno em obra, daí terem sido preferencialmente realizados no setor onde predomina o maciço calcário. O objetivo passa por identificar zonas de resistividade baixa que possam corresponder a vazios, cavidades ou zonas intensamente fraturadas, e identificar níveis com maior saturação de água. Estes dados serão posteriormente integrados com os restantes métodos de prospeção, indireta e direta, em particular com as sondagens e os perfis sísmicos de refração, com vista a completar a interpretação geotécnica nos locais onde foi aplicado.

Na Tabela 5.3 apresentam-se os principais dados recolhidos.

Tabela 5.3 - Dados dos ensaios geofísicos de resistividade elétrica realizados.

Perfil de resistividade elétrica	Troço	Comprimento (m)	Uni. Litoestratigráfica
PR001	2.1	195	J ² _O
PR002	2.1	195	J ³
PR003	2.1	195	J ³
PR004	2.1	195	J ³
PR005	2.1	195	J ³
PR006	2.1	195	J ³
PR007	2.1	195	J ³

Perfil de resistividade elétrica	Troço	Comprimento (m)	Uni. Litoestratigráfica
PR008	2.2	195	J ³
PR009	2.2	115	J ³ _G
PR010	2.2	195	C ¹ _A
PR011	2.2	195	C ²
PR012	2.2	195	P _E
PR013	2.2	195	C ¹ _A

5.2.4 Sondagens mecânicas

A execução das sondagens geotécnicas revelou-se fundamental para obter informação em profundidade nas zonas onde se preveem soluções de elevada complexidade estrutural, como é o caso de túneis, viadutos e escavações ou aterros significativos (mais de 8 m de altura). Em diversos locais do traçado, a informação pré-existente proveniente de campanhas passadas era escassa, tornando os dados já recolhidos pouco representativos para as soluções em análise. Assim, a presente campanha teve como prioridade colmatar essas lacunas, permitindo obter uma caracterização geológica e geotécnica mais ajustada à realidade do novo traçado da LAV.

No total, realizaram-se 142 sondagens verticais e 8 sondagens inclinadas, onde a mais curta atingiu os 10,05 m de profundidade em terrenos da unidade "Grés superiores com restos de vegetais e dinossauros" (J³_G) e a mais longa os 45 m em terrenos provenientes da unidade "Depósitos arenosos da Estremadura" (P_E). A localização foi planeada em função da tipologia da infraestrutura onde, para os locais onde se planeia projetar túneis, a estratégia adotada passou pela marcação de, pelo menos, duas sondagens (uma por emboquilhamento) em túneis com extensão entre 100 m e 250 m, e três ou mais sondagens nos casos com uma extensão superior sendo, sempre que possível, complementadas com perfis sísmicos. No caso de pontes e viadutos, foi realizada pelo menos uma sondagem por encontro, podendo este número sofrer alterações conforme a complexidade geotécnica. Para escavações com alturas superiores a 15 m, foi prevista a execução de pelo menos uma sondagem (frequentemente associada a perfis sísmicos) com vista à estimativa da escavabilidade. Nos aterros, a realização de sondagens foi priorizada sempre que as alturas ultrapassavam 10 m, ou quando as condições de fundação eram potencialmente desfavoráveis.

Todas as sondagens foram, regra geral, executadas na vertical, exceto em casos pontuais, associados à caracterização de maciços calcários com estratificação inclinada, principalmente nos locais onde é previsto executar túneis, mais precisamente nos emboquilhamentos, onde se previu a necessidade de furos inclinados a cerca de 20° com a vertical. Os trabalhos de furação contemplaram a recolha contínua de amostras, tanto em solo como em rocha, recorrendo a amostradores de parede dupla com coroas de prismas ou diamantadas, com diâmetro de Ø86 mm. Sempre que necessário, os furos foram revestidos com camisa metálica, de forma a garantir a estabilidade das paredes do furo, facilitando o avanço da perfuração e assegurando uma maior fiabilidade nos ensaios realizados no seu interior.

As amostras recolhidas foram acondicionadas em caixas rígidas de material plástico compartimentado, devidamente organizadas segundo a sua profundidade. Cada caixa foi referenciada com as cotas de início e fim das manobras correspondentes, de modo a facilitar a observação e a posterior análise. Para cada sondagem, foi elaborado um registo com os elementos descritos no Capítulo 3 e quaisquer outras observações relevantes, conforme previsto no Caderno de Encargos.

Nenhum dos furos de sondagem foi aproveitado para instalar piezómetros.

Na Tabela 5.4 encontram-se sintetizados os principais dados obtidos nas sondagens realizadas ao longo do troço em estudo. São indicados, para cada sondagem, a situação geotécnica associada (aterro, escavação, obra de arte especial - OAE, túnel, etc.), o comprimento total atingido pela perfuração, a espessura das formações de solo e de rocha atravessadas, bem como a litologia predominante observada.

Tabela 5.4 - Dados da campanha de sondagens realizada.

Sondagem	Situação	Comprimento (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Ensaio SPT	Unidades lito-estratigráficas
SV001C	OAE	34,5	34,5	--	23	a; M ₀
SV002C	OAE	33	33	--	22	a; M ₀
SV003C	OAE	36	36	--	24	a; M ₀
SV004C	OAE	36	36	--	24	a; M ₀
SV005C	OAE	39	39	--	26	a; M ₀
SV006C	OAE	36	36	--	24	a; M ₀
SV007C	OAE	34,5	34,5	--	23	a; M ₀
SV008C	OAE	36	36	--	24	a; M ₀
SV009C	OAE	15	15	--	10	a; M ₀
SV010C	Escavação	31,5	31,5	--	21	M ₀
SV011C	Escavação	31,5	31,5	--	21	M ₀

Sondagem	Situação	Comprimento (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Ensaio SPT	Unidades lito-estratigráficas
SV012C	Escavação	15	15	--	10	M _O
SV013C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV014C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV015C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV016C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV017C	Escavação	21	21	--	14	M _O
SV018C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV019C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV020C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV021C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV022C	Aterro	15	15	--	10	M _O
SV023C	Não autorizado					
SV024C	Não autorizado					
SV025C	Aterro	18	18	--	12	M _O
SV026C	Aterro/OAE	10,5	10,5	--	7	M _O
SV027C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV028C	Escavação	31,5	31,5	--	21	M _O
SV029C	Aterro	21	21	--	14	M _O
SV030C	Aterro/OAE	15	15	--	10	M _O
SV031C	Escavação	31,5	6	25,5	5	J ² _O
SV032C	Aterro/OAE	24	22,6	1,4	16	J ² _O
SV033C	Aterro/OAE	21	0,5	20,5	1	J ³
SV034C	Escavação	27	16,5	10,5	10	J ³
SV035C	Aterro/OAE	15	0,7	14,3	0	J ³
SV036C	Aterro/OAE	16,5	16,5	-	11	J ³
SV037C	Aterro/OAE	15	4	11	2	J ³
SV038C	Aterro/OAE	15,6	9	6,6	6	J ³
SV039C	Túnel	29,3	3	26,3	0	J ³
SV040C	Túnel	36	4,75	31,25	3	J ³
SV041C	Escavação e Túnel	16,2	1	15,2	0	J ³
SV042C	Aterro	20,4	4,5	15,9	2	J ³
SV043C	Escavação	34,5	6,6	27,9	3	J ³
SV044C	Aterro/OAE	18,25	2	16,25	0	J ³
SV045C	Aterro/OAE	18	1,65	16,35	0	J ³
SV046C	Aterro/OAE	21	18,65	2,35	14	J ³
SV047C	Escavação	16,5	1,4	15,1	0	J ³
SV048C	Aterro/OAE	15,4	4,1	11,3	1	J ³

Sondagem	Situação	Comprimento (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Ensaio SPT	Unidades lito-estratigráficas
SV049C	Aterro/OAE	15	1,15	13,85	0	J ³
SV050C	Aterro/OAE	15	6,5	8,5	3	J ³
SV051C	Aterro/OAE	16,5	8,6	7,9	4	J ³
SV052C	Aterro/OAE	15	0,3	14,7	0	J ³
SI053C	Túnel	28,5	21	7,5	0	J ³ _G
SV054C	Túnel	45	34,75	10,25	23	P _E
SV055C	Túnel	39	27,95	11,05	19	J ³ _G
SV056C	Túnel	23,5	20,53	2,97	0	J ³ _G
SV057C	Escavação	32,5	32,5	--	22	C ¹ _A
SI058C	Escavação e Túnel	22,5	22,5	--	0	C ¹ _A
SV059C	Túnel	33	12	21	12	C ²
SI060C	Escavação e Túnel	23,2	16,65	6,55	0	C ²
SV061C	Aterro	16,5	12,8	3,7	10	Φ _B
SV062C	Escavação	27	27	--	18	Φ _B
SV063C	Aterro/OAE	15	15	--	10	Φ _B
SV064C	Aterro/OAE	18	18	--	12	P _E
SV065C	Aterro/OAE	16,5	16,5	--	11	P _E
SV066C	Aterro/OAE	15	1,8	13,2	1	J ² _O
SV067C	Aterro/OAE	15	15	--	10	J ² _O
SV068C	Aterro/OAE	15	15	--	10	C ¹ _A /C ²
SV069C	Escavação e Túnel	19,5	19,5	--	13	Φ _{BS}
SV070C	Escavação e Túnel	19,5	19,5	--	13	Φ _{BS}
SV071C	Aterro/OAE	25	17,5	7,5	11	Φ _{BS}
SV072C	Aterro/OAE	25	17,5	7,5	11	Φ _{BS}
SV073C	Aterro/OAE	19,5	19,5	--	13	Φ _{BS}
SV074C	OAE	19,5	19,5	--	13	Φ _{BS}
SV075C	Aterro/OAE	18	18		12	Φ _{BS}
SV076C	Aterro	16,5	16,5	--	11	Φ _{BS}
SV077C	Aterro/OAE	15	15	--	10	Φ _{BS}
SV078C	OAE	18	18	--	12	Φ _{BS}
SV079C	Não autorizado					
SV080C	OAE	13,5	13,5	--	9	Φ _{BS}
SV081C	OAE	15	15	--	10	Φ _{BS}
SV082C	Aterro	15	15	--	10	Φ _{BS}

Sondagem	Situação	Comprimento (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Ensaio SPT	Unidades lito-estratigráficas
SV083C	Escavação	28,5	28,5	--	19	P _p
SV084C	Escavação/OAE	22,5	22,5	--	15	P _p
SV085C	OAE	18	18	--	12	P _p
SV086C	OAE	21	21	--	14	P _p
SV087C	OAE	25,5	25,5	--	17	α; P _p / Φ _{BS}
SV088C	OAE	27	27	--	18	α; P _p / Φ _{BS}
SV089C	OAE	20	20	--	17	Φ _{BS}
SV090C	OAE	16,5	16,5	--	11	Q; Φ _{BS}
SV091C	Aterro/OAE	24	24	--	16	Φ _{BS}
SV092C	Escavação	27	27	--	18	P _p
SV093	Aterro/OAE	15	15	--	10	Φ _{BS}
SV094	Aterro/OAE	19,5	19,5	--	13	P _p
SV095	Escavação	22,5	22,5	--	15	P _p
SV096	Aterro	19,5	19,5	--	13	P _p
SV097	Escavação	21	21	--	14	P _p
SV098	Escavação	21	21	--	14	P _p
SV099	Escavação	21	21	--	14	P _p
SV100	Aterro/OAE	21	21	--	14	P _p
SV101	Escavação e Túnel	22,5	22,5	--	15	P _p
SV102	Escavação e Túnel	25,5	25,5	--	17	P _p
SV103	Escavação	23	23	--	16	P _p
SV104	Aterro/OAE	15	15	--	10	P _p
SV105	Aterro/OAE	16,5	16,5	--	11	P _p
SV106	Aterro/OAE	24	24	--	16	P _p
SV107	Escavação	24	24	--	16	P _p
SV108	Escavação	22	22	--	15	P _p
SV109	Aterro/OAE	15	15	--	10	P _p
SV110	Aterro/OAE	15	15	--	10	P _p
SV111	Aterro/OAE	27	27	--	18	P _p
SV112	Escavação e Túnel	24	24	--	16	P _p
SV113	Túnel	36	36	--	24	P _p
SV114	Escavação e Túnel	21	21	--	14	P _p
SV115	Aterro/OAE	15	15	--	10	P _p
SV116	OAE	15	15	--	10	P _p

Sondagem	Situação	Comprimento (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Ensaio SPT	Unidades lito-estratigráficas
SV117	Escavação e Túnel	20,5	20,5	--	14	P _p
SV118	Túnel	35	35	--	23	P _p
SV119C	Não autorizado					
SV120	Aterro	15	15	--	10	P _p
SV121	Escavação	43	43	--	29	P _p
SV122	Escavação	15,1	0,1	15	0	P _p
SV123	Aterro/OAE	15,1	0,1	15	0	J ³
SV124	Aterro/OAE	15	0,1	14,9	0	J ³
SV125	Aterro	10,05	2,05	8	1	J ³
SV126	Aterro/OAE	15,3	9	6,3	6	J ³
SV127	Aterro/OAE	15	7,55	7,45	3	J ³ _G
SV128	Escavação e Túnel	22,5	17,7	4,8	0	P _E
SV129	Túnel	31,5	15,3	16,2	9	P _E
SV130	Túnel	31,5	28,15	3,35	19	J ³ _G
SV131	Escavação e Túnel	24	18,65	5,35	0	J ³ _G
SV132	Escavação	35,5	35,5	--	24	J ³ _G
SV133	Escavação e Túnel	16,5	16,5	--	11	P _p
SV134	Escavação e Túnel	19,5	19,5	--	13	P _p
SV135	Aterro/OAE	21	21	--	14	P _p
SV136	Aterro/OAE	18	18	--	12	P _p
SV137	Escavação	28,5	28,5	--	19	P _p
SV138	Aterro/OAE					P _p
SV139	Aterro/OAE	30	30	--	20	P _p
SV140	Escavação	28,5	28,5	--	19	P _p
SV141	Escavação	31	31	--	21	P _p
SV142	Aterro	15	15	--	10	P _p
SV143	Aterro/OAE	15	15	--	10	P _p
SV144	Aterro/OAE	18	18	--	12	P _p
SV145	Aterro/OAE	31,5	31,5	--	21	P _p
SV146	Escavação	27	27	--	18	P _p
SV147	Escavação	21	21	--	14	P _p
SV148	Não autorizado					
SV149	Aterro/OAE	18	18	--	12	Φ _{BS}

Sondagem	Situação	Comprimento (m)	Solo (m)	Rocha (m)	Ensaio SPT	Unidades lito-estratigráficas
SV150	Escavação e Túnel	15	15	--	10	Φ_{BS}
SV151	Escavação e Túnel	15	15	--	10	Φ_{BS}
SV152	Escavação	24	24	--	16	Φ_{BS}
SV153	Escavação	27	27	--	18	P_P
SV154	Aterro/OAE	18	18	--	12	$Q_i; P_P$
SV155	Aterro/OAE	18	18	--	12	$Q_i; P_P$

5.2.5 Ensaio com penetrómetro dinâmico super-pesado

Foram realizados 92 ensaios DPSH com o objetivo de avaliar a resistência dinâmica dos terrenos *in situ*, alguns em zonas aluvionares, permitindo obter um perfil vertical contínuo da capacidade de suporte das camadas ensaiadas. Este ensaio foi descrito no Capítulo 3.

A aplicação do DPSH teve como objetivo na presente campanha avaliar as condições preliminares de fundação das zonas onde estão planeadas a construção de pontes e viadutos, complementando com a informação proveniente das sondagens, especialmente nas baixas aluvionares. Foi também executado em zonas em aterros, com altura elevada ou implantados sobre fundações desfavoráveis, bem como para caracterizar a espessura e resistência de aluviões e terraços fluviais com desenvolvimento vertical intermédio.

Os ensaios DPSH foram conduzidos, na maioria, até à profundidade de 10 m podendo atingir até cerca de 30 m nas travessias de grandes aluvionares com solos moles. O critério de paragem adotado corresponde ao ponto em que se atinge a "nega", como no ponto 3.5.2.

Na Tabela 5.5 estão representados os principais dados recolhidos com o ensaio.

Tabela 5.5 - Dados dos ensaios DPSH realizados.

Ensaio nº	Troço	Profundidade (m)	Unidade litoestratigráfica
DPSH 001C	1	11,8	M_o
DPSH 002C	1	3,09	M_o
DPSH 003C	1	8,76	M_o
DPSH 004C	1	6,90	M_o
DPSH 005C	1	3,84	M_o
DPSH 006C	1	3,70	M_o
DPSH 007C	1	17,06	M_o
DPSH 008C	1	6,08	M_o

Ensaio nº	Troço	Profundidade (m)	Unidade litoestratigráfica
DPSH 009C	1	8,53	M ₀
DPSH 010C	1	4,08	M ₀
DPSH 011C	Não autorizado		
DPSH 012C	1	5,06	M ₀
DPSH 013C	1	5,63	M ₀
DPSH 014C	1	3,36	M ₀
DPSH 015C	1	3,22	M ₀
DPSH 016C	Não autorizado		
DPSH 017C	Não autorizado		
DPSH 018C	1	6,36	M ₀
DPSH 019C	1	4,27	M ₀
DPSH 020C	1	7,58	M ₀
DPSH 021C	1	9,18	M ₀
DPSH 022C	1	6,26	M ₀
DPSH 023C	1	4,66	M ₀
DPSH 024C	1	10,56	M ₀
DPSH 025C	1	14,78	M ₀
DPSH 026C	1	19,34	M ₀
DPSH 027C	1	13,48	M ₀
DPSH 028C	1	5,14	M ₀
DPSH 029C	1	3,18	M ₀
DPSH 030C	1	4,33	M ₀
DPSH 031C	1	9,07	M ₀
DPSH 032C	1	14,44	M ₀
DPSH 033C	1	12,38	M ₀
DPSH 034C	2.1	11,61	J ² ₀
DPSH 035C	2.1	18,52	J ² ₀
DPSH 036C	2.1	9,12	P _E /J ³
DPSH 037C	2.1	2,46	J ³
DPSH 038C	2.1	1,76	J ³
DPSH 039C	2.1	3,56	J ³
DPSH 040C	2.1	4,74	J ³
DPSH 041C	2.1	8,02	J ³
DPSH 042C	2.1	14,23	P _E /J ³
DPSH 043C	2.1	4,02	J ³
DPSH 044C	2.1	10,44	J ³
DPSH 045C	2.1	2,58	J ³
DPSH 046C	2.2	1,66	J ³
DPSH 047C	2.2	1,42	J ³

Ensaio nº	Troço	Profundidade (m)	Unidade litoestratigráfica
DPSH 048C	2.2	1,45	J ³
DPSH 049C	2.2	5,24	C ¹ _A
DPSH 050C	2.2	4,75	C ¹ _A
DPSH 051C	3	14,30	Φ _B
DPSH 052C	3	7,19	P _P
DPSH 053C	3	5,68	P _P
DPSH 054C	3	8,14	P _P
DPSH 055C	3	6,18	Φ _{BS}
DPSH 056C	3	10,78	P _P
DPSH 057C	3	6,1	Φ _{BS}
DPSH 058C	3	4,69	Φ _{BS}
DPSH 059C	3	9,38	Φ _{BS}
DPSH 060C	3	10,12	Φ _{BS}
DPSH 061C	3	3,78	P _P
DPSH 062C	3	6,48	P _P
DPSH 063C	3	6,78	P _P
DPSH 064C	3	8,39	P _P
DPSH 065C	4	20,79	Φ _{BS}
DPSH 066C	4	7,48	P _P
DPSH 067C	4	10,3	P _P
DPSH 068C	4	7,58	M _A
DPSH 069C	4	12,9	M _A
DPSH 070C	4	13,62	P _P
DPSH 071C	4	19,16	P _P
DPSH 072C	4	17,09	P _P
DPSH 073C	4	13,59	P _P
DPSH 074C	4	18,79	P _P
DPSH 075C	4	17,54	P _P
DPSH 076C	4	15,92	P _P
DPSH 077C	4	13,68	P _P
DPSH 078C	4	12,79	P _P
DPSH 079C	4	3,44	Φ _{BS}
DPSH 080C	2.2	4,5	J ³
DPSH 081C	2.2	1,16	J ³
DPSH 082C	2.2	2,62	C ¹ _A
DPSH 083C	2.2	6,56	C ¹ _A
DPSH 084C	2.2	4,69	C ¹ _A
DPSH 085C	4	8,54	Φ _{BS}
DPSH 086C	4	9,3	Φ _{BS}

Ensaio nº	Troço	Profundidade (m)	Unidade litoestratigráfica
DPSH 087C	4	10,18	P _p
DPSH 088C	4	9,79	P _p
DPSH 089C	4	14,58	P _p
DPSH 090C	4	23,10	P _p
DPSH 091C	4	22,49	P _p
DPSH 092C	4	17,18	P _p
DPSH 093C	4	16,36	P _p
DPSH 094C	4	16,38	P _p
DPSH 095C	4	22,92	P _p

5.2.6 Ensaios com CPTu

Foram realizados oito ensaios CPTu, quatro na região de Alenquer e quatro no Vale do Rio Lis. Estes ensaios (descritos no Capítulo 3) tiveram como objetivo caracterizar em detalhe os terrenos atravessados nas grandes travessias aluvionares, com especial destaque para as zonas previstas nas ligações do Carregado e no Vale do Rio Lis, rio este que possui uma bacia hidrográfica com uma área de aproximadamente 850 km² (Administração da Região Hidrográfica do Centro, I. P., 2012). Como resultado, registaram-se, em tempo real, diversos parâmetros essenciais, nomeadamente a resistência de ponta (q_c), a resistência ao atrito lateral (f_s) e a pressão intersticial (U_2).

Adicionalmente, foram também realizados ensaios de dissipação, importantes para estimar o coeficiente de dissipação e, consequentemente, a permeabilidade e o grau de consolidação dos solos finos presentes nas formações aluvionares. Esta informação é essencial no que toca a prever o comportamento a médio-longo prazo dos terrenos de fundação, nomeadamente a facilidade de drenagem e assentamentos diferenciais em fundações diretas ou em aterros sobre solos com estas características e avaliar a suscetibilidade a rotura, no caso de sismos.

Na Tabela 5.6 estão representados os principais dados recolhidos.

Tabela 5.6 - Dados dos ensaios CPTu realizados.

Ensaio nº	Profundidade atingida (m)	Troço
CPTu 001C	21,03	1
CPTu 002C	33,21	1
CPTu 003C	33,06	1
CPTu 004C	31,19	1

Ensaio nº	Profundidade atingida (m)	Troço
CPTu 005C	17,03	3
CPTu 006C	17,80	3
CPTu 007C	11,06	3
CPTu 008C	20,27	3

5.2.7 Ensaios laboratoriais em rocha

Com o objetivo de determinar algumas das principais características geomecânicas das formações atravessadas, foram realizados ensaios laboratoriais em amostras de rocha selecionadas dos tarolos recolhidos nas sondagens. A Tabela 5.7 apresenta, para cada amostra, a profundidade e a localização da colheita, bem como os ensaios laboratoriais realizados. No total, foram selecionadas treze amostras, todas sujeitas a ensaios de resistência à compressão uniaxial - RCU, com determinação complementar do respetivo módulo de deformabilidade - E.

Tabela 5.7 - Dados dos ensaios laboratoriais realizados.

Nº da Amostra	Origem	Troço	Comprimento (m)	Localização	Litologia	RCU (MPa)	E (GPa)
LG573 25	SI039	2.1	19,80-20,05	Túnel - Serra dos Candeeiros	Calcário	42,33	36,8
LG574 25	SV040	2.1	30,15-30,40	Túnel - Serra dos Candeeiros	Calcário	37,41	94,12
LG575 25	SI041	2.1	11,05-11,45	Túnel - Serra dos Candeeiros	Calcário	21,17	60,44
LG576 25	SI053	2.2	15,07-15,50	Túnel - Aljubarrota (SB)	Arenito	38,46	15,55
LG577 25	SI053	2.2	22,60-22,87	Túnel - Aljubarrota (SB)	Marga	17,75	2,93
LG578 25	SV059	2.2	22,54-22,87	Túnel - Juncal	Calcário	35,1	6,92
LG579 25	SV059	2.2	27,50-27,74	Túnel - Juncal	Calcário	29,79	9,62
LG580 25	SI060	2.2	14,10-14,40	Túnel - Juncal	Calcário	12,23	10,08
LG581 25	SI060	2.2	22,50-22,80	Túnel - Juncal	Calcário	29,77	43,55
LG582 25	SV129	2.2	24,78 - 25,12	Túnel - Aljubarrota (SA)	Arenito	8,61	1,09
LG583 25	SV129	2.2	27,94-28,35	Túnel - Aljubarrota (SA)	Argilito	25,76	2,31

Nº da Amostra	Origem	Troço	Comprimento (m)	Localização	Litologia	RCU (MPa)	E (GPa)
LG584 25	SV130	2.2	29,55 -29,92	Túnel - Aljubarrota (SA)	Arenito	23,41	11,5
LG585 25	SV130	2.2	30,83-31,23	Túnel - Aljubarrota (SA)	Marga	9,24	7,14

6 ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1 Troço 1: Carregado – Rio Maior

O primeiro troço estende-se até ao PK 38+504 (solução A) ou PK 38+300 (solução B). A campanha de prospeção realizada neste segmento incluiu a execução de perfis sísmicos de refração, ensaios DPSH, sondagens geotécnicas e ensaios CPTu (Tabela 6.1), tendo como principal objetivo a caracterização geotécnica de zonas destinadas a obras de arte especial (OAE), ou de aterros e em escavação.

Tabela 6.1 - Trabalhos de prospeção realizados no Troço 1 e respetivas quantidades.

Prospeção realizada	Quantidade (un)	Identificação
Perfis sísmicos de refração	5	PS001C a PS005C
Ensaio com DPSH	33	DPSH001C a DPSH033C
Sondagens carotadas	30	SV001C a SV030C
Ensaio com CPTu	4	CPTu001C a CPTu004C

Ao longo deste trecho, os traçados intercetam duas unidades geológicas: os depósitos aluvionares e a unidade miocénica designada por "Areias de Vila Nova da Rainha – Complexo de Ota" (Mo).

A zona aluvionar estende-se desde o Carregado até às proximidades de Vila Nova da Rainha. Com base na análise das sondagens realizadas, as aluviões apresentam espessuras que variam entre 26 m e 31,5 m e, tal como a generalidade das formações superficiais, encontra-se subjacente a uma breve camada de aterro heterogéneo de natureza areno-silto-argiloso. Os materiais aluvionares apresentam essencialmente granulometria fina, destacando-se lodos e argilas lodosas ou siltosas, de tonalidades que oscilam entre o acastanhado e o acinzentado, sendo ainda frequentes intercalações arenosas. Um aspeto característico das aluviões na zona do Carregado é a presença recorrente de níveis de cascalheiras, constituídos por seixos e

calhaus rolados envoltos por uma matriz arenosa, geralmente entre 20 m e 30 m de profundidade.

A unidade miocénica ocorre imediatamente subjacente à camada aluvionar entre o Carregado e Vila Nova da Rainha. A partir deste ponto e até ao final do Troço 1, o topo da unidade miocénica aflora a profundidades superficiais, frequentemente inferiores a 1,5 m, imediatamente abaixo da camada de cobertura areno-silto-argilosa. Do ponto de vista litológico, esta unidade é caracterizada predominantemente por materiais finos, essencialmente argilas, embora também ocorram areias e, mais pontualmente, siltes. Os solos finos apresentam diferentes composições, incluindo argilas siltosas, arenosas e silto-arenosas, com tonalidades que variam entre acastanhado, acinzentado e, pontualmente, avermelhado. As areias, de granulometria fina a grosseira, surgem frequentemente associadas a frações siltosas ou argilosas e, às vezes, intercaladas com níveis de siltes e arenitos. Apesar da predominância dos materiais finos, é bastante comum a presença de níveis arenosos, tanto em profundidade como superficialmente, o que evidencia a significativa variabilidade granulométrica desta unidade.

6.1.1 Perfis sísmicos de refração

Os cinco perfis sísmicos realizados ao longo do Troço Carregado – Rio Maior não evidenciam, de modo geral e como seria de esperar pelos materiais envolvidos, valores elevados de velocidade de propagação das ondas sísmicas P. O perfil PS001C foi o único localizado na zona da aluvião - Figura 6.1, no qual se registaram os piores resultados, onde apenas atingiu velocidades na ordem de 1000 m/s a partir dos 20 m de profundidade e os 1500 m/s por volta dos 33 m. Estes resultados confirmam que a camada de aluvião é bastante espessa justificando velocidades sísmicas tão baixas até uma profundidade elevada.

Nos restantes perfis sísmicos, interpretaram-se velocidades de 1500 m/s até aos 25 m de profundidade, e de 2000 m/s até aos 35 m, destacando-se o perfil PS003C, que apresenta os melhores resultados, apresentando um desenvolvimento mais rápido dos valores das velocidades sísmicas com o acréscimo da profundidade. Todos os perfis apenas atingiram profundidades na ordem dos 40 m.

O perfil PS005C foi o único que não atingiu velocidades da ordem dos 2000 m/s, embora tenha ficado próximo desse valor, porém foi o perfil menos extenso.

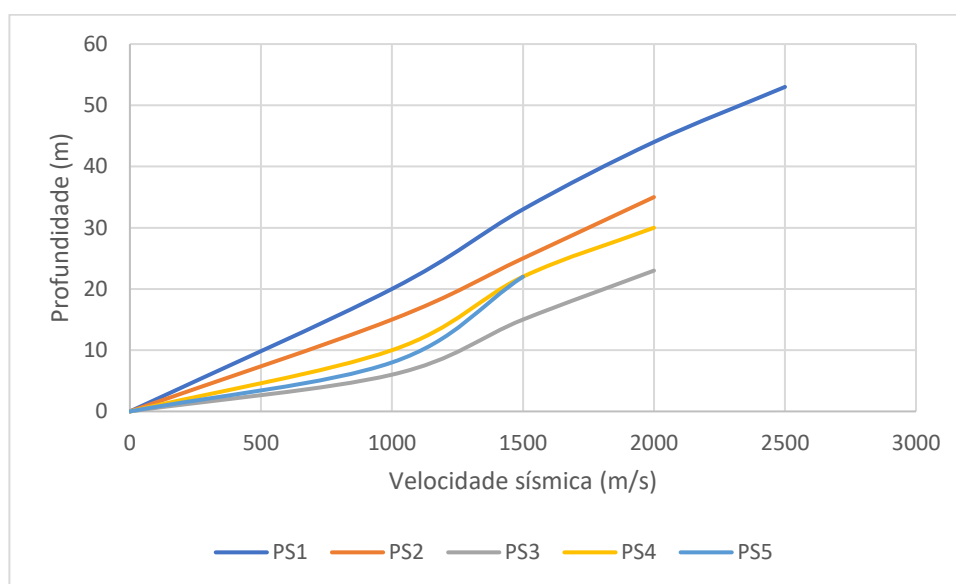


Figura 6.1 - Variação das velocidades sísmicas em função da profundidade nos perfis sísmicos do Troço 1.

6.1.2 Ensaios com DPSH

Com base na Figura 6.2, que conjuga os resultados dos vários ensaios com DPSH realizados no troço em referência com as respectivas profundidades atingidas após ter registado a "nega", destacam-se alguns ensaios, nomeadamente 10 dos 33 realizados, por terem atingido 100 pancadas muito precocemente, indicando materiais mais compactos/cimentados a fraca profundidade. Esta interpretação é reforçada pela comparação com sondagens geotécnicas relativamente nas proximidades, e embora a distância entre ensaios nem sempre permita uma correlação direta e fiável, identificaram-se valores de N_{SPT} iguais ou muito próximos de 60 pancadas logo a 3 m de profundidade, compatíveis com terrenos muito resistentes.

Por outro lado, foram registados quatro ensaios que atingiram profundidades significativamente superiores. Estes casos coincidem com zonas cartografadas como baixas aluvionares, associadas a linhas de água ou zonas de drenagem deficiente, ou seja, áreas que geralmente apresentam terrenos mais brandos do ponto de vista geotécnico.

Contudo, a correlação direta entre a profundidade atingida nos ensaios DPSH e a competência geotécnica do terreno apresenta limitações, sobretudo em contextos com alguma heterogeneidade litológica. Os ensaios DPSH007C, DPSH025C, DPSH026C, DPSH027C, DPSH031C e DPSH032C encontram-se em áreas aluvionares, cartografadas como Aluviões nas cartas geológicas 30-D (Caldas da Rainha, na escala 1:50.000 - G. Zbyszewski e C. Torre de Assunção, 1965) e 26-D (Caldas da Rainha, na escala 1:50.000 - G. Zbyszewski e F. Moitinho de

Almeida, 1960). Por essa razão, atingiram profundidades superiores ao expectável, considerando a informação proveniente dos ensaios SPT realizados nas sondagens próximas. Este comportamento reflete a presença de níveis menos competentes característicos das aluviões. Para além destes casos, alguns ensaios registaram igualmente profundidades superiores ao esperado, o que pode estar associado à ocorrência de materiais meteorizados no topo da formação ou à presença de descontinuidades laterais de pequena escala, não captadas pela malha de prospeção das sondagens geotécnicas.

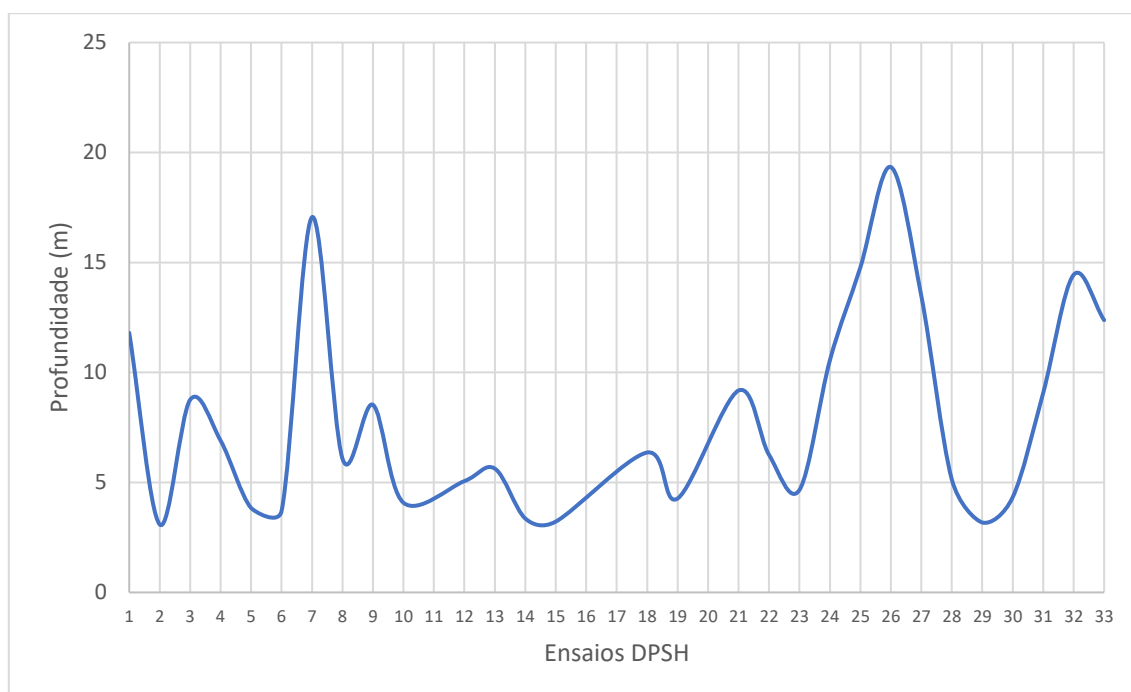


Figura 6.2 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no Troço 1.

6.1.3 Ensaios com CPTu

Foram realizados quatro ensaios CPTu ao longo deste troço, na zona do Carregado. A análise dos gráficos de resistência de ponta (q_c), pressão intersticial (u) e da resistência de atrito lateral (f_s) - Figura 6.3, permite identificar claramente as camadas aluvionares, sobretudo os lodos, nos vários ensaios. Estas são evidenciadas pelos valores extremamente baixos de q_c que se mantêm até profundidades consideráveis, indo de encontro ao observado nas sondagens, identificando-se espessuras de aluvião iguais ou superiores a 27 m.

Os picos pontuais de q_c observados em todos os ensaios podem ser explicados por dois fatores: a presença de intercalações mais arenosas (por exemplo, areias lodosas), ou a

ocorrência de cascalheiras, fragmentos líticos ou restos fossilíferos dispersos, justificando o aumento súbito seguido da queda dos valores imediatamente após o seu aparecimento. Quando estes picos se prolongam um pouco mais em profundidade é provável que correspondam a camadas arenosas, o que confirma a presença destas camadas intercaladas nas aluviões lodosas identificadas nas sondagens, sobretudo quando é observada simultaneamente uma diminuição da pressão intersticial, u .

No ensaio CPTu002C, o gráfico da pressão intersticial apresenta quebras entre 13 m e 17 m de profundidade. Estas dever-se-ão possivelmente à interrupção do ensaio para a adição de uma nova vara e ainda ao solo apresentar, nessas profundidades, maior fração arenosa ou ser relativamente menos argiloso, permitindo pequenas dissipações da pressão da água nos poros. Retomada a cravação da ponteira cônica, os valores da pressão voltaram a aumentar. Já no ensaio CPTu004C, a partir de 20 m de profundidade, observa-se uma forte inconsistência nos três parâmetros medidos. De acordo com os registos das sondagens realizadas nas proximidades, tal comportamento poderá estar associado à transição entre lodos com intercalações arenosas dispersas, areias grosseiras com alguma fração siltosa e seixos dispersos e, posteriormente, argila silto-arenosa. Esta heterogeneidade litológica justificará a irregularidade dos gráficos.

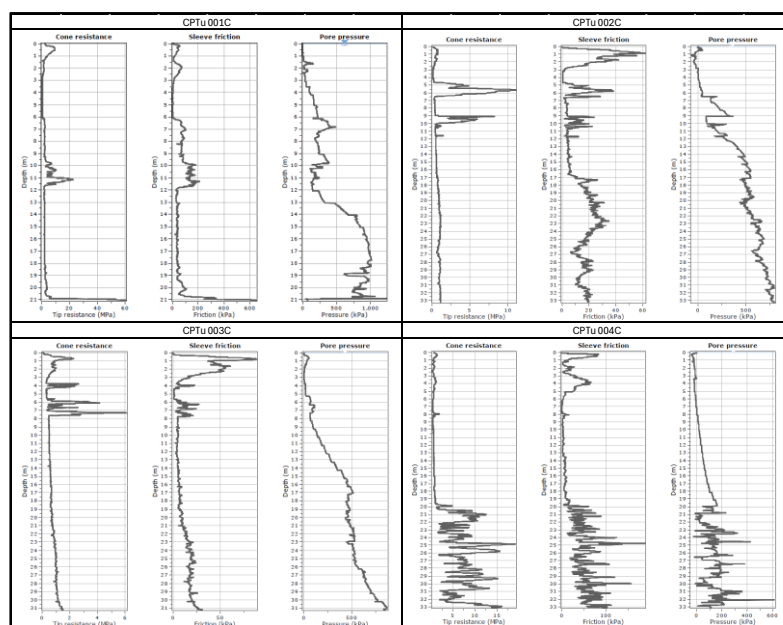


Figura 6.3 - Gráficos dos parâmetros registados pelos ensaios CPTu (q_c , u e f_s) realizados no Troço 1.

6.1.4 Ensaios SPT

Os valores N_{SPT} da aluvião são, com base na Figura 6.4, de uma forma geral bastante baixos, rondando valores entre 0 e 10 pancadas até profundidades elevadas, algumas chegando a 31,5 m. Contudo existem exceções e por vezes registam-se valores acima de 10, 20, 30 pancadas e muito pontualmente 60 pancadas, porém estes valores extremamente altos na camada da aluvião devem-se à presença de cascalheira constituída por seixos e calhaus envolvidos por uma matriz arenosa que é bastante comum na zona do Carregado perto do Rio Tejo.

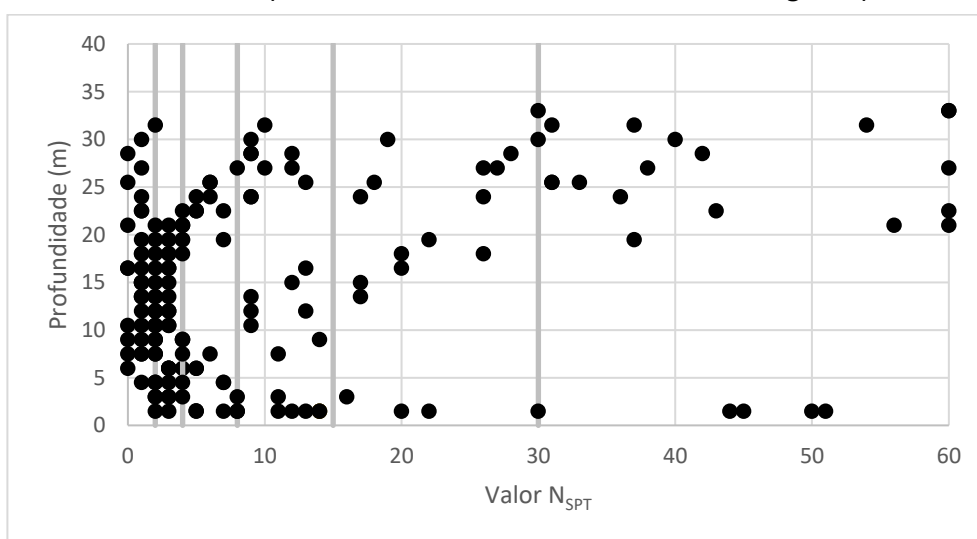


Figura 6.4 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de aluvião identificados ao longo do troço 1.

As argilas identificadas ao longo do troço 1 apresentam alguma variabilidade nos valores de N_{SPT} , sobretudo até aos 10 metros de profundidade. Com base na Figura 6.5, verifica-se que mais de metade dos resultados atinge o valor máximo registado de 60 pancadas, indicando uma elevada frequência de “negas” do ensaio. Estes valores concentram-se principalmente entre os 6 e os 15 metros de profundidade, o que sugere um aumento significativo da resistência à penetração nesse intervalo. Até aos 6 metros, observam-se valores mais baixos, indicando a presença de argilas com resistência inferior.

No geral, é verificada uma tendência de aumento dos valores de N_{SPT} conforme o aumento da profundidade, atingindo valores muito elevados a profundidades relativamente reduzidas.

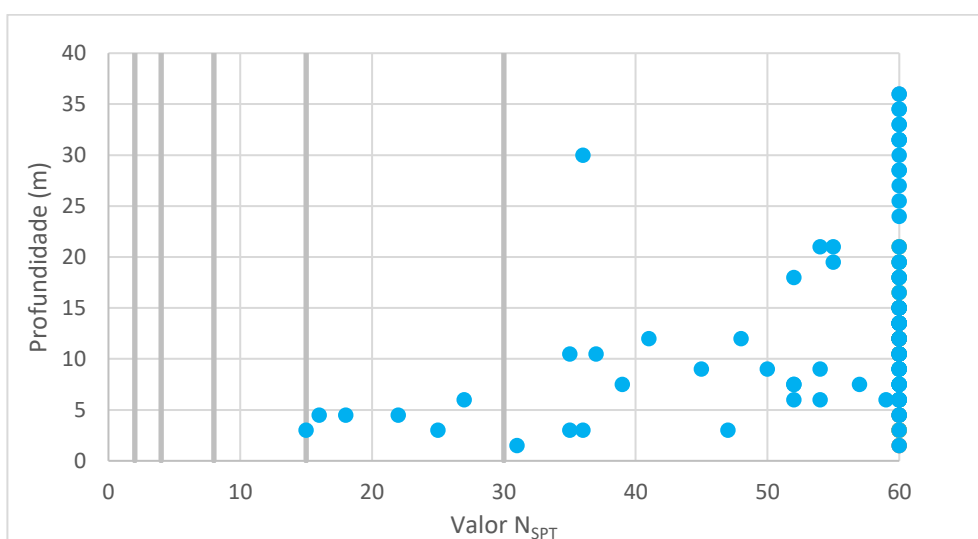


Figura 6.5 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de argilas identificados ao longo do trecho 1.

Os siltes estão pouco representados ao longo do trecho 1, surgindo apenas pontualmente como fração litológica principal. Encontram-se distribuídos de forma dispersa, majoritariamente até profundidades da ordem dos 15 m. Regista-se, no entanto, uma ocorrência perto dos 36 metros, localizada numa zona de aluvião. Com base na Figura 6.6, verifica-se que os valores de N_{SPT} associados aos siltes são consistentemente elevados, variando entre 51 e 60 pancadas, porém a maioria das ocorrências registaram 60 pancadas, o que indica uma resistência muito elevada mesmo em profundidades relativamente reduzidas. Apesar da representatividade limitada ao longo do trecho, estes resultados sugerem que, sempre que os siltes ocorrem, apresentam um comportamento geotécnico bastante rijo e resistência à penetração elevada.

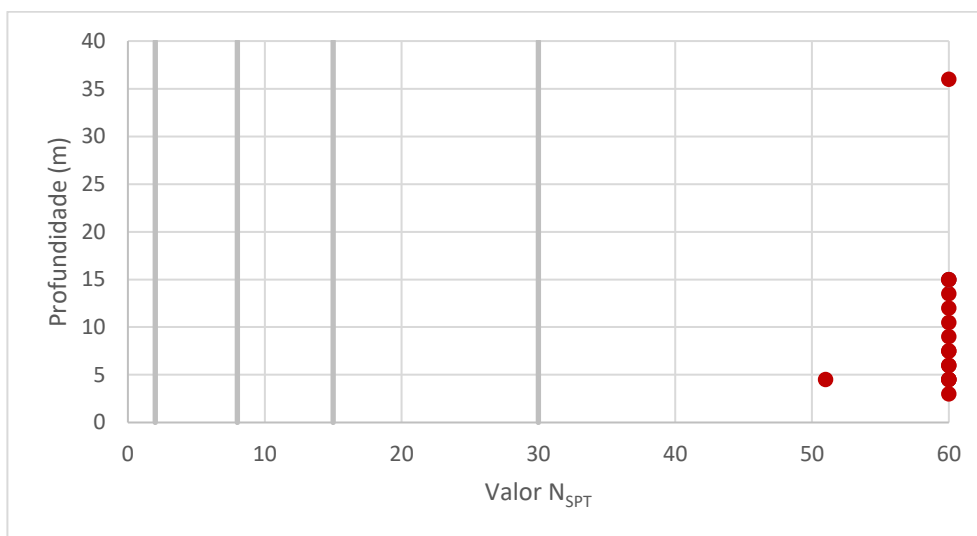


Figura 6.6 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de siltes identificados ao longo do trecho 1.

As areias encontram-se amplamente representadas ao longo do trecho 1, com exceção das zonas de aluvião, onde a sua ocorrência é mais limitada e apenas verificada as profundidades consideráveis. A análise do Gráfico 6.7 mostra que mais de 65% dos valores de N_{SPT} registados são iguais ou superiores a 50 pancadas, o que reflete uma resistência muito elevada e um comportamento muito compacto. Ainda que se identifiquem algumas exceções, as camadas arenosas localizadas imediatamente abaixo do aterro heterogêneo de natureza areno-silto-argiloso já apresentam, na maioria dos casos, valores na ordem das 20 a 30 pancadas, evoluindo rapidamente com a profundidade.

A distribuição vertical dos valores dos ensaios SPT revela uma tendência clara do aumento da resistência à penetração com a profundidade. A partir dos 7 a 10 metros, verifica-se uma clara concentração de valores superiores a 50 pancadas, muitos dos quais atingem a "nega". Esta tendência prolonga-se até mais de 35 metros de profundidade, onde se mantêm os valores elevados. A Figura 6.4 evidencia ainda alguma variabilidade em determinadas profundidades entre sondagens, mas, no geral, o padrão é bastante consistente ao longo do trecho. As areias encontradas apresentam, assim, um comportamento tipicamente compacto a muito compacto, sendo correto considerá-las geotecnicamente muito competentes ao longo da maioria do trecho analisado.

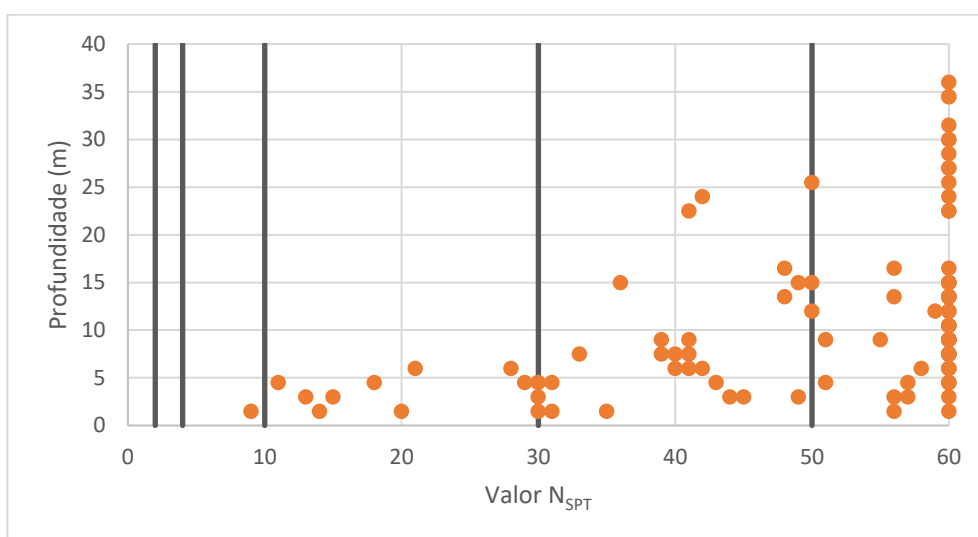


Figura 6.7 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de areias identificados ao longo do troço 1.

6.2 Troço 2: Rio Maior – Juncal

6.2.1 Subtroço 2.1: Rio Maior - Benedita

O subtroço 2.1, correspondente ao segmento entre Rio Maior e a região da Benedita, estende-se entre o quilómetro PK 38+504 e PK 55+437 na Solução A, ou entre o PK 38+300 e PK 54+937 na Solução B. A campanha de prospeção geotécnica realizada neste trecho incluiu a execução de sondagens geológico-geotécnicas, ensaios com DPSH, perfis sísmicos de refração e ensaios de resistividade elétrica, bem como sondagens geotécnicas, conforme sintetizado na Tabela 6.2.

Neste subtroço, o conjunto de trabalhos teve como objetivo o estudo de zonas destinadas à implantação de aterros, escavações, obras de arte especiais e um túnel.

Tabela 6.2 - Trabalhos de prospeção realizados no Subtroço 2.1 e as suas devidas quantidades.

Prospeção realizada	Quantidade (un)	Identificação
Perfis sísmicos de refração	3	PS006C a PS008C
Perfis de resistividade elétrica	7	PR001C a PR007C
Ensaio com DPSH	12	DPSH034C a DPSH045C
Sondagens carotadas	16	SV031C a SV046C

Ao longo deste subtroço são intercetadas duas formações carbonatadas datadas do Jurássico: a unidade "Camadas de Alcobaça, Calcários de Montejunto e Calcários de Cabaços" (J^3) e a unidade "Calcários oolíticos de St.º António e Candeeiros" (J^2_o). Este segmento do traçado insere-se integralmente na Serra dos Candeeiros, sendo por isso dominado por calcários que exibem fenómenos cárlicos característicos desta região.

Com base nas 16 sondagens realizadas, o substrato Jurássico é intersetado a profundidades bastante superficiais, geralmente entre 0,6 m e 2,3 m. Ocorre sempre após uma breve camada de solos de alteração de natureza heterogénea, de tonalidades castanhas a avermelhadas. Maioritariamente, é caracterizado por calcários esbranquiçados a cinzentos, às vezes fossilíferos, embora nalguns casos surjam intercalações margosas ou argilosas, bem como episódios localizados de camadas arenosas ou de arenitos. As areias identificadas são, por norma, de granulometria fina a média, apresentando-se às vezes ligeiramente siltosas, enquanto os arenitos encontrados ocorrem de forma compacta, com tonalidades claras a acastanhadas. O contacto entre os materiais não consolidados e o maciço jurássico é, na maioria dos casos, abrupto e bem definido, embora existam exceções onde as litologias margosas, argilosas ou arenosas tornem a transição menos evidente.

Os calcários representativos do maciço jurássico apresentam fraturação significativa, com fraturas afastadas (F_2) a muito próximas (F_5), sendo mais comuns fraturas medianamente afastadas (F_3) a muito próximas (F_5). As fraturas observadas tendem a apresentar orientações sub-horizontais a subparalelas, inclinando aproximadamente 20° a 60° em relação ao eixo da sondagem, apresentam, geralmente, bordos ligeiramente irregulares e preenchimento predominantemente argiloso, embora tenham sido identificados diversos casos com preenchimento calcítico.

Quanto à qualidade dos calcários com base no índice RQD, os valores registados mostraram-se bastante variáveis ao longo das várias sondagens realizadas. Em todas as sondagens os valores de RQD registados encontram-se, frequentemente, acima de 50%, atingindo várias vezes valores iguais ou acima de 90%, havendo exceções, porém muito pontuais, onde apresentam valores abaixo de 50%.

Na maioria das sondagens com passagens margosas, argilosas e/ou areno-siltosas, que surgem intercaladas no seio do maciço calcário, coincidem frequentemente com quebras significativas nos valores de RQD. Foram ainda registados níveis de arenito, por vezes não consolidados, contudo, quando compactos, exibem fraturas afastadas (F_2) a muito próximas (F_5) e valores de RQD entre 20% e 80%, atingindo pontualmente valores na ordem de 100%.

Foram ainda detetadas, em específicos casos, presenças de vazios/cavidades ou zonas de muita fraca recuperação, de possível origem cárstica.

6.2.1.1 Perfis sísmicos de refração

Foram realizados apenas três perfis sísmicos de refração no Subtroço 2.1, designados de PS006C, PS007C e PS008C, atingindo profundidades entre 15 e 20 m, uma extensão inferior à que foi observada no Troço 1. Este menor alcance vertical estará relacionado com a previsível proximidade ao maciço calcário, bem como a menor heterogeneidade esperada dos materiais presentes, ao contrário do que se verifica nas unidades miocénicas, tal facto justificará a opção por perfis que ensaiam uma profundidade menor neste trecho.

O perfil PS006C, localizado próximo da zona de transição entre os terrenos do miocénico de Rio Maior e do Jurássico da Serra dos Candeeiros, evidencia uma estrutura relativamente heterogénea até cerca de 10 m de profundidade, com velocidades sísmicas compreendidas entre 1000 m/s e 2000 m/s, indicativas da existência de materiais pouco consolidados/competentes. Inferiormente, regista-se um aumento gradual das velocidades, ultrapassando 2000 m/s, indicando a possível transição para um substrato mais competente ou rocha branda.

O perfil PS007C (Figura 6.8) apresenta uma acentuada heterogeneidade lateral, destacando-se o setor direito do perfil, onde se registaram, a partir de 5 m de profundidade, velocidades superiores a 3000 m/s, chegando a ultrapassar os 4000 m/s. Estes valores indicam a presença de calcários bastante competentes, o que é corroborado pela sondagem SI039C realizada nas proximidades, onde foram identificados calcários esbranquiçados com valores de RQD entre 75% e 100%.

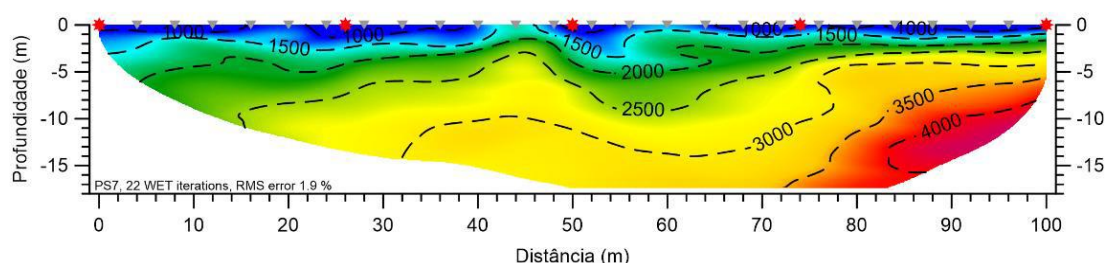


Figura 6.8 - Resultado do perfil sísmico de refração PS7.

O perfil PS008C (Figura 6.9) revela um padrão inverso ao PS007C, com velocidades sísmicas mais elevadas no setor esquerdo do perfil. Esta configuração é igualmente justificada pela sondagem SI041C, a qual intersesta calcários esbranquiçados com valores de RQD entre 75% e 90% a partir de 6 m de profundidade, embora ligeiramente mais fraturados quando comparados com os calcários na sondagem SI039C.

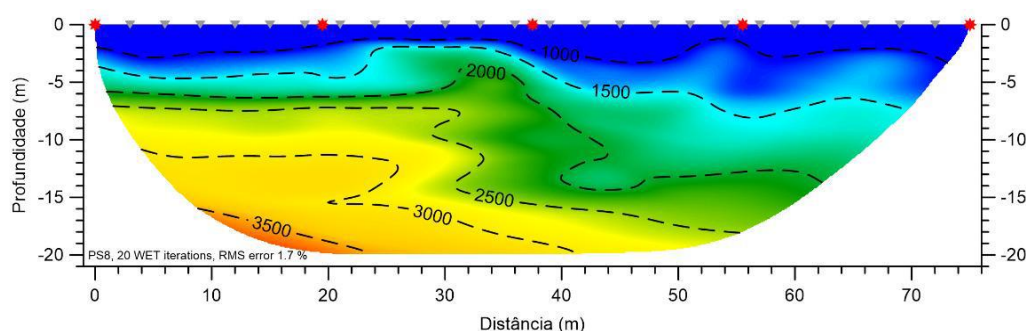


Figura 6.9 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS8.

Como referido no ponto precedente ao texto, dado que podem ocorrer intercalações margosas, argilosas ou arenosas/areníticas com velocidade das ondas longitudinais inferiores à dos calcários, esta interpretação dos horizontes sísmicos pode ser condicionada. Com efeito, no horizonte intermédio de velocidades, podem estar presentes camadas rijas sobrejacentes a materiais mais brandos, o que reduz a velocidade média dos calcários situados acima.

6.2.1.2 Perfis de resistividade elétrica

Foram realizados sete perfis de resistividade elétrica ao longo do Subtroço 2.1, com o objetivo de caracterizar, indiretamente, o maciço calcário em profundidade, principalmente em zonas consideradas potencialmente mais carsificadas.

Os primeiros três perfis indicam valores baixos à superfície, principalmente o perfil PR001C que se encontra junto à transição entre terrenos atribuídos ao Miocénico-Jurássico, com valores de resistividade entre 80 $\Omega.m$ e 400 $\Omega.m$ até cerca de 10 m a 15 m de profundidade, aumentando gradualmente para valores na ordem de 500 $\Omega.m$ e 700 $\Omega.m$.

Os perfis PR004C, PR005C e PR006C situam-se próximos entre si, numa área destinada à implantação de um possível túnel, admitindo resultados compatíveis com a presença de calcários com boa qualidade geotécnica, ainda que com algumas heterogeneidades, nomeadamente o PR004C apresenta valores acima dos 690 $\Omega.m$, com picos superiores a 1500 $\Omega.m$,

embora a extremidade direita revele valores mais baixos ($<200 \Omega.m$), o PR005C revela um setor esquerdo mais fraco ($<500 \Omega.m$) e um setor direito mais competente ($>700 \Omega.m$), com picos que chegam aos $2000 \Omega.m$, enquanto o PR006C revela valores consistentemente acima dos $900 \Omega.m$, com zonas pontuais acima de $2000 \Omega.m$.

O perfil PR007C, situado no setor final do subtroço, numa zona de escavação, revela alguma variabilidade lateral, onde no lado esquerdo os valores atingem $550 \Omega.m$ por volta dos 10 m de profundidade, enquanto no lado direito predominam valores entre $250 \Omega.m$ e $400 \Omega.m$, com picos isolados que atingem resistividades elevadas - $1000 \Omega.m$.

De um modo geral, os perfis de resistividade elétrica confirmam a presença de um maciço calcário competente em profundidade; contudo com zonas localizadas sensíveis, podendo estas estar ligadas a calcários mais fraturados e/ou alterados/carsificados.

6.2.1.3 Ensaios com DPSH

A distribuição das profundidades atingidas pelos ensaios com DPSH neste subtroço revela uma variabilidade significativa, o que reflete a natureza complexa do maciço calcário e a possível presença de formações mais brandas em certos locais. Considerando a área e a caracterização das sondagens neste trecho, seria expectável que os ensaios realizados apresentassem profundidades reduzidas, dada a natureza carbonatada do substrato e a reconhecida competência dos calcários jurássicos da Serra dos Candeeiros, o que limitaria a penetração da ponteira quando não existissem níveis mais brandos ou alterados.

No entanto, com base na Figura 6.10, observam-se profundidades elevadas em alguns ensaios, nomeadamente nos ensaios DPSH035C (18,52 m) e DPSH042C (14,23 m). Curiosamente, estas localizações coincidem, segundo a Carta Geológica 26-D (Caldas da Rainha, na escala 1:50.000 - G. Zbyszewski e F. Moitinho de Almeida, 1960), com áreas cartografadas como depósitos atribuídos ao Plio-Plistocénico, o que poderá justificar as maiores profundidades alcançadas. Ainda que esta cartografia se encontre algo desatualizada, a sua existência sugere a presença de afloramentos posteriores ao Jurássico, localmente preservados, o que levanta a possibilidade da existência de uma maior presença destes depósitos do que a atualmente preconizada.

Adicionalmente, não se pode excluir a hipótese de que estas profundidades estejam associadas também à ocorrência de calcários intensamente carsificados ou meteorizados em

níveis mais superficiais, eventualmente resultantes de processos cársticos e de erosão diferencial, fenómenos comuns nesta área e neste tipo de maciço. Esta interpretação é reforçada pelo facto de os restantes ensaios apresentarem, em geral, profundidades bastante limitadas (inferiores a 5 m), compatíveis com a presença de rocha sã ou pouco alterada em zonas próximas da superfície.

Com isto, as profundidades atingidas pelos ensaios com DPSH sugerem a existência de heterogeneidades locais significativas, que poderão dever-se, quer à presença pontual de depósitos mais recentes, quer a variações no grau de carsificação ou fraturação dos calcários jurássicos, aspetos estes que reforçam a importância da posterior densificação da prospeção em zonas geologicamente complexas, como a Serra dos Candeeiros.

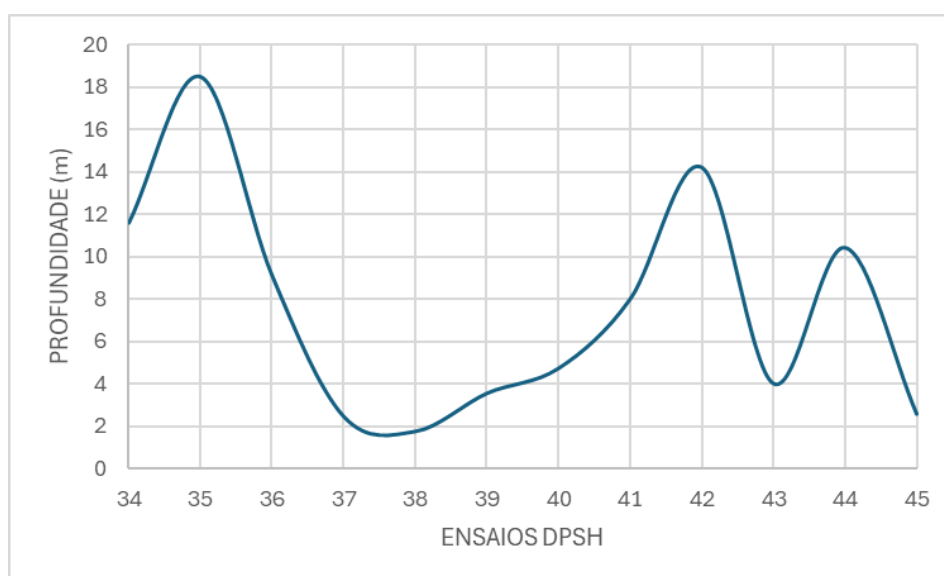


Figura 6.10 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no subtróço 2.1.

6.2.1.4 Túnel - Serra dos Candeeiros

Entre o PK 46+500 e PK 47+500 está previsto a implantação de um túnel com cerca de 1 km de extensão. Ao longo deste setor, foram realizados diversos trabalhos de prospeção geotécnica (Tabela 6.3) de modo a viabilizar a caracterização mais adequada dos terrenos a atravessar pelo traçado, nomeadamente do maciço calcário e da sua qualidade.

As sondagens SI039C e SI041C localizam-se nos emboquilhamentos do túnel, respetivamente a montante e jusante (sentido Sul-Norte), enquanto a sondagem SV040C foi executada aproximadamente no centro.

Tabela 6.3 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel da Serra dos Candeeiros e as suas quantidades.

Prospeção realizada	Quantidade (un)	Identificação
Perfis sísmicos de refração	2	PS007C e PS008C
Perfis de resistividade elétrica	3	PR004C a PR006C
Sondagens carotadas	3	SI039C, SV040C, SI041C

A sondagem SI039C, com cerca de 30 m de profundidade, reconheceu a presença de calcários cinzento-esbranquiçados, com fraturas sub-horizontais a subparalelas, inclinadas entre 20° e 30° em relação ao eixo da sondagem. As fraturas são de bordos irregulares, por vezes com preenchimento argiloso, apresentando-se em geral medianamente afastadas (F_3) a afastadas (F_2), com algumas passagens mais fraturadas e sinais de carsificação. Apesar disso, os valores de RQD variaram entre 75% e 100%, o que evidencia uma boa qualidade do maciço.

A sondagem SI041C, que ultrapassou ligeiramente 16 m de profundidade, revela características litológicas e estruturais semelhantes à SI039C, nomeadamente calcários cinzento-esbranquiçados, com fraturas sub-horizontais a subparalelas e inclinações semelhantes, também com preenchimentos argilosos e zonas mais fraturadas, sobretudo nos primeiros metros. Os valores de RQD situam-se entre 75% e 90%, mantendo-se dentro de um intervalo indicativo de maciço competente, porém com alguma heterogeneidade local.

Já a sondagem SV040C, com 36 m de profundidade, atravessou igualmente calcários cinzento-esbranquiçados, com fraturas predominantes inclinadas a cerca de 20° com o eixo da perfuração; contudo, registou algumas intercalações breves de materiais argilosos e arenosos, e ainda uma breve passagem de arenito. Estas intercalações condicionaram a recuperação e os valores de RQD, com quebras significativas nas zonas onde se verificaram a presença de

materiais menos competentes. Foi ainda identificado um vazio/cavidade com cerca de 3 m, cerca dos 23 m de profundidade, que representa uma ocorrência cársica bastante relevante para a estabilidade do possível futuro túnel, e faz antever potenciais outras.

A informação obtida através dos perfis sísmicos PS007C e PS008C, já descrita anteriormente, confirma a presença de rocha calcária competente nos emboquilhamentos, através do registo de valores de velocidade das ondas sísmicas elevados (superiores a 3000 m/s, com picos a chegar a 4000 m/s) nos setores adjacentes às sondagens SI039C (PS007C) e SI041C (PS008C). Estes perfis permitem reforçar a interpretação de que o maciço rochoso nestas zonas é compatível com calcário de boa qualidade geotécnica.

Complementarmente, realizaram-se ainda três perfis de resistividade elétrica (PR004C, PR005C e PR006C), que atingiram profundidades de 40 m. Os resultados obtidos apontam, de modo geral, para valores elevados de resistividade, compatíveis com a presença de rocha calcária pouco alterada, contudo revelam algumas heterogeneidades localizadas - potenciais sinais de fraturação/carsificação.

O PR004C (localizado no setor Sul do túnel), apresenta valores geralmente acima de 690 Ω .m, com zonas extensas superiores a 1400 Ω .m, embora a extremidade direita evidencie valores inferiores a 500 Ω .m, chegando pontualmente abaixo de 100 Ω .m, sugerindo uma possível área mais sensível de fraturação ou carsificação local.

O PR006C (localizado no setor Norte do túnel) confirma um melhor desempenho geotécnico do maciço, com resistividades superiores a 900 Ω .m na maior parte do perfil e picos que atingem 2000 Ω .m, embora com algumas zonas pontuais mais baixas. Já o PR005C, localizado sensivelmente no centro (perto da sondagem SV040C), no setor esquerdo revela alguma assimetria lateral com valores inferiores a 500 Ω .m e, no setor direito, superiores a 700 Ω .m, atingindo pontualmente 2000 Ω .m. Este comportamento está de acordo com a heterogeneidade litológica e estrutural observada na sondagem SV040C, que inclui intercalações de materiais menos consolidados.

6.2.2 Subtroço 2.2: Benedita - Juncal

O subtroço 2.2, correspondente ao segmento entre a região da Benedita e o Juncal, desenvolve-se entre o PK 55+437 e PK 64+837, na Solução A, ou entre o PK 54+937 e PK 64+566, na Solução B. A campanha de prospeção geotécnica realizada nesta secção incluiu a execução de perfis sísmicos de refração e de resistividade elétrica, ensaios com DPSH e sondagens geotécnicas, conforme sintetizado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Trabalhos de prospeção realizados no troço 2.2 e as suas devidas quantidades.

Prospeção realizada	Quantidade (un)	Identificação
Perfis sísmicos de refração	6	PS009C a PS0C; PS034C a PS036C
Perfis de resistividade elétrica	6	PRE008C a PRE013C
Ensaio com DPSH	10	DPSH051C a DPSH064C
Sondagens carotadas	24	SV047C a SI060; SV123C a SV132C

Neste troço, os trabalhos de campo tiveram como principal objetivo o estudo geotécnico de zonas previstas para a implantação de aterros e escavações, obras de arte especiais e quatro túneis, nomeadamente o túnel de Aljubarrota, com duas variantes para as soluções A e B, e o túnel do Juncal, também com duas alternativas correspondentes às mesmas soluções de traçado.

Desenvolve-se ainda sob o domínio do Maciço Calcário Jurássico até sensivelmente metade da sua extensão, onde passa a intercalar a unidade mais recente correspondente ao topo do Jurássico Superior "Grés superiores com restos de vegetais e de dinossauros" (J^3_G). Esta unidade é geralmente intercalada a profundidades inferiores a 2 m e é constituída, na sua maioria, por areias de granulometria média a fina, às vezes com matriz siltosa, siltes localmente arenosos ou argilosos, ocasionalmente bastante compactos, podendo apresentar-se na forma de siltito, bem como argilas siltosas e/ou margosas, por vezes muito semelhantes a margas. Foram ainda identificadas margas de tonalidades acastanhadas a acinzentadas, com espessuras mais reduzidas (nunca excedendo 4 m), apresentando valores de RQD entre 75% e 90%. Verificaram-se ainda intercalações de arenitos castanhos, cinzentos e avermelhados, irregularmente consolidados a compactos, com espessuras geralmente em torno de 1 m, e valores de RQD entre 40% e 100%.

Localmente, numa zona coincidente com um relevo mais acentuado, aflora a unidade pliocénica "Depósitos arenosos da Estremadura" (P_E), intercalada a profundidades na ordem

de 2 m. Esta unidade apresenta, inicialmente, alguma heterogeneidade litológica, composta por siltes arenosos, areias argilosas/argilas arenosas, argilas margosas e, pontualmente, passagens de marga. A partir de profundidades superiores a 6 m, ocorrem níveis de arenito cinzento a acastanhado, com um grau de consolidação variável entre irregularmente consolidado e compacto, apresentando valores de RQD entre 30% e 90%, com fraturas medianamente afastadas (F_3) a próximas (F_4). Foram ainda identificados níveis de argilito compacto de tom avermelhado, intercalados com os de arenito, com valores de RQD compreendidos entre 75% e 90%.

Nos últimos 2,5 km deste subtroço são intercetadas unidades do Cretácico, nomeadamente os "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A) e os "Calcários com rudistas" (C^2) aflorando a profundidades inferiores a 1 m. Estas formações caracterizam-se pela alternância entre materiais detríticos finos "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A) e carbonatados "Calcários com rudistas" (C^2). Os primeiros metros são maioritariamente compostos por depósitos argilosos e arenosos, incluindo argilas siltosas, argilas margosas, argilas silto-arenosas e areias de granulometria fina a média, por vezes com frações siltosas ou argilosas. As tonalidades observadas nestes materiais variam entre o castanho, cinzento, avermelhado e arroxeadado. Foram também registadas passagens margosas, por vezes mesmo margas com diferentes níveis de consolidação, apresentando localmente comportamento plástico ou parcialmente litificado.

A partir de profundidades entre 6 m e os 12 m, observa-se a transição para materiais carbonatados correspondentes a calcários de tonalidades acinzentadas a esbranquiçadas, fossilíferos, margosos ou argilo-margosos. Estes calcários evidenciam fraturas medianamente afastadas (F_3) a muito próximas (F_5), frequentemente com orientações sub-horizontais e subparalelas, bordos ligeiramente irregulares a irregulares e preenchimento predominantemente argiloso, sendo ainda comum a ocorrência de sinais de carsificação. Os valores de RQD variam entre 20% e 90%, pontualmente atingindo 100%.

6.2.2.1 Perfis sísmicos de refração

Foram realizados seis perfis sísmicos de refração ao longo do Subtroço 2.2, três em cada variante. Encontram-se distribuídos em zonas previstas para a construção de túneis, com um perfil em cada emboquilhamento e um terceiro localizado numa zona de escavação. Esta distribuição repete-se, de forma idêntica, em ambas as soluções - A e B.

Os perfis registam, geralmente, velocidades das ondas sísmicas da ordem de 2000 m/s até cerca dos 10 m de profundidade, atingindo pontualmente valores entre 3000 - 3500 m/s entre 15 m e 25 m de profundidade. A exceção verifica-se no perfil PS011C, localizado numa zona de escavação da Solução B, em terreno datado da unidade cretácica "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A), cujos resultados se destacam negativamente por apresentarem velocidade sísmicas significativamente inferiores às dos restantes perfis (1000 m/s a 25 m de profundidade).

Na área onde foi realizado o perfil PS011C, nomeadamente a SO do Juncal, foi também executada a sondagem SV057C. Esta revelou uma sequência litológica dominada por areias de granulometria média a grosseira, com presença de seixos dispersos e valores de N_{SPT} que atingem a "nega" logo a 6 m de profundidade. Este contraste entre os resultados sísmicos e os dados da sondagem é particularmente interessante, podendo indiciar a existência de uma heterogeneidade localizada ou descontinuidade geológica que justifique a diminuição significativa da velocidade sísmica registada neste ponto específico.

6.2.2.2 Perfis de resistividade elétrica

Foram realizados cinco perfis de resistividade elétrica, nomeadamente os perfis PR012C e PR013C na variante A e PR008C a PR011C na variante B, todos eles em zonas onde o traçado se desenvolverá em túneis. De acordo com a interpretação dos resultados dos perfis obtidos, a variante A apresenta uma resposta mais homogênea, com valores de resistividade que não excedem 215 $\Omega.m$ e com transições suaves em profundidade. Este padrão pode sugerir a presença de materiais relativamente uniformes, sem evidência clara de zonas muito brandas nem de formações rochosas muito competentes às profundidades investigadas.

Em contraste, a variante B revelou uma maior heterogeneidade, tanto lateral como vertical, com perfis marcados por fortes contrastes de resistividade. Verificam-se tanto zonas com valores inferiores a 100 $\Omega.m$, como outras com resistividades que superam valores na ordem dos 2000 $\Omega.m$, muito possivelmente compatíveis com formações rochosas, o que traduz um comportamento geotécnico menos previsível e potencialmente mais desafiante.

6.2.2.3 Ensaios com DPSH

Relativamente aos ensaios com DPSH, foram efetuados cinco na Solução A (Figura 6.11) e outros cinco na Solução B (Figura 6.12). A localização destes ensaios incide, maioritariamente, sobre zonas destinadas à implantação de obras de arte especiais (OAE) ou, já na extremidade do trecho, em áreas de terreno datado do Cretácico, nas imediações do Juncal.

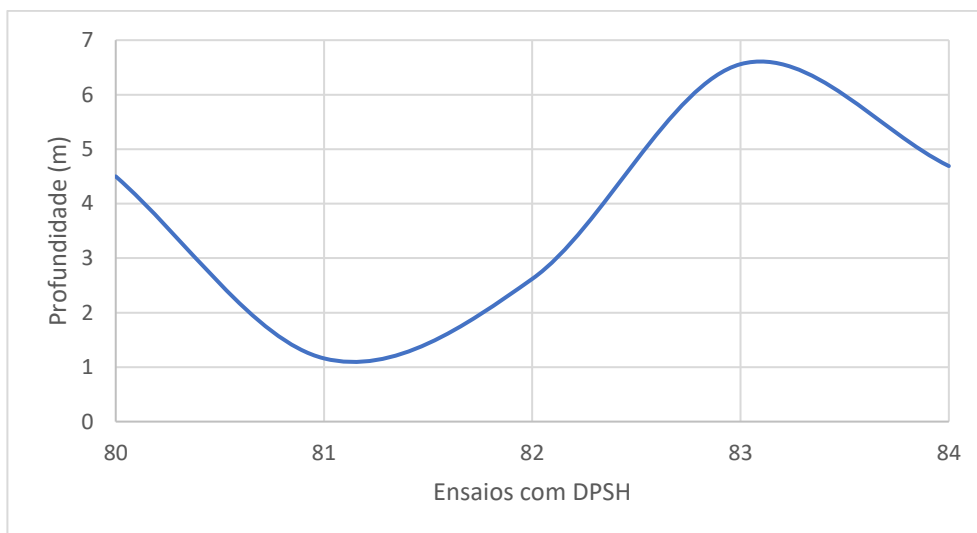


Figura 6.11 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios DPSH no Subtroço 2.2 associados à Solução A.

As profundidades atingidas pelos ensaios variam entre aproximadamente 1,2 m e 6,6 m, comprovando este comportamento ser coerente com os restantes elementos da campanha de prospeção, nomeadamente com os valores elevados de resistência à penetração dinâmica obtidos nos ensaios SPT, como adiante se refere.

Com efeito, o registo frequente de "negas" a profundidades pouco significativas confirma a presença de materiais muito compactos.

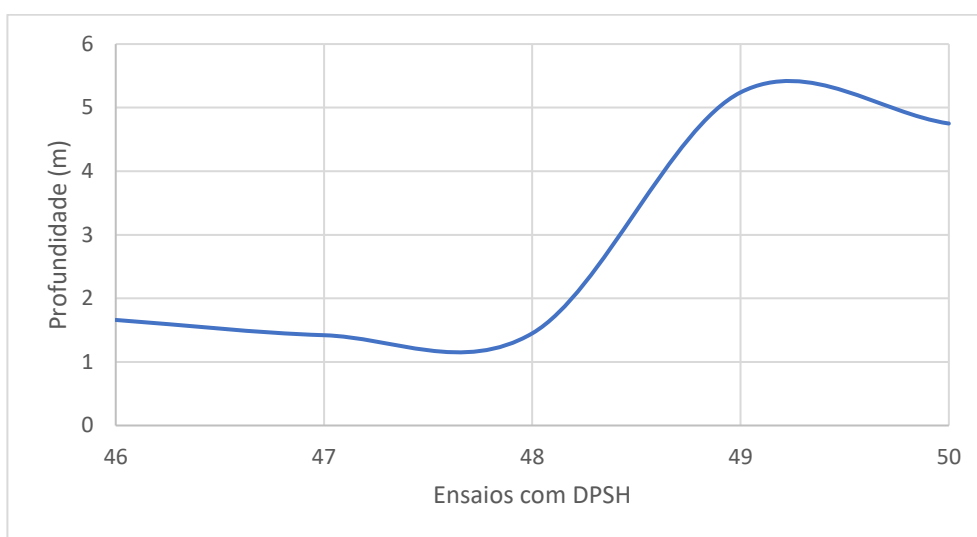


Figura 6.12 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios DPSH no Subtroço 2.2 associados à Solução B.

6.2.2.4 Ensaios SPT

No subtroço em apreço, a presença de solos voltou a justificar a realização de ensaios SPT, ao contrário do que se verificou em grande parte do subtroço precedente, francamente rochoso. Foram agora intersetados materiais de natureza predominantemente argilosa e arenosa, com ocorrência pontual de siltes, verificando-se uma distribuição relativamente equilibrada entre argilas e areias ao longo das diferentes sondagens realizadas, tanto na Solução A como na Solução B.

Os resultados dos ensaios de penetração dinâmica normalizados revelam, de um modo geral, valores de resistência à penetração muito elevados, com a grande maioria dos registos a indicar 60 pancadas, muitos sem grande avanço significativo na fase, sugerindo a ocorrência de materiais de elevada compacidade ou consistência. Em diversos casos, os ensaios registaram “negas” a profundidades relativamente superficiais, algumas vezes inferiores a 6 m.

Importa ainda destacar que uma parte significativa das argilas intersetadas corresponde a argilas margosas, cujo comportamento mecânico, apesar da matriz argilosa, poderá ser condicionado pela presença de alguma fração carbonatada, o que contribuirá para os elevados valores de resistência registados.

Por outro lado, foram também assinalados valores de N_{SPT} inferiores a 20, sobretudo nos primeiros 4 m a 6 m de profundidade, podendo estar associados a zonas de materiais mais descomprimidos ou a alterações superficiais localizadas. No entanto, estes casos são excecionais e não comprometem o padrão geral de valores de resistência elevados verificado nos terrenos prospectados neste trecho do traçado.

6.2.2.5 Túnel - Aljubarrota

Entre o PK 60+800 e PK 61+720 está prevista a construção de um túnel, em ambas as variantes do traçado. Na Solução A, o túnel localiza-se a Oeste da localidade de Cumeira de Baixo, enquanto na Solução B se situa a Este, mantendo-se, em ambos os casos, numa extensão aproximada de 1 km. Ambas as alternativas foram estudadas pelos trabalhos de prospeção geotécnica resumidos na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel localizado em Aljubarrota e as suas devidas quantidades.

Solução	Perfis sísmicos de refração	Perfis de resistividade elétrica	Sondagens carotadas
A	PS034C, PS035C	PR012C	SI128C, SV129C, SV130C, SI131C
B	PS009C, PS010C	PR009C	SI053C, SV054C, SV055C, SI056C

Em ambas as soluções, as formações geológicas intercetadas correspondem aos "Grés superiores com restos de vegetais e de dinossauros" (J^3_G) e aos "Depósitos arenosos da Estremadura" (P_E).

Para cada uma das opções de execução do túnel, realizaram-se dois perfis sísmicos de refração, um em cada emboquilhamento, e um perfil de resistividade elétrica na região Sul do túnel. Os resultados da sísmica de refração revelaram um melhor desempenho no emboquilhamento Norte, registando-se, na Solução B, velocidades na ordem dos 3500 m/s aos 30 m de profundidade, enquanto na Solução A, obtiveram-se valores das ondas sísmicas de cerca de 4000 m/s aos 25 m de profundidade. No emboquilhamento Sul, as velocidades foram ligeiramente inferiores, atingindo por volta dos 20 m de profundidade na Solução B cerca de 3000 m/s e, na Solução A, valores próximos de 2500 m/s.

Na Solução A, com base nas quatro sondagens geotécnicas realizadas, uma em cada emboquilhamento e as restantes distribuídas ao longo do trecho, com profundidades entre 20 m e 30 m, verificou-se uma heterogeneidade litológica significativa. Esta condição pode influenciar os resultados obtidos nos perfis de refração sísmica, uma vez que a heterogeneidade dos materiais pode induzir erros na determinação das velocidades sísmicas, originando valores inferiores aos reais. Tal deve-se ao facto de estas variações litológicas não serem identificáveis nos perfis, o que contribui para a subestimação das velocidades e, consequentemente, para interpretações menos representativas da realidade geológica. Foram identificados, geralmente

intercalados entre si, solos como siltes arenosos, areias de granulometria fina a média (por vezes argilosas) e argilas com frações siltosas ou margosas. Em todos os casos, os valores de N_{SPT} registaram "negas" a profundidades pequenas (entre 1,5 m e 6 m).

De um modo geral, a partir dos 10 m de profundidade, surgem níveis rochosos constituídos por:

- Arenitos acinzentados, compactos a medianamente compactos, localmente mais desagregados, com valores de RQD entre 50% e 75% e fraturas medianamente afastadas (F_3) a próximas (F_4);
- Argilitos acinzentados a avermelhados, geralmente compactos, com valores de RQD entre 75% e 90%;
- Margas acastanhadas a acinzentadas, localmente avermelhadas, com RQD entre 50% e 80%

Quanto à Solução B, foram igualmente realizadas quatro sondagens geotécnicas, distribuídas de forma idêntica à da Variante A, mas com profundidades ligeiramente superiores, variando entre 24 m e 45 m. Tal como na Solução A, verificou-se uma heterogeneidade litológica relevante. No entanto, nas sondagens desta alternativa, observou-se uma ocorrência maior de areias de granulometria fina a média, localmente grosseiras, bem como siltes e argilas geralmente margosas, com intercalações ocasionais margosas. Estes materiais apresentam espessuras significativas, principalmente as argilas margosas, mostrando-se mais presentes nesta variante. Os valores de N_{SPT} também registaram "negas" a baixas profundidades, entre 4,5 m e 6 m.

Os níveis rochosos, com algumas exceções pontuais, surgem geralmente a partir dos 11 m de profundidade, sendo constituídos por:

- Arenitos acinzentados, compactos com passagens mais desagregadas e, às vezes, com algum cimento carbonatado na sua composição, apresentando valores de RQD entre 30% e 85% e fraturas afastadas (F_2) a próximas (F_4);
- Margas avermelhadas a acinzentadas, com valores de RQD entre 30% e 50%, sendo às vezes muito semelhantes a argilas com uma componente margosa forte.

Contudo, à diferença da outra solução, não foram identificados níveis de argilito.

Em suma, ambas as soluções apresentam uma aparente heterogeneidade litológica, com intercalação de solos arenosos, siltosos e argilosos, bem como a ocorrência de níveis rochosos constituídos, essencialmente, por arenitos, margas e, no caso da Solução A, também argilitos. Na Solução B, destaca-se uma maior representatividade de areias e de materiais margosos, com espessuras mais significativas. Os valores de N_{SPT} revelam "negas" precoces em ambas as variantes, embora ligeiramente a profundidades maiores na Solução A.

Nos perfis sísmicos, a Solução A apresenta melhor desempenho no emboquilhamento Norte. Os perfis de resistividade elétrica evidenciam, em ambas as variantes, valores relativamente baixos, que podem estar relacionados com a presença de níveis mais porosos, nomeadamente areias menos compactas.

A Solução A tende a apresentar valores de RQD mais elevados e menor dispersão nos valores, enquanto na Solução B a variabilidade é um pouco superior, incluindo alguns trechos com valores de RQD mais reduzidos.

Na Tabela 6.6 resumem-se os vários resultados obtidos ao longo de em cada uma das variantes.

Tabela 6.6 - Síntese comparativa entre as Soluções A e B do túnel localizado em Aljubarrota.

Parâmetro		Solução A	Solução B
Litologias dominante		Solos arenosos, siltosos e argilosos intercalados; presença de argilitos, arenitos e margas	Maior representatividade de areias e materiais margosos; arenitos e margas, ausência de argilitos
Sísmica	Emboquilhamento N	4000 m/s aos 25 m	~3500 m/s aos 30 m
	Emboquilhamento S	2500 m/s aos 20 m	~3000 m/s aos 20 m
Resistividade elétrica (~25 m profundidade)		<90 Ω .m	<90 Ω .m
Profundidade da "nega" (SPT)		1,5 m a 6 m	4,5 m a 6 m
Início dos níveis rochosos		Geralmente a partir dos 10 m	Geralmente a partir dos 11 m
RQD (rocha)		Arenitos: 50–75% Argilitos: 75–90% Margas: 50–80%	Arenitos: 30–85% Margas: 30–50%

6.2.2.6 Túnel do Juncal

O Túnel do Juncal localiza-se sensivelmente ao PK 64+000 e estende-se por, aproximadamente, 750 m. À semelhança do Túnel de Aljubarrota, apresenta uma variante para cada solução do traçado, contudo ambas bastante próximas entre si, chegando mesmo a cruzar-se em determinado ponto. Ao longo da sua extensão, o túnel interceta, exclusivamente, formações cretácicas, designadamente as unidades "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A) e "Calcários com rudistas" (C^2). Os trabalhos de prospeção geotécnica realizados para este troço encontram-se resumidos na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel localizado no Juncal e respetivas quantidades.

Solução	Perfis de resistividade elétrica	Sondagens carotadas
A	PR011C, PR013C	SI060C
B	PR010C, PR011C	SI058C, SV059C

Os perfis de resistividade elétrica nos terrenos pertencentes à unidade "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A), os valores de resistividade obtidos aumentam gradualmente com a profundidade, contudo nunca ultrapassam 250 $\Omega.m$. Já nos terrenos da unidade "Calcários com rudistas" (C^2), o maciço calcário confere resistividades superiores, mas bastante irregulares, com zonas onde os valores ultrapassam 700 $\Omega.m$ e chegam a aproximar-se dos 1000 $\Omega.m$, intercaladas com valores substancialmente mais baixos. Essa variação estará provavelmente associada à alternância entre calcários mais compactos e outros fortemente fraturados, carsificados, como se verificou posteriormente nas sondagens. A presença de fósseis nestes calcários, aliada à possível percolação de água, aumenta a sua suscetibilidade à meteorização, o que contribui para essa heterogeneidade nos valores de resistividade.

Com base nas sondagens realizadas, verifica-se que as litologias variam conforme a formação geológica intercetada. No emboquilhamento Sul, situado sobre os "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A), foram identificadas passagens de areias acastanhadas de granulometria média, às vezes com alguma fração siltosa, bem como argilas siltosas, acastanhadas a arroxeadas, ambas com espessuras significativas, na ordem dos 2 m a 5 m.

Na segunda metade do traçado em referência, surgem argilas arenosas, acastanhadas, e argilas margosas, também acastanhadas, às vezes com passagens calco-margosas, nos primeiros metros da perfuração. As argilas margosas apresentam valores relativamente elevados

de N_{SPT} para materiais argilosos, na ordem das 30 pancadas nos metros iniciais, atingindo posteriormente a "nega" cerca dos 6 m de profundidade.

Inferiormente a estas camadas, a cerca de 12 m de profundidade na zona intermédia do túnel e a cerca de 6 m no emboquilhamento Norte, intercetam-se calcários fossilíferos, acinzentados, da unidade "Calcários com Rudistas" (C^2). Estes calcários mostram fenómenos de carsificação, incluindo zonas muito fraturadas e até desagregadas. De um modo geral, apresentam fraturas medianamente afastadas (F_3) a próximas (F_{4-5}), sub-horizontais a subparalelas, com preenchimento argiloso. Os valores de RQD nestas camadas situam-se, na maioria dos casos, entre 50% e 90%, porém descem para valores inferiores a 25% e, às vezes, não apresentam recuperação em determinadas passagens mais fraturadas.

6.3 Troço 3: Juncal - Bidoeira

O terceiro troço do traçado estende-se desde o PK 64+566 ao PK 97+272. A campanha de prospeção geotécnica realizada neste segmento sintetizada na Tabela 6.8, incidiu exclusivamente sobre a Variante B e integrou a realização de perfis sísmicos de refração, ensaios com DPSH, ensaios com CPTu e sondagens geotécnicas. O principal objetivo foi a caracterização geotécnica de zonas de aterro, escavação, OAE e um túnel.

Tabela 6.8 - Trabalhos de prospeção realizados no Troço 3 e respetivas quantidades.

Prospeção realizada	Quantidade (un)	Identificação
Perfis sísmicos de refração	8	PS012C a PS019C
Ensaio com DPSH	14	DPSH051C a DPSH064C
Ensaio com CPTu	4	CPTu005C a CPTu008C
Sondagens carotadas	39	SV061C a SV098C; SV149C a SV155C

Este troço, comparado com os restantes, apresenta a maior diversidade no que toca a unidades geológicas, abrangendo formações de idades desde o Quaternário até ao Jurássico. O traçado inicia-se sobre o "Complexo de Benfica" (Φ_B), que se estende por quase 3 km, até interceptar terrenos datados do Pliocénico na região de Martingança, correspondentes à

unidade "Depósitos arenosos da Estremadura" (P_E), já anteriormente descrita na zona do potencial túnel localizado em Aljubarrota.

Antes de atingir a localidade de Martingança, o traçado cruza o anticlinal de Maceira, onde afloram unidades já identificadas noutros setores, incluindo breves ocorrências das formações jurássicas "Camadas de Alcobaça, Calcários de Montejunto, Calcários de Cabaços" (J^3) e os "Calcários oolíticos de St. António e Candeeiros" (J^2_o) e a unidade cretácica "Grés Superiores de Almargem" (C^1_A).

Em Martingança, o traçado volta a percorrer terrenos paleogénicos, correspondentes à "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}), que se prolongam até à proximidade do Rio Lis. No vale deste rio, foram intercetados aluviões e depósitos de terraços fluviais, sobrepostos às formações paleogénicas do substrato. Regista-se também uma breve passagem por terrenos pliocénicos, designadamente da "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), na zona de Fontainhas.

Após o Rio Lis, mantêm-se os afloramentos paleogénicos da "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) até aproximadamente ao PK 92+000, onde voltam a ser intercetados terrenos pliocénicos da "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), que se estendem até ao final do troço.

Com base nas 39 sondagens geotécnicas realizadas neste trecho, foi possível caracterizar as diferentes unidades, do topo para a base, da seguinte forma:

(I) Depósitos arenosos da Estremadura (P_E), Pliocénico:

Intercetados previamente na região do túnel de Aljubarrota, ocorrem aos 2 m estendendo-se pelo menos até a 18 m de profundidade, incluem uma alternância entre materiais arenosos e argilosos, com forte presença de frações siltosas, acompanhada de variações granulométricas e cromáticas significativas.

(II) Formação de Aguada e Barracão (P_P), Pliocénico:

Detetada a profundidades relativamente superficiais entre 0,3 m e 1,5 m, e a sua litologia é predominantemente dominada por areias, frequentemente intercaladas com siltes e argilas.

As areias apresentam-se com granulometria variável, desde areias finas a grosseiras, de tonalidades acastanhadas, amareladas, acinzentadas, alaranjadas e esbranquiçadas. É comum apresentar frações secundárias, mais ou menos siltosas e/ou argilosas. É ainda frequente a presença de seixos dispersos, subrolados a rolados, às vezes angulosos, com dimensões

variáveis. A heterogeneidade deposicional característica desta unidade dificulta a determinação exata da espessura das camadas, embora em algumas das sondagens realizadas possam atingir pelo menos 9 m.

Os siltes, de tonalidades acastanhadas a acinzentadas, apresentam, em regra, uma fração secundária significativa arenosa, e às vezes argilosa. Foram também identificados, pontualmente, níveis arenosos e a presença de pequenos seixos dispersos. As camadas siltosas apresentam-se como intercalações, geralmente com espessuras de 1,5 m, nas camadas arenosas e argilosas, salvo nas sondagens SV098C e SV153C onde atingem pelo menos 7,5 m de espessura, chegando a registrar 15 m.

As argilas, com tonalidades predominantes entre acastanhado, avermelhado, acinzentado, alaranjado e arroxeadado, apresentam-se várias vezes como argila arenosa, argila siltosa e argila silto-arenosa, tendo-se ainda identificado em uma sondagem (SV083C), intercalações de origem carbonatada, esbranquiçadas, aos 25 m. Apresentam espessuras geralmente superiores a 10 m, contudo existem várias passagens inferiores a 5 m de possança.

(III) Complexo de Benfica (Φ_B), Paleogénico:

É caracterizado pela alternância entre materiais finos e arenosos, com variações graduais tanto na composição como na tonalidade, desde tons acastanhados, acinzentados a avermelhados. Nesta unidade incluem-se argilas com passagens geralmente superiores a 2 m, atingindo 8 m, geralmente com frações secundárias siltosas, arenosas e silto-arenosas, e areias de granulometria média a fina, por vezes grosseira, ocasionalmente com frações siltosas ou argilosas e, pontualmente, com a presença de seixos dispersos próximo da base, com espessuras entre 3 m e 9 m.

(IV) Formação de Bom Sucesso (Φ_{BS}), Paleogénico:

É intersetada, em regra, a profundidades superficiais, entre 0,5 m e 1,3 m, sendo caracterizada pela alternância de camadas arenosas, argilosas, siltosas e materiais de composição mista, com alguma diversidade granulométrica e cromática. As areias encontram-se presentes em praticamente todas as sondagens realizadas em terrenos desta unidade, surgindo com diferentes granulometrias (fina, média e grosseira) e associadas, frequentemente, a frações siltosas e/ou argilosas. Estas camadas de areias chegam a atingir espessuras na ordem dos 20 m, contudo, no geral, apresentam 4 m a 8 m, ocorrendo a profundidades variáveis, geralmente

encontradas logo após a breve camada areno-silto-argilosa superficial, porém também existem casos onde apenas é intercetada na base da unidade, nomeadamente nas sondagens SV093C e SV150C. As tonalidades são acastanhadas, desde castanho-avermelhadas a castanho-acinzentadas ou alaranjadas. É ainda comum a presença de seixos dispersos, sobretudo nas frações mais grosseiras.

As argilas estão, tal como as areias, bastante presentes, sendo intercetadas em praticamente todas as sondagens deste troço, apresentando vulgarmente diferentes composições, desde siltosas, arenosas a margosas. As tonalidades são predominantemente castanhas, variando entre o castanho-avermelhado, castanho-acinzentado, castanho-alaranjado e vermelho-acinzentado. A espessura dos níveis argilosos é variável, podendo atingir pelo menos 6,5 m, ou apresentar-se como intercalações menos espessas na ordem dos 1,5 m a 3 m, eventualmente níveis lenticulares, nas camadas de areias.

Os materiais siltosos surgem tanto na forma de passagens breves como em associação com outras litologias na forma de fração secundária (nomeadamente areia siltosa, argila siltosa).

(V) Grés Superiores de Almargem (C¹_A), Cretácico:

Tal como descrito no Subtroço 2.2, esta unidade é caracterizada por depósitos predominantemente siltosos e arenosos, de tonalidades acastanhadas e acinzentadas, onde existem intercalações de níveis mais compactos. As areias apresentam granulometria fina a média, com tendência para se tornarem mais grosseiras em profundidade, às vezes com seixos pequenos dispersos. Pontualmente surgem intercalações argilosas e níveis silto-argilosos, de tonalidades acinzentadas, que conferem certa heterogeneidade à unidade.

Em comparação com o precedente, onde se registava uma maior diversidade litológica, incluindo passagens margosas e argilas margosas, neste setor a unidade apresenta-se dominada por sedimentos arenosos e siltosos com espessuras entre 3 m a 6 m, com intercalações argilosas bastante pontuais, geralmente não superiores a 1 m.

(VI) J²_O – Calcários oolíticos de St.º António e Candeeiros

Foram identificados calcários de tonalidade cinzenta, com espessura de pelos menos 12 m, superficialmente muito fraturados e parcialmente desagregados, às vezes apenas com

recuperação de fragmentos associados a níveis argilosos. A partir dos 3 m de profundidade, estes calcários apresentam fraturas sub-horizontais e subparalelas, com inclinação entre 20° e 40° em relação ao eixo da sondagem (sondagens estas verticais), com bordos irregulares e por vezes com algum preenchimento silto-argiloso.

Em alternância com estas passagens carbonatadas, registaram-se também depósitos arenosos, de granulometria fina a média, localmente siltosos e com tendência para se tornarem mais grosseiros em profundidade, incluindo pequenos seixos dispersos. Estas areias apresentam tonalidades castanhas a esbranquiçadas e, pontualmente, surgem breves intercalações de argilas acinzentadas.

6.3.1 Perfis sísmicos de refração

Foram realizados oito perfis sísmicos de refração ao longo do Troço 3, com o principal objetivo de caracterizar zonas destinadas a escavação. A sua distribuição cobre diferentes unidades geológicas, incluindo três ensaios na "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) e cinco na "Formação de Aguada e Barracão" (P_P).

Os perfis obtidos seguem a tendência comum de aumento progressivo da velocidade das ondas com a profundidade, conforme ilustrado na Figura 6.13.

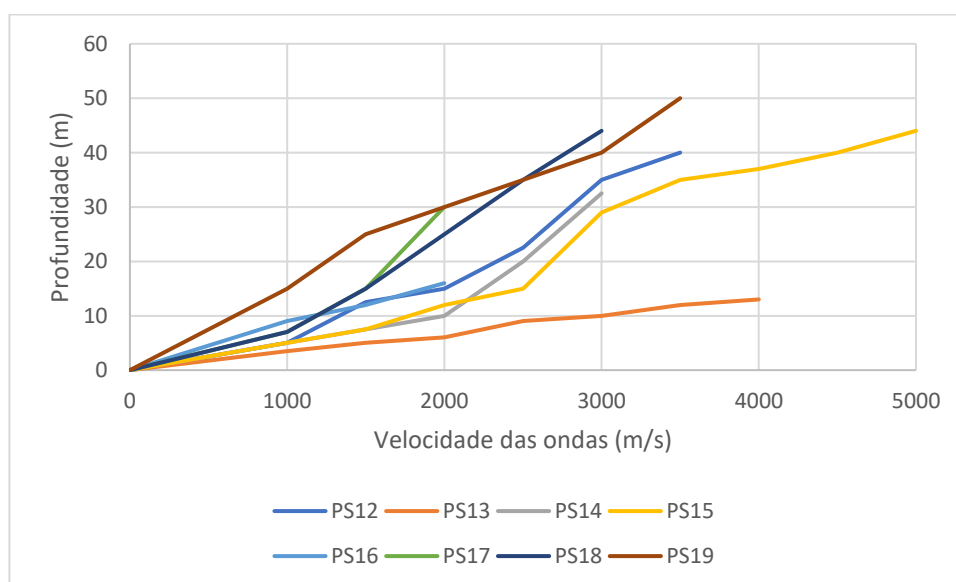


Figura 6.13 - Variação das velocidades sísmicas em função da profundidade nos perfis sísmicos do troço 3.

Nas cotas superficiais, geralmente nos primeiros 5 m a 10 m, as velocidades variam maioritariamente entre 500 m/s e 1500 m/s, compatíveis com solos pouco consolidados, no geral intercalações de camadas finas com grosseiras, que não são detetadas e acabam por gerar valores de velocidades nesta ordem. A partir daí, observa-se um incremento acentuado, corroborado pelas sondagens nas proximidades e pelos resultados dos ensaios SPT, nos quais se registaram frequentemente negas antes dos 10 m de profundidade.

Entre 15 m e 25 m, as velocidades tendem a aumentar significativamente, ultrapassando com frequência 2500 m/s, aproximando-se dos 3000 m/s nalguns casos, o que sugere a presença de materiais progressivamente mais densos e rígidos. Este comportamento acompanha a tendência também identificada nos ensaios SPT, como se descreve adiante.

Alguns perfis, em particular PS012C, PS014C e PS015C, todos eles realizados no domínio da "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}), revelam uma transição mais rápida para velocidades de propagação das ondas mais elevadas, atingindo valores na ordem de 3000 m/s até cerca dos 35 m de profundidade, o que poderá indiciar a proximidade do maciço rochoso mesozóico. O perfil PS013C, realizado na área do anticlinal de Maceira, nomeadamente sobre terrenos datados do Pliocénico sobrejacentes a terrenos jurássicos, destaca-se por apresentar o maior gradiente de crescimento das velocidades das ondas, alcançando valores na ordem dos 3000 m/s logo aos 10 m de profundidade e 4000 m/s aos 15 m, o que aponta para a presença de um possível maciço calcário jurássico de elevada qualidade. Destaca-se ainda o perfil PS015C, por ter sido o único a ultrapassar os 5000 m/s, aproximadamente aos 44 m de profundidade.

As tendências destes resultados foram confirmadas ulteriormente pelos ensaios SPT realizados na zona e permitem estender a interpretação da competência dos terrenos até aos 40–50 m de profundidade, evidenciando uma evolução contínua para materiais progressivamente mais resistentes, e antecipando a presença do maciço rochoso em diversos setores.

6.3.2 Ensaios com DPSH

Foram realizados no total catorze ensaios com DPSH ao longo do Troço 3, atingindo profundidades entre 3,78 m e 14,3 m - Figura 6.14. No geral, os ensaios alcançaram profundidades maiores em locais associados a baixas aluvionares ou zonas de maior heterogeneidade litológica, destacando-se os DPSH051C (14,3 m) e DPSH052C (7,19 m), ambos em áreas cartografadas como aluvião.

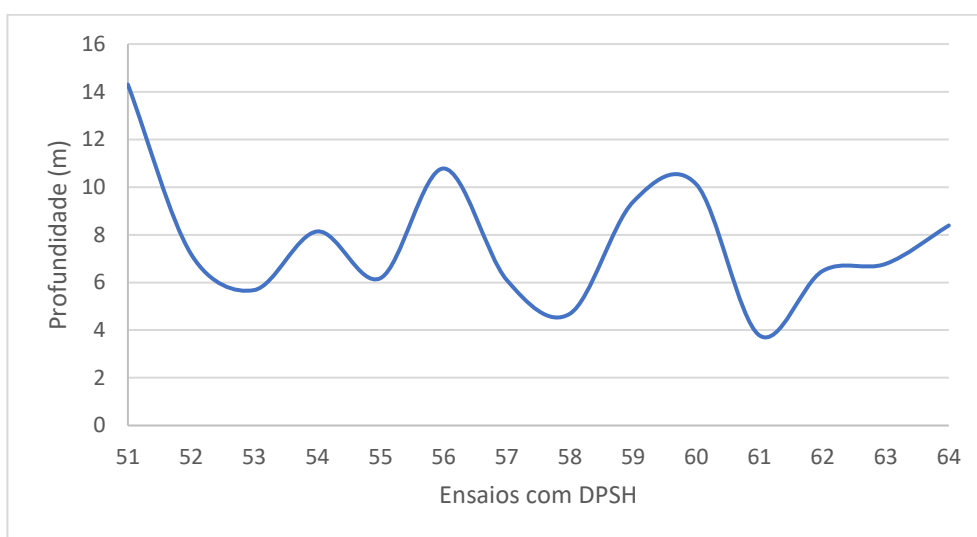


Figura 6.14 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios DPSH no troço 3.

No que respeita às unidades geológicas atravessadas, sete ensaios foram realizados na "Formação de Aguada e Barracão" (Φ_P), e os restantes sete na "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}).

Nos depósitos pliocénicos, obteve-se um comportamento relativamente heterogéneo, uma vez que nalgumas zonas, como nos DPSH054C e DPSH056C, foi necessário atingir profundidades mais elevadas (8,14 m e 10,78 m, respetivamente), sugerindo um comportamento local mais fraco. Tal comportamento poderá estar associado ao afloramento específico desta unidade entre duas áreas dominadas pela "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}), o que indica que neste setor os depósitos pliocénicos apresentam qualidade geotécnica menor quando comparados com outras regiões do mesmo troço (por exemplo, junto ao Rio Lis e na zona subsequente, onde os DPSH061C e DPSH062C atingiram profundidades mais reduzidas).

Já na "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) os resultados revelam também variações significativas, à semelhança da unidade pliocénica. Os ensaios DPSH059C e DPSH060C, realizados próximo da Ribeira do Fagundo, registaram profundidades relevantes (9,38 m e 10,12 m), comportamento que se mostra de certa forma coerente com os valores dos ensaios SPT obtidos numa sondagem realizada nas proximidades: valores baixos em depósitos arenosos superficiais (< 10 pancadas até cerca de 6 m), mas atingindo rapidamente a "nega" a partir dos 7,5 m de profundidade. Este comportamento reforça a presença de camadas superficiais menos competentes, mas com um aumento rápido da resistência com a profundidade.

Na globalidade, os resultados obtidos nos ensaios com DPSH ao longo deste trecho do traçado foram posteriormente confirmados através dos ensaios SPT realizados em furos a

profundidades reduzidas. Apesar de algumas variações localizadas, os resultados confirmam a predominância de solos muito compactos ou rijos a partir de profundidades intermédias, justificando as maiores anomalias encontradas pelas particularidades litológicas locais, nomeadamente a presença de zonas aluvionares, com nível freático e heterogeneidades internas.

6.3.3 Ensaios com CPTu

Ao longo do terceiro troço foram realizados quatro ensaios CPTu na região do Vale do Rio Lis, com o intuito de caracterizar os terrenos aluvionares, à semelhança do que foi feito na baixa aluvionar do Carregado.

Com base na Figura 6.15, verifica-se que os gráficos obtidos neste trecho diferem significativamente dos registados nos primeiros quatro ensaios realizados na zona do Carregado. O terreno, fortemente influenciado pelas formações recentes que preenchem o vale, revelam maior heterogeneidade, refletida pelas variações frequentes nos valores registados durante a cravação do piezocone. A aluvião pode ser identificada pelos valores extremamente baixos de resistência de ponta (q_c), intercalados por picos localizados correspondentes a passagens arenosas, tal como foi confirmado pelas sondagens realizadas nos locais envolventes.

As variações observadas nos quatro ensaios resultam da diversidade litológica nesta área, onde, além dos lodos com intercalações arenosas, foram também identificadas camadas de espessura significativa constituídas por areias de granulometria média a grosseira, com seixos e calhaus dispersos envoltos em matriz arenosa. Estas condições justificam os picos nos valores de q_c a profundidades relativamente reduzidas, como é visível no ensaio CPTu007C - Figura 6.15.

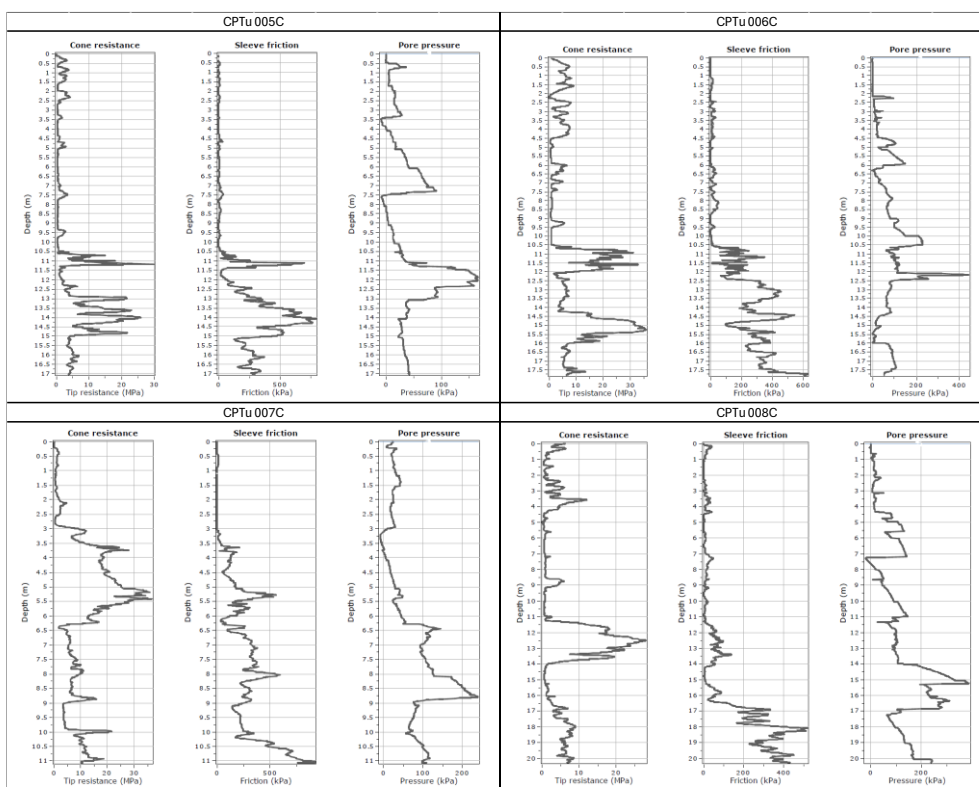


Figura 6.15 - Gráficos dos parâmetros registrados pelos ensaios CPTu (qc, u e fs) realizados no Troço 3.

Comparativamente aos ensaios realizados no Carregado, os valores da pressão intersticial medidos na aluvião do Rio Lis são consideravelmente inferiores. Enquanto no Carregado as passagens argilosas atingiam frequentemente valores superiores a 500 kPa, chegando em alguns casos aos 1000 kPa, no Rio Lis o maior valor registado corresponde a um pico no ensaio CPTu006C, que ultrapassou ligeiramente $u=400$ kPa. Esta diferença justifica-se pela maior variabilidade litológica das aluviões deste trecho, caracterizada pela alternância entre materiais finos e areias, contrastando com a maior presença de argilas saturadas e espessas da aluvião no Carregado.

6.3.4 Ensaios SPT

Ao longo deste terceiro troço foram realizados no total 537 ensaios SPT, dos quais mais de metade foram em areias, cerca de um terço em argilas e, os restantes, em siltes, evidenciando a representatividade dos depósitos arenosos ao longo dos quase 33 km do segmento em referência.

No conjunto dos ensaios SPT realizados em areias, 63% apresentaram 50 ou mais pancadas de valores de N_{SPT} e 57% atingiram a "nega", o que demonstra a competência geotécnica dos materiais grosseiros. De modo geral, os valores situam-se maioritariamente acima das 30 pancadas, registando-se apenas casos pontuais de valores inferiores à tendência, geralmente a profundidades menores (até 4,5 - 6 m). Apenas na região onde se situa o Rio Lis é encontrado um registo diferente do restante. Aqui apenas a partir dos 15 m de profundidade se registaram areias com valores N_{SPT} compatíveis com solos compactos.

Quando analisadas as unidades litostratigráficas individualmente, apenas as unidades pliocénicas não apresentaram mais de metade dos seus ensaios com "negas". Já as unidades paleogénicas revelaram resultados mais consistentes: acima de 60% de ensaios com "nega", destacando-se o "Complexo de Benfca" (Φ_B) com quase 90%. Por outro lado, mesmo apresentando uma percentagem inferior de "negas", a "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) possui uma representatividade bastante superior no troço, com quase 10 vezes mais ensaios SPT realizados do que no "Complexo de Benfca" (Φ_B), o que lhe confere maior relevância à qualidade das respetivas areias em geral. As formações cretácicas e jurássicas, embora pouco representadas (existindo apenas uma sondagem realizada em cada uma delas), apresentaram igualmente valores elevados, indo de encontro à qualidade já observada noutras zonas do traçado. Os resultados detalhados dos ensaios SPT nas areias encontram-se na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em areias nas unidades geológicas intercetadas no Troço 3.

Unidade Litológica	P_E	P_P	Φ_B	Φ_{BS}	C^1_A	J^2_O
nº SPTs	12	113	16	138	5	9
Nº "negas"	5	53	14	88	5	6
% do total de "negas"	42	47	88	64	100	67

Nas argilas - Tabela 6.10, realizaram-se no total 178 ensaios SPT, dos quais mais de 40% atingiram a "nega", enquanto 70% registaram valores iguais ou superiores a 30 pancadas. Geralmente, os valores mais baixos registados nos ensaios concentravam-se a profundidades reduzidas, evoluindo rapidamente para resultados mais elevados com o aumento da profundidade. Entre as unidades analisadas, a "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) reúne o maior número de ensaios SPT, onde 39% registaram "nega" e 78% apresentaram valores iguais ou superiores a 30 pancadas. No "Complexo de Benfica" (Φ_B), os valores registados foram mais modestos, com apenas 9% de "negas" nos 20 ensaios realizados; contudo metade registaram pelo menos 30 pancadas. Os ensaios SPT com valores inferiores a 30 pancadas localizaram-se a profundidades reduzidas, geralmente até 6 m. Nas unidades pliocénicas, os resultados mostram-se semelhantes, com mais de 40% dos valores obtidos a atingirem a "nega" e mais de 70% com 30 ou mais pancadas, destacando-se os "Depósitos arenosos da Estremadura" (P_E), onde mais de 90% dos ensaios registaram valores iguais ou superiores a 30 pancadas. Já as unidades cretácicas e jurássicas, com apenas 3 ensaios SPT realizados, revelaram valores elevados, mas estatisticamente pouco representativos devido à reduzida presença das argilas nestas formações.

Tabela 6.10 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em argilas nas unidades geológicas intercetadas no Troço 3.

Unidade Litológica	P_E	P_P	Φ_B	Φ_{BS}	C^1_A	J^2_O
nº SPTs	11	38	20	94	2	1
$N_{SPT} > 30$	10	28	10	73	1	1
% de $N_{SPT} > 30$	91	74	50	78	50	100
Nº "negas"	5	16	8	37	1	1
% do total de "negas"	45	42	9	39	50	100

Os siltes - Tabela 6.11, estão pouco representados ao longo do traçado neste trecho, o que resulta num número reduzido de ensaios SPT para analisar o respetivo comportamento geomecânico. Ainda assim, dos 47 ensaios realizados nesta litologia, 40% atingiram a "nega" e mais de 70% registaram valores iguais ou superiores a 30 pancadas, indicando um comportamento consistente e considerado rijo. A qualidade dos siltes na "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), onde ocorrem em quantidades mais significativas, é revelada por 26 ensaios SPT, dos quais 31% atingiram a "nega" e 77% registaram valores iguais ou superiores a 30 pancadas. A outra unidade onde a presença de siltes é significativa é a "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) com 14 ensaios SPT, dos quais 57% atingiram a "nega" e 71% registaram valores de N_{SPT} iguais ou superiores a 30 pancadas.

Tabela 6.11 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em siltes nas unidades geológicas intercetadas no troço 3.

Unidade Litológica	P_E	P_P	Φ_B	Φ_{BS}	C_A^1	J_O^2
nº SPTs	-	26	1	14	3	-
$N_{SPT} > 30$	-	20	0	10	3	-
% de $N_{SPT} > 30$	-	77	0	71	100	-
Nº "negas"	-	8	0	8	3	-
% do total de "negas"	-	31	0	57	100	-

Na Tabela 6.12 sintetizam-se os resultados generalizados dos ensaios SPT no Troço 3. Da sua análise verifica-se que os locais ensaiados nos furos de sondagens do Troço 3 evidenciam uma predominância de areias (58% do total de ensaios), seguidas das argilas (33%) e, menos representativos, os siltes (9%). No que toca ao comportamento mecânico, as areias revelaram-se materiais muito compactos, com 57% dos ensaios a atingir a "nega" e 63% a registar pelo menos 50 pancadas, o que reflete uma compacidade elevada da maioria dos depósitos granulares, alguns contendo seixos dispersos. Nas argilas, embora os resultados sejam ligeiramente mais moderados, verificou-se igualmente um desempenho robusto, com 42% dos ensaios a atingirem a "nega" e 75% a apresentar pelo menos $N_{SPT}=30$ pancadas, traduzindo ainda uma evolução clara para valores mais competentes, em regra, com o aumento da profundidade. Os siltes, apesar de menos ensaiados, mostraram também uma resposta positiva, com 40% de "negas" e 72% de resultados de N_{SPT} com pelo menos 30 pancadas, o que confirma a sua consistência globalmente favorável.

Tabela 6.12 - Síntese geral dos resultados dos ensaios SPT nas unidades geológicas intercetadas no Troço 3.

Litologia	Nº total de ensaios	Total de ensaios no troço (%)	Nº de "negas"	% de "negas"	nº ensaios com >30 pancadas	% ensaios com >30 pancadas	nº ensaios com >50 pancadas	% ensaios com >50 pancadas
Areia	312	58	179	57	-	-	197	63
Argila	178	33	74	42	133	74	-	-
Silte	47	9	19	40	34	72	-	-

No geral, os resultados dos pontos prospectados demonstram que os materiais intercetados neste troço apresentam, na sua maioria e subtraindo as baixas aluvionares, características geotécnicas adequadas, com um claro predomínio de valores elevados de resistência à penetração dinâmica, preconizando assim, à partida, condições adequadas para a realização dos trabalhos geotécnicos.

6.4 Troço 4: Bidoeira – Pombal

O quarto e último troço do traçado da LAV em estudo estende-se, no caso da solução A, entre o PK 95+700 e PK 115+895, e na solução B, desde o PK 97+272 ao PK 117+186. A campanha de prospeção geotécnica realizada neste segmento incluiu a realização de perfis sísmicos de refração, ensaios com DPSH e sondagens geotécnicas - Tabela 6.13, tendo como principal objetivo a caracterização geotécnica de zonas de OAE, aterro, escavação e um túnel.

Tabela 6.13 - Trabalhos de prospeção realizados no Troço 4 e as suas quantidades.

Prospeção realizada	Quantidade (un)	Identificação
Perfis sísmicos de refração	18	PS020C a PS033C; PS037C a PS040C
Ensaio com DPSH	26	DPSH065C a DPSH079C; DPSH85C a DPSH095C
Sondagens carotadas	38	SV099C a SV122C; SV133C a SV147C

Este troço do traçado prossegue sobre terrenos da "Formação de Aguada e Barracão" (P_p), já descrita no troço precedente. Tal como referido, esta unidade é composta essencialmente por areias intercaladas com siltes e argilas.

Neste troço, contudo, observa-se uma maior predominância de materiais finos nas zonas prospectadas, nomeadamente argilas, sobretudo na segunda metade do troço. As tonalidades predominantes variam entre o cinzento, o castanho e o vermelho. Estas argilas são, na sua maioria, de natureza siltosa, por vezes com carácter arenoso, e apresentam frequentemente pequenos seixos dispersos. Pontualmente, surgem intercalações carbonatadas esbranquiçadas, bem como passagens areno-siltosas dispersas.

Comparativamente ao Troço 3, verifica-se também uma maior frequência de níveis silto-sos. Estes apresentam-se às vezes com fração arenosa e tonalidades entre acastanhado, acinzentado e alaranjado. Embora menos espessos e abundantes do que as argilas, os siltes são significativamente mais frequentes do que no troço anterior.

As areias, embora ainda presentes, perdem alguma representatividade em relação às argilas e siltes, mantendo as características já descritas para a unidade: granulometria variável, cores diversificadas e intercalações ocasionais de materiais mais finos, para além de seixos dispersos.

6.4.1 Perfis sísmicos de refração

Foram realizados ao todo 18 perfis sísmicos de refração ao longo do Troço 4, dos quais quatro (PS037C a PS040C) na variante A e oito na variante B (PS021C a PS028C), distribuindo-se a maior parte na primeira parte do trecho. Na maioria houve sondagens geotécnicas realizadas nas proximidades, cujos resultados dos ensaios SPT confirmaram os resultados obtidos nos perfis sísmicos. Estes geralmente não apresentaram velocidades muito elevadas, em regra situaram-se no intervalo 1000-1500 m/s, nos primeiros 20 m do terreno, indo de encontro à débil qualidade do terreno nos primeiros metros traduzidos em valores SPT pequenos, como se descreve adiante. Contudo, os perfis PS029C, PS030C e PS033C, que apresentam velocidades na ordem de 2000 m/s a profundidades mais reduzidas, encontram-se na parte final do trecho, área essa onde se encontram as sondagens com melhores valores de N_{SPT} , nomeadamente aquelas onde as "negas", no geral, foram atingidas antes de 10 m de profundidade.

Analisando os perfis - Figura 6.16, apenas seis atingiram horizontes com velocidades das ondas sísmicas na ordem de 1000 m/s até aos 10 m de profundidade; contudo, inferiormente, a 15 m, quatro perfis não ultrapassaram aquele valor, confirmando-se mais uma vez a débil qualidade dos primeiros metros do terreno em profundidade ao longo deste troço. É também possível observar que a grande maioria atingiu velocidades na ordem dos 2500 m/s até cerca de 40 m de profundidade, porém nenhum antes dos 25 m, algo que, comparativamente aos perfis do troço precedente, é francamente mais abaixo, onde grande parte já tinha atingido tais valores a 20 m de profundidade, refletindo mais uma vez o decréscimo da qualidade geotécnica de um troço para o outro e a maior espessura dos solos sedimentares atravessados. De todos os perfis, apenas quatro atingiram velocidades de 4000 m/s, destacando-se o perfil PS027C que atingiu e ultrapassou tais valores por volta de 36 m de profundidade, acabando ainda as ondas sísmicas por atingir o patamar de 5000 m/s um pouco depois dos 40 m de profundidade. Apenas mais dois perfis (PS025C e PS038C) atingiram estes valores, contudo os horizontes com velocidades das ondas longitudinais da mesma ordem de grandeza situaram-se a mais de 50 m de profundidade.

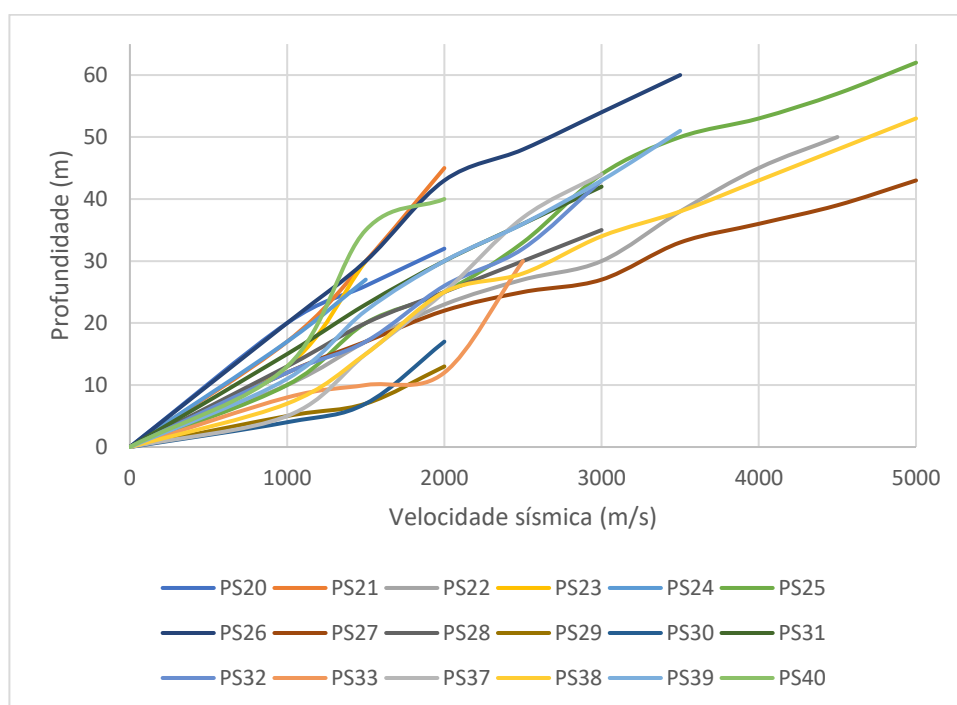


Figura 6.16 - Variação das velocidades sísmicas em função da profundidade nos perfis sísmicos do Troço 4.

A análise comparativa dos perfis sísmicos obtidos nos perfis efetuados nas duas soluções evidencia diferenças relevantes no comportamento geotécnico dos terrenos. No geral, observa-se que os perfis da Solução B apresentam uma maior dispersão nos seus resultados uma vez que coexistem perfis que apresentam velocidades sísmicas mais elevadas a profundidades mais reduzidas, sugerindo materiais mais competentes, mas também alguns com valores significativamente mais baixos, como é o caso dos perfis PS021C, PS024C e PS026C, que traduzem zonas menos consolidadas e de qualidade geotécnica mais fraca. Contudo e face à heterogeneidade das formações atravessadas, os valores registados teriam de ser variáveis.

Em contrapartida, os perfis da Solução A apresentam um comportamento mais homogêneo, situando-se maioritariamente numa faixa intermédia de valores. Embora não atinjam as velocidades mais elevadas nem velocidades intermédias tão cedo como se verifica na Solução B, também não revelam valores de velocidades das ondas sísmicas tão baixos (à exceção do perfil PS040C).

Assim, a Solução B, apesar de alguma inconsistência (devido aos terrenos sedimentares da "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) apresentarem camadas brandas sob compactas onde a sísmica peca havendo uma grande probabilidade de obter resultados falsos) e conter alguns segmentos problemáticos, demonstra potencial para melhores condições geotécnicas locais, enquanto a Solução A apresenta um comportamento mais consistente ao longo do troço, contudo com menor qualidade.

6.4.2 Ensaios com DPSH

Ao longo deste último troço foram realizados 26 ensaios com DPSH - Tabela 6.14, a maioria distribuídos por ambas as soluções. Contudo, cinco desses ensaios não se encontram, exclusivamente, associados a nenhuma das soluções, integrando apenas o Troço 4.

Tabela 6.14 - Distribuição dos ensaios DPSH ao longo do troço 4.

Traçado	Quantidade (un)	Identificação
Troço 4	5	DPSH065C; DPSH076C a DPSH079C
Solução A	11	DPSH085C a DPSH095C
Solução B	10	DPSH066V a DPSH075C

As profundidades atingidas nos ensaios variaram entre 8,54 m e 23,10 m na solução A, e entre 7,48 m e 19,16 m na solução B. No geral, a Solução A - Figura 6.17, apresenta ensaios mais compridos, com três a ultrapassarem 20 m de profundidade, contrastando com a Solução B - Figura 6.18, onde a maioria não ultrapassou 14 m de profundidade; excetuam-se quatro dos 10 ensaios executados.

Verifica-se ainda que, nos primeiros ensaios de cada uma das soluções, foram registadas profundidades relativamente reduzidas, demonstrando uma maior resistência nos primeiros quilómetros de ambas as soluções. Posteriormente, perto do Rio de Carnide, observou-se um aumento das profundidades atingidas, refletindo uma maior possança de solos de fraca qualidade correspondentes à baixa aluvionar ali localizada.

Dos 26 ensaios efetuados, apenas quatro foram realizados na "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) (DPSH067C e DPSH079C na Solução B; DPSH085C e DPSH086C na Solução A), todos com profundidades relativamente reduzidas, não ultrapassando 10,3 m e, no caso do último ensaio do trecho, apenas atingiu 3,44 m (DPSH079C). Os restantes ensaios com o penetómetro incidiram sobre a "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), onde se registaram as maiores profundidades, refletindo um comportamento geotécnico pior.

Destaca-se ainda que, na zona de Crespos, foram realizados os ensaios onde se atingiram as maiores profundidades, mais uma vez influenciados pela baixa aluvionar presente na região do Rio de Carnide, porém, a partir desse ponto, as profundidades alcançadas tenderam a diminuir progressivamente, indicando uma melhoria nas condições do troço.

No geral, os resultados dos ensaios refletem um melhor desempenho geotécnico dos terrenos atravessados na solução B, onde a profundidade média atingida é 13,6 m, cerca de 3

m inferior à observada na solução A (16,36 m). Do ponto de vista da geologia, confirma-se uma clara diferença na resistência entre as duas formações intersetadas, onde a "Formação de Bom Sucesso" (Φ_{BS}) revela um claro melhor desempenho comparada à "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), contudo há que ter em conta que esta última é bastante impactada pelas baixas aluvionares nas proximidades do Rio de Carnide.

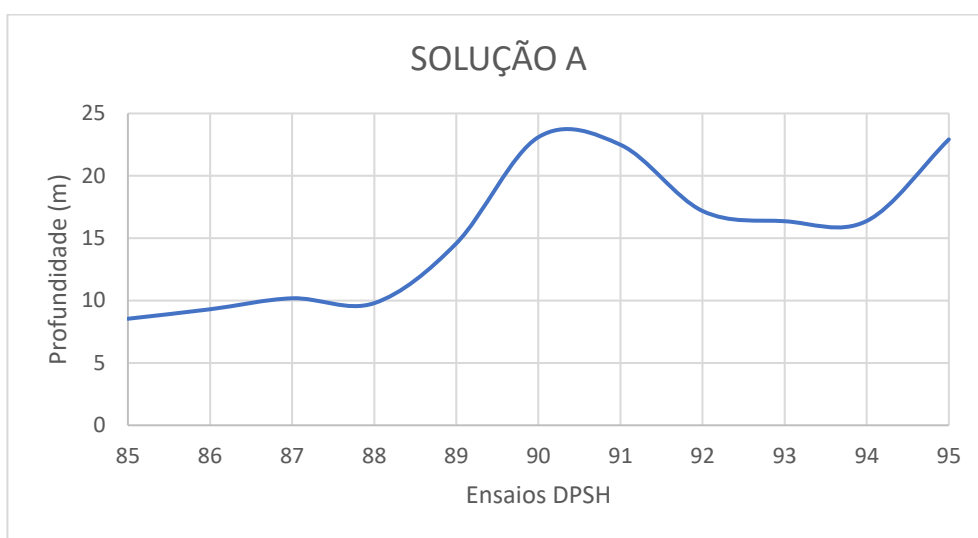


Figura 6.17 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no Troço 4 associados à Solução A.

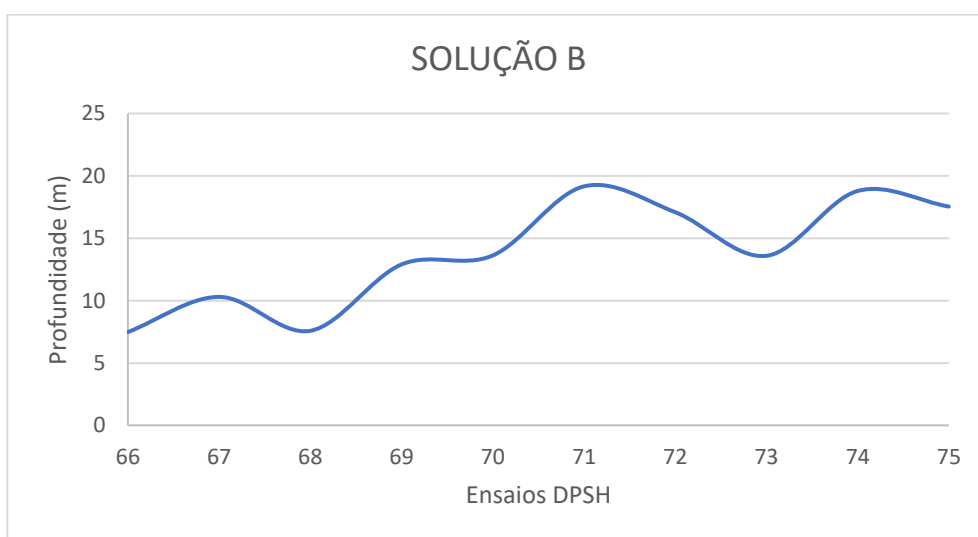


Figura 6.18 - Profundidade máxima alcançada nos ensaios com DPSH no Troço 4 associados à Solução B.

6.4.3 Ensaios SPT

Ao contrário do Troço 3 e como referido, neste Troço 4 os solos siltosos estão mais representados, independentemente da solução do traçado em estudo. No caso da Solução A, foram realizados 52 ensaios SPT, dos quais 42% registaram valores $N_{SPT} \geq 30$ pancadas ou mais, enquanto apenas 13% atingiram a "nega". A Solução B contabilizou um total de 60 ensaios, sendo que 37% registaram valores $N_{SPT} \geq 30$ pancadas ou mais, e apenas 8% atingiram a "nega".

Os resultados obtidos em ambas as soluções são, no geral, bastante semelhantes, sendo possível verificar a preponderância de valores de resistência médios, com valores percentuais próximos, tanto no número de ensaios com valores de N_{SPT} de pelo menos 30 pancadas, como na ocorrência baixa de "negas". Contudo, mesmo que de forma não muito significativa, a solução A apresenta melhores resultados, embora com menos ensaios realizados, tal como se pode observar na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em siltes nas unidades intercetadas no Troço 4 em cada uma das soluções estudadas.

	Solução A	Solução B
Ensaios SPT (un)	52	60
$N_{SPT} \geq 30$ pancadas (un)	22	22
$N_{SPT} \geq 30$ pancadas (% do total)	42	37
Nº "negas"	7	5
% do total de "negas"	13	8

Em relação à dispersão dos valores ao longo da profundidade verifica-se que, com base nas Figuras 6.19 e 6.20, ambas as soluções apresentam alguma variabilidade, sem uma predominância clara de uma certa gama de valores de N_{SPT} numa determinada profundidade. Observa-se uma alternância entre valores mais consistentes e menos consistentes, distribuídos de forma algo irregular em profundidade. Contudo, à semelhança do que se tem observado nos restantes troços, os valores evidenciam sempre uma tendência geral de aumento da resistência com o aumento da profundidade. Esta dispersão estará certamente associada a diversos fatores, nomeadamente à possível presença de água, à heterogeneidade deposicional dos siltes e/ou às frequentes intercalações de níveis ora arenosos, ora argilosos.

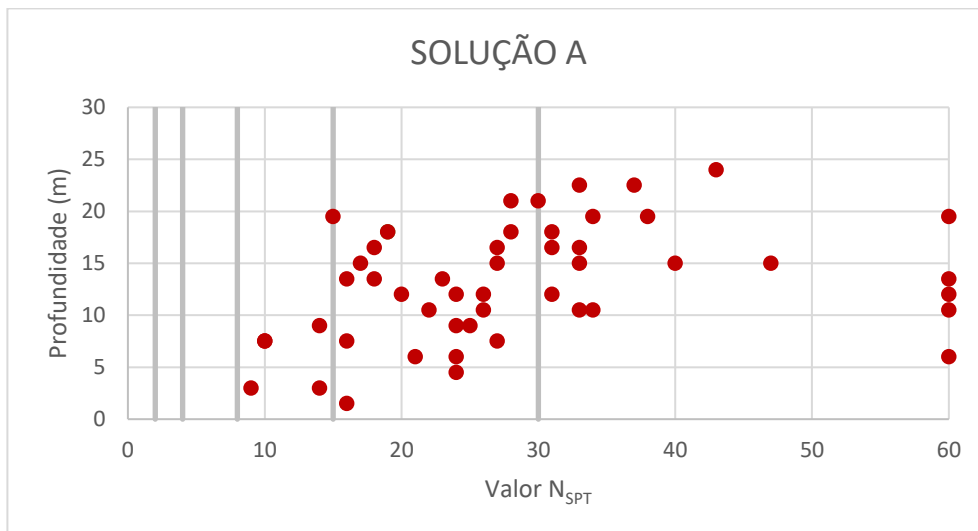


Figura 6.19 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de siltes identificados ao longo do trecho 4 na Solução A.

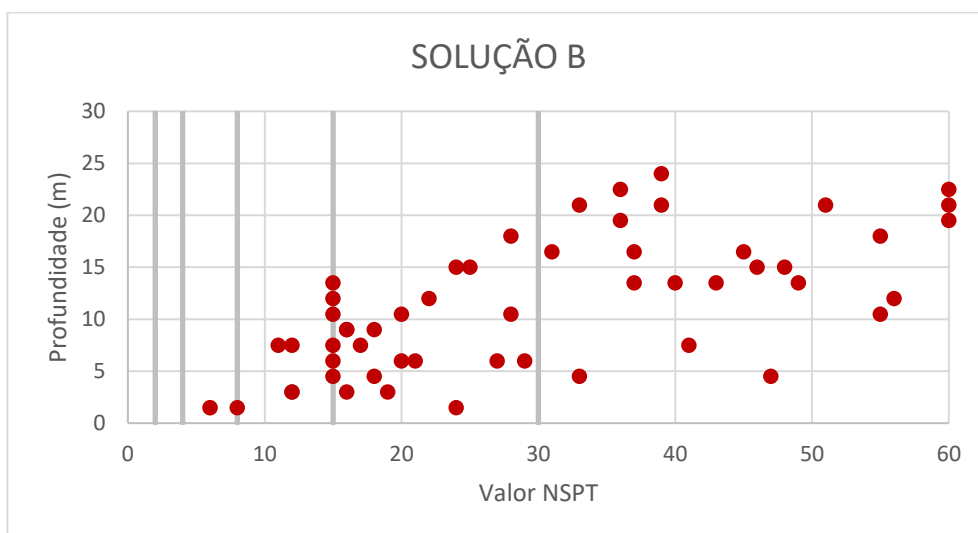


Figura 6.20 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de siltes identificados ao longo do trecho 4 na Solução B.

No que respeita às argilas, foram executados um total de 120 ensaios SPT para a Solução A e 152 para a Solução B. Os resultados - Tabela 6.16, revelam, à semelhança dos siltes, uma tendência semelhante entre ambas as soluções. Na solução A, cerca de 78% dos ensaios registaram $N_{SPT} = 30$ pancadas ou mais, e 56% atingiram a "nega"; na solução B, 80% dos ensaios apresentaram $N_{SPT} = 30$ pancadas ou mais, e 55% obtiveram "nega". Estes valores,

independentemente da solução, sugerem que as argilas continuam a apresentar, no geral, neste troço, um comportamento rijo.

Tabela 6.16 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em argilas nas unidades intercetadas no Troço 4 em cada uma das soluções estudadas.

	Solução A	Solução B
Ensaio SPT (un)	120	152
$N \geq 30$ pancadas (un)	93	121
$N \geq 30$ pancadas (% do total)	78	80
Nº "negas"	67	83
% do total de "negas"	56	55

Nas Figuras 6.21 e 6.22 observa-se alguma dispersão dos resultados ao longo da profundidade; porém, existe uma concentração significativa de pontos no lado direito dos gráficos, bem como no canto inferior direito, o que evidencia a ocorrência de valores elevados de resistência nas argilas a diversas profundidades, principalmente mais superficiais, incluindo a ocorrência de "negas", valores esses que podem estar relacionados à presença de seixos dispersos. Este comportamento reforça a boa consistência destas argilas.

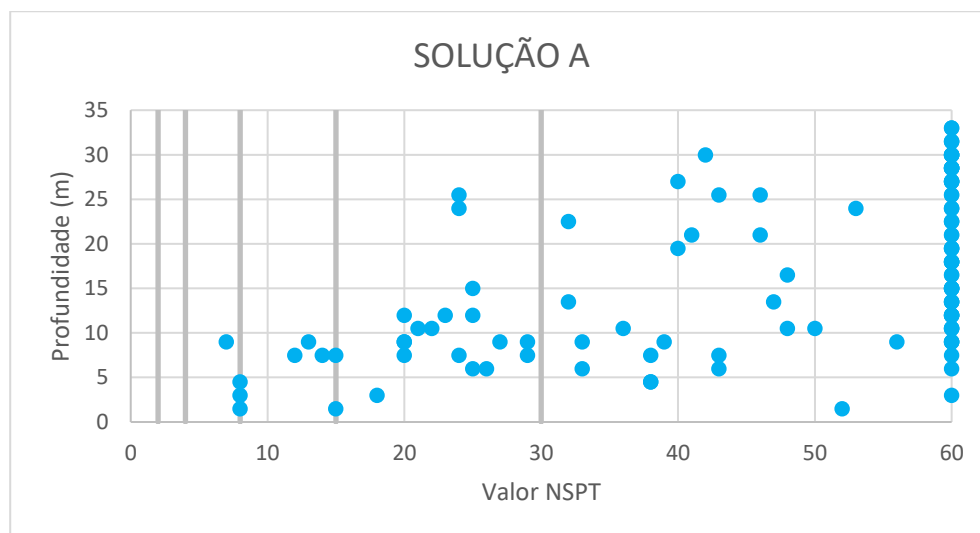


Figura 6.21 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de argilas identificados ao longo do troço 4 na Solução A.

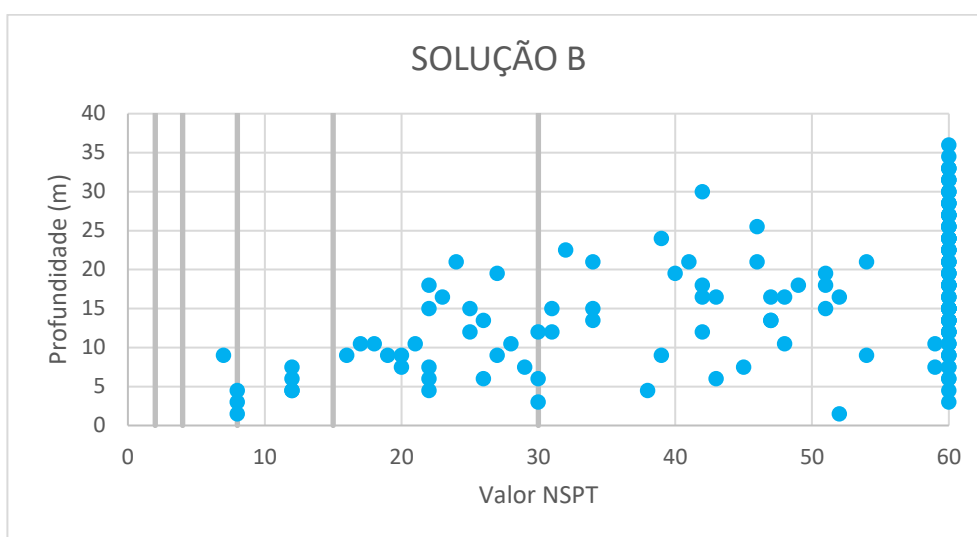


Figura 6.22 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de argilas identificados ao longo do trecho 4 na Solução B.

Por último, as areias, à semelhança das argilas, encontram-se bem representadas ao longo deste trecho, sendo particularmente expressivas na Solução A, onde foram interessadas em 180 ensaios SPT, dos quais 36% registaram $N_{SPT} = 50$ pancadas ou mais, e 28% atingiram a "nega". Na Solução B, foram efetuados um total 139 ensaios SPT, dos quais 35% apresentaram $N_{SPT} = 50$ pancadas ou mais, e 29% atingiram a "nega". Os valores percentuais obtidos para ambos os cenários encontram-se sintetizados na Tabela 6.17.

Tabela 6.17 - Síntese dos resultados dos ensaios SPT em areias nas unidades intercetadas no Troço 4 em cada uma das soluções estudadas.

	Solução A	Solução B
Ensaio SPT (un)	180	139
$N \geq 50$ pancadas (un)	64	48
$N \geq 50$ pancadas (% do total)	36	35
Nº "negas"	51	40
% do total de "negas"	28	29

Ao comparar com os resultados obtidos nos trechos anteriores, em especial no trecho 3, é observado um decréscimo significativo na qualidade geotécnica das areias, evidenciado pela clara redução do número de ensaios que atingiram 50 pancadas e, sobretudo, pela menor frequência de "negas". Este decréscimo, conforme ilustrado nas Figuras 6.23 e 6.24, deve-se sobretudo ao comportamento observado nos primeiros metros, onde os valores de resistência

se revelaram inferiores aos registados no troço 3, em que se verificavam inclusive "negas" logo a profundidades da ordem dos 4 m a 6 m.

Neste troço, além de serem praticamente inexistentes tais resultados em profundidades relativamente superficiais, é constatada ainda uma marcada irregularidade na evolução dos valores conforme a profundidade, em particular entre os 10 m e os 20 m, onde se registam quebras significativas. Atinge-se, na maioria dos casos, uma maior consistência de valores mais competentes apenas a partir dos 20 m de profundidade, não se observando na grande maioria dos casos uma evolução muito linear nos resultados dos ensaios.

Ao comparar com os resultados obtidos nos troços anteriores, em especial no troço imediatamente precedente, identifica-se um decréscimo significativo na qualidade geotécnica das areias prospetadas, evidenciado pela clara redução do número de ensaios que atingiram $N_{SPT} = 50$ pancadas e, sobretudo, pela menor frequência de "negas".

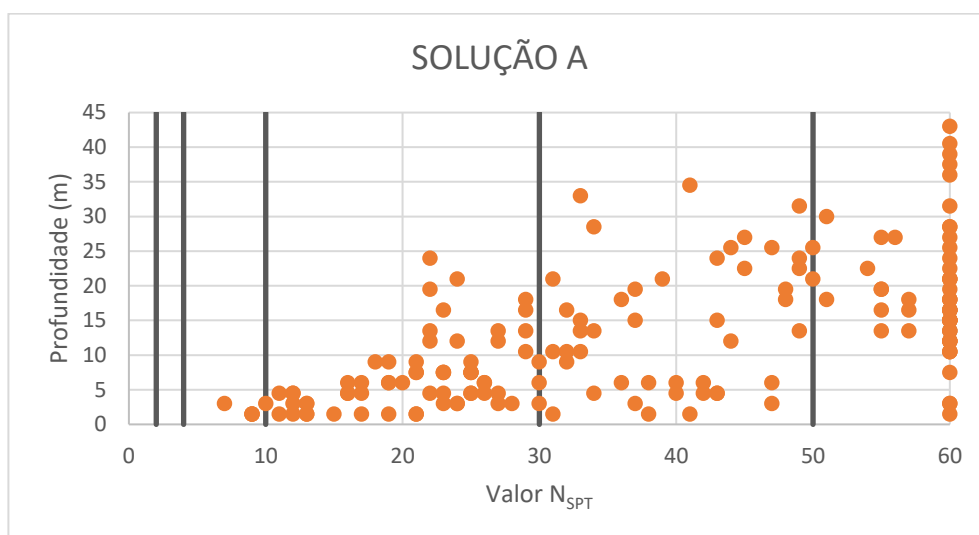


Figura 6.23 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de areias identificados ao longo do troço 4 na Solução A.

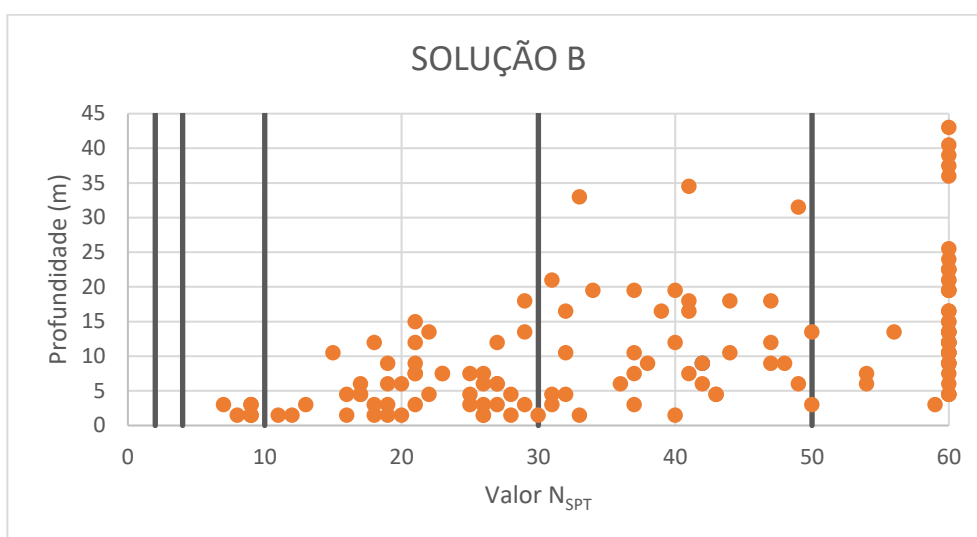


Figura 6.24 - Distribuição dos valores de N_{SPT} em função da profundidade para os níveis de areias identificados ao longo do troço 4 na Solução A.

6.4.4 Túnel - Carnide

O Túnel de Carnide apresenta uma variante em cada solução do Troço 4, ambas situadas a SE de Casais da Vidoeira, localizando-se aproximadamente ao PK 98+000 (Solução A) ou PK 99+500 (Solução B). A extensão prevista é de cerca 200 m na Solução A e 330 m na Solução B. Em ambas as variantes, o túnel desenvolve-se na "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), tendo sido realizados um perfil sísmico de refração e duas sondagens geotécnicas - Tabela 6.18.

Tabela 6.18 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel de Carnide no Troço 4 e respetivas quantidades em cada uma das soluções estudadas.

Solução	Sondagens carotadas	Perfis Sísmicos de refração
A	SV133C e SV134C	PS037C
B	SV101C e SV102C	PS022C

Na solução A, o túnel encontra-se sensivelmente a 400 m a Este da Solução B e com uma extensão mais reduzida. O perfil sísmico de refração - Figura 6.25 realizado numa zona de escavação subsequente ao emboquilhamento NE, indica velocidades das ondas sísmicas de materiais compactos e consistentes, atingindo cerca de 1500 m/s aos 15 m de profundidade e

2000 m/s aos 25 m. Estes valores foram confirmados pela descrição dos materiais perfurados na sondagem SV134C realizada nesse emboquilhamento, e pelos valores obtidos nos ensaios SPT, também com resultados mais favoráveis.

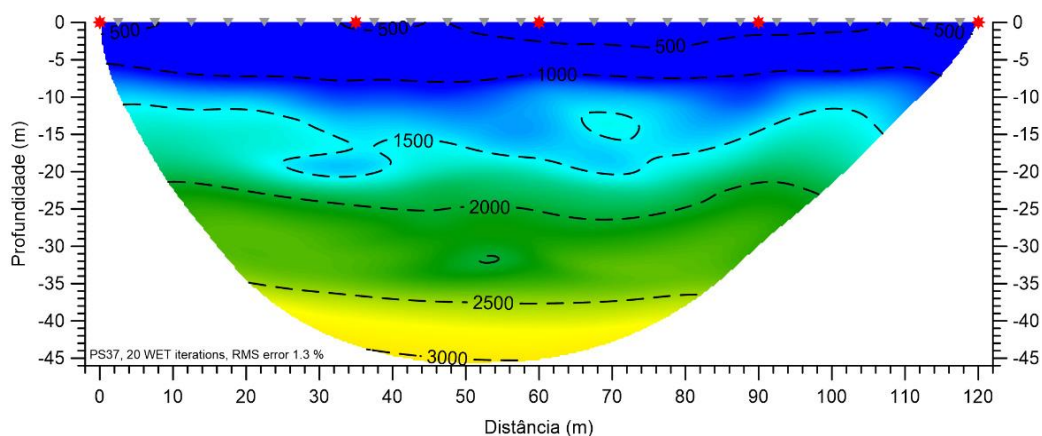


Figura 6.25 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS037C - Solução A.

O perfil sísmico realizado no emboquilhamento SO da Solução B - Figura 6.26, revelou velocidades das ondas sísmicas inferiores a 1000 m/s nos primeiros metros, contudo com o aumento da profundidade acaba por atingir velocidades maiores mais rapidamente quando comparado ao perfil da Solução A. Por exemplo, neste caso foram atingidos valores de velocidade das ondas longitudinais de 3000 m/s por volta de 30 m de profundidade, enquanto na Solução A tal valor apenas foi alcançado cerca dos 45 m.

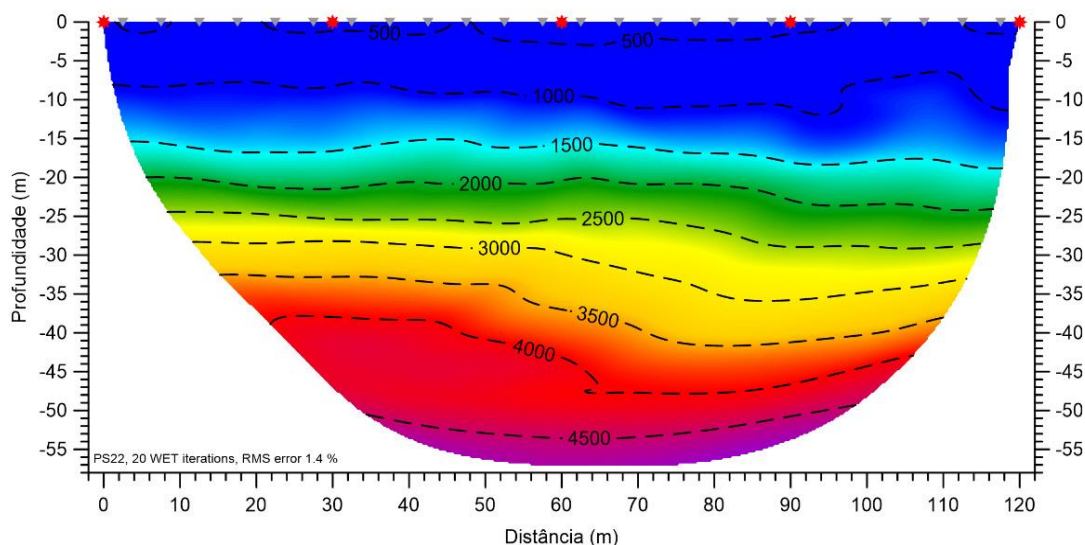


Figura 6.26 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS022C.

As sondagens realizadas, situadas em cada emboquilhamento, revelaram uma predominância de areias e siltes pliocénicos. No emboquilhamento SO ocorrem em níveis mais superficiais enquanto no emboquilhamento NE se verificou uma maior presença de siltes a partir dos 12 m de profundidade.

Os ensaios SPT evidenciaram no emboquilhamento SO camadas mais heterogêneas, com valores $N_{SPT} > 30$ pancadas intercalados com outros que apresentaram valores N_{SPT} inferiores. Em contraste, no emboquilhamento NE, é identificada uma consistência maior, onde se registaram frequentemente "negas" e valores progressivamente mais elevados com o acréscimo de profundidade.

Na Solução B, a litologia predominante difere um pouco, com a ocorrência de argilas e areias, com características diferenciadas entre os emboquilhamentos. No emboquilhamento situado a SO, o substrato apresenta uma composição mais argilosa, frequentemente com uma fração siltosa significativa e por vezes algo arenosa. No emboquilhamento situado a NE, predominam areias de granulometria média a grosseira, frequentemente com presença de seixos subrolados na sua constituição. Os ensaios SPT realizados em cada sondagem repetem a tendência observada na Solução A, onde se voltou a observar valores $N_{SPT} > 30$ pancadas mais consistentemente no emboquilhamento NE, enquanto no emboquilhamento a SO se verificam intercalações de camadas mais fracas, em particular associadas às passagens argilosas.

6.4.5 Túnel - Barroco

Este túnel localiza-se aproximadamente ao PK 108+900, estendendo-se por cerca 950 m sobre terrenos pertencentes à "Formação de Aguada e Barracão" (P_P), sendo exclusivo apenas da Solução B. Ao todo foram realizados dois perfis sísmicos de refração, um em cada emboquilhamento e três sondagens geotécnicas - uma em cada emboquilhamento e a restante no centro do túnel - Tabela 6.19.

Tabela 6.19 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel do Barroco no Troço 4 e respectivas quantidades em cada uma das soluções estudadas.

Túnel do Barroco (SB)	Sondagens carotadas	Perfis sísmicos de refração
Emboquilhamento S	SV112C	PS027C
Emboquilhamento N	SV114C	PS028C
Centro	SV113C	-

Os perfis sísmicos realizados - Figuras 6.27 e 6.28, demonstram tendências semelhantes nos primeiros metros, com velocidades inferiores ou iguais a 1500 m/s até 15-20 m de profundidade. Porém, com o aumento do recobrimento é notável um melhor desempenho dos terrenos a sul do túnel, atingindo velocidades de 4000 m/s praticamente à mesma cota onde no emboquilhamento N se atingem 3000 m/s, sugerindo esta discrepância uma perda progressiva da qualidade geotécnica no sentido Norte do túnel.

Apesar disso, o principal desafio continua a corresponder aos primeiros 10 m, onde as velocidades não atingem 1000 m/s, o que foi confirmado pela consistência baixa observada nos ensaios SPT, onde são raros os valores superiores a 30 pancadas nesse intervalo de profundidades.

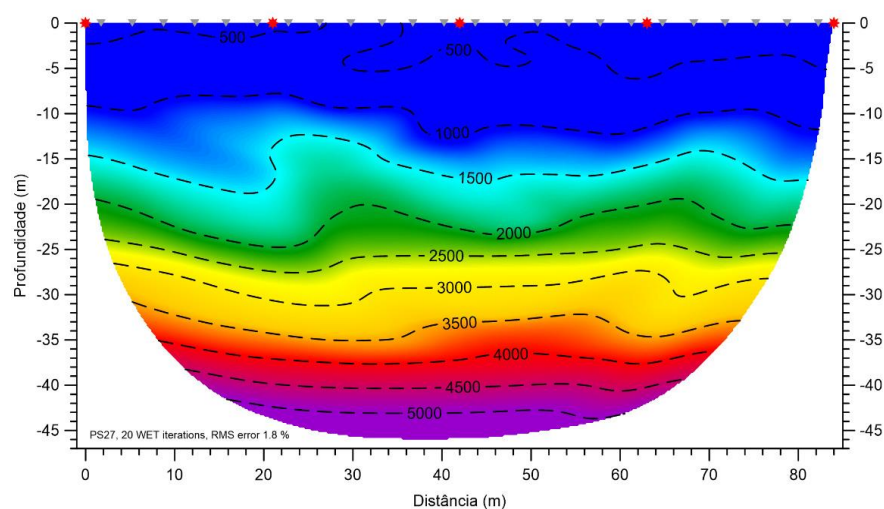


Figura 6.27 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS027C (emboquilhamento S).

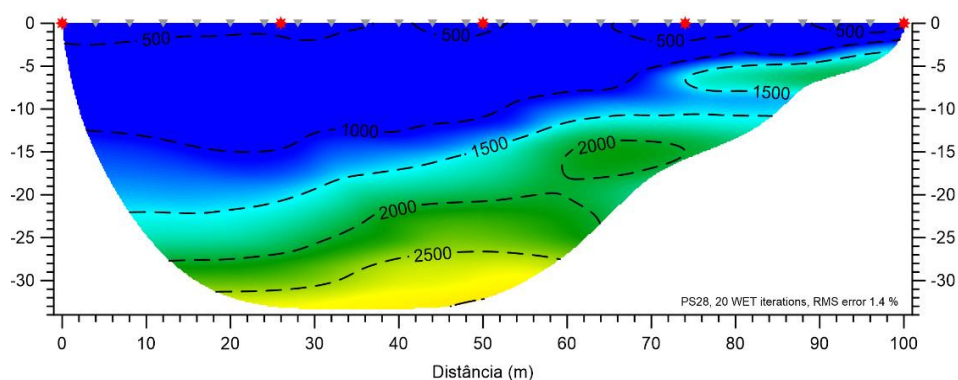


Figura 6.28 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS028C (emboquilhamento N).

As sondagens realizadas revelaram nos primeiros metros areias de granulometria média a fina, com alguma componente siltosa. Segue-se uma passagem siltosa ligeiramente arenosa com espessura aproximada de 9 m, com exceção da sondagem presente no emboquilhamento N, onde não foram identificados siltes. Por último, em todas as três sondagens, os últimos metros perfurados, entre 9 m e 13,5 m de profundidade, são ocupados por argilas com alguma fração siltosa, embora no centro do túnel as argilas tenham sido intercetadas a maiores profundidades (cerca dos 24 m).

Em relação aos ensaios SPT, estes evidenciaram comportamentos heterogêneos entre as litologias encontradas, uma vez que as areias registaram um comportamento geotécnico menos compacto, raramente registrando valores $N_{SPT} > 40$ pancadas; nos siltes os resultados foram, no geral, baixos no emboquilhamento S, onde o melhor valor foi de $N_{SPT}=28$ pancadas, mantendo-se a maioria abaixo das 20 pancadas. No entanto, no centro do túnel a qualidade

melhorou significativamente, com valores de N_{SPT} frequentemente acima das 35 pancadas e alguns a atingir as 40 pancadas. As argilas apresentaram, no geral, valores de N_{SPT} na ordem das 40 pancadas no topo da camada, evoluindo rapidamente para "negas" consecutivas. No emboquilhamento N só a partir dos 4 metros se verificou um aumento dos valores de N_{SPT} .

6.4.6 Túnel - Almagreira

O túnel da Almagreira localiza-se na reta final do Troço 4, em Barros da Paz (Almagreira), ao PK 111+800, estendendo-se por cerca de 350 m sobre terrenos da "Formação de Aguada e Barracão" (P_P). À semelhança do túnel do Barroco - Tabela 6.20, executaram-se dois perfis sísmicos de refração, um em cada emboquilhamento, e estavam previstas três sondagens geotécnicas, embora apenas se tenham realizado duas, devido a constrangimentos com os acessos a terrenos a Norte. Assim, foi executada uma sondagem no emboquilhamento Sul e outra no centro do túnel.

Tabela 6.20 - Trabalhos de prospeção realizados no túnel da Almagreira no Troço 4 e respetivas quantidades.

Túnel - Almagreira	Sondagens carotadas	Perfis sísmicos de refração
Emboquilhamento S	SV117C	PS029C
Emboquilhamento N	-	PS030C
Centro	SV118C	-

Os perfis sísmicos realizados em cada emboquilhamento confirmam a qualidade geotécnica boa do terreno. De acordo com os perfis sísmicos obtidos - Figuras 6.29 e 6.30, até cerca dos 7 m de profundidade registaram-se velocidades das ondas sísmicas próximas de 1500 m/s, enquanto inferiormente e até cerca de 13 m a 17 m foram atingidas velocidades em torno de 2000 m/s. Estes resultados estão em conformidade com os valores registados nos ensaios SPT e permitem inferir que, mesmo não tendo sido possível realizar a sondagem no emboquilhamento N do túnel, os terrenos nessa área apresentam características semelhantes, pelo menos até próximo dos 20 m de profundidade.

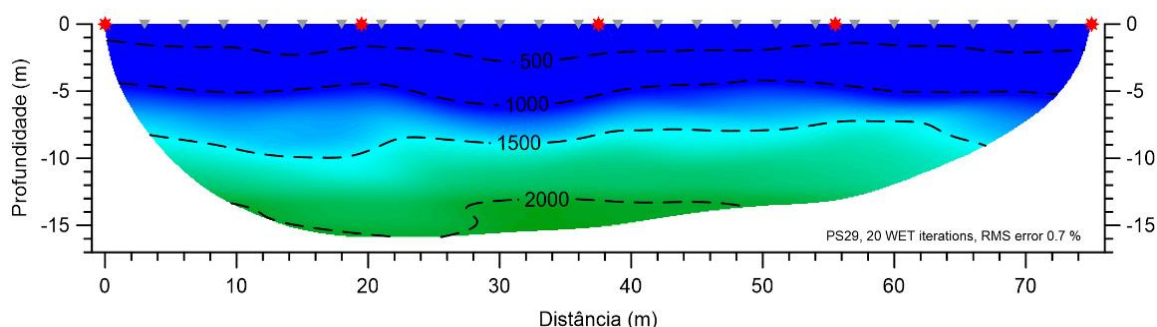


Figura 6.29 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS029C (emboquilhamento S).

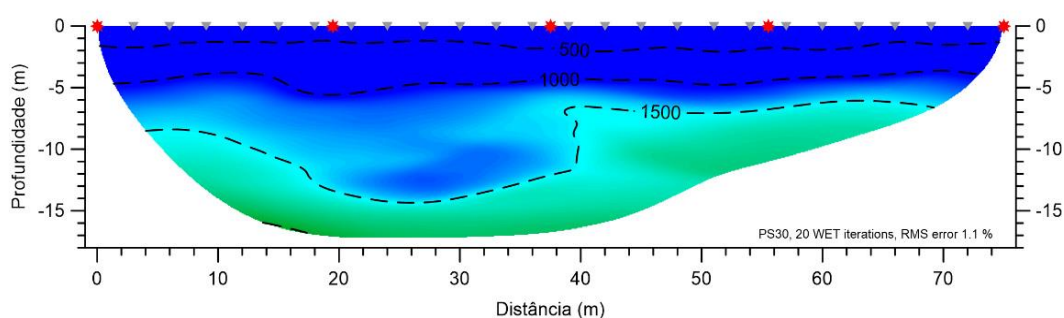


Figura 6.30 - Resultado proveniente do perfil sísmico PS029C (emboquilhamento N).

As sondagens revelaram que os terrenos são constituídos, maioritariamente, por argilas, intercaladas pontualmente por areias finas a médias, ligeiramente siltosas e com presença de pequenos seixos dispersos. Na sondagem central, a camada argilosa atingiu uma espessura de 26 m, a qual apresenta passagens mais compactas, próximas de serem classificadas como argilitos, e ainda, frequentemente, intercalações carbonatadas esbranquiçadas.

Os ensaios SPT realizados evidenciaram valores de solos de consistência elevada. A partir dos 10 m de profundidade surgiram registos de "negas", que se mantiveram de forma consistente até ao final das sondagens, nomeadamente até aos 20,5 m no emboquilhamento Sul e aos 35 m na zona central.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo desta dissertação foram analisados diversos aspetos relacionados com a caracterização geotécnica do Lote C da futura LAV Porto–Lisboa, no troço Soure–Carregado, com cerca de 123 km de extensão e onde foram intercetadas um total de 13 formações geológicas. O objetivo principal consistiu na análise e interpretação dos vários trabalhos realizados no âmbito da campanha de prospeção geotécnica - perfis sísmicos de refração, perfis de resistividade elétrica, ensaios de penetração (SPT, CPTu e DPSH) e sondagens carotadas - para retirar informação fiável sobre o potencial geotécnico dos terrenos atravessados e aferir zonas a necessitar de prospeção complementar.

O ponto de partida consistiu na consulta da literatura existente, sobretudo relativa à cartografia geológica e a trabalhos de referência na geologia e geotecnia da zona, que permitiram enquadrar o traçado em estudo. No entanto, estas fontes apresentam limitações, dado que grande parte não se baseia em métodos diretos, como a observação de tarolos de sondagens. Por isso, a informação obtida na campanha de prospeção foi indispensável para o estudo dos terrenos intercetados, fornecendo material de estudo mais fiel à realidade e possibilitando uma descrição concreta e detalhada das litologias e estrutura das formações geológicas intercetadas. Ainda assim, a literatura desempenhou um papel importante no processo de organização e interpretação, permitindo relacionar os materiais observados *in situ* com as formações geológicas cartografadas e, assim, compreender de forma mais integrada o maciço terroso e rochoso atravessado pelo traçado e as suas variantes.

A metodologia seguida no caso de estudo consistiu na conjugação, análise e interpretação crítica dos diferentes tipos de dados obtidos através da campanha de prospeção realizada. Esta abordagem permitiu caracterizar, de modo mais detalhado, cada troço do Lote C, identificando algumas das principais propriedades físicas e mecânicas dos solos e rochas atravessados, bem como a variabilidade lateral e vertical litológica dos terrenos.

A análise integrada dos diferentes trabalhos de prospeção, nomeadamente das sondagens que forneceram a informação mais fiel e que validou a obtida por métodos geofísicos, complementada com os restantes ensaios *in situ* e laboratoriais realizados, permitiram esboçar um modelo do comportamento geotécnico das formações atravessadas ao longo do traçado.

Os resultados desta análise reforçam a utilidade da campanha de prospeção enquanto ferramenta complementar, não substituindo estudos mais detalhados em fases posteriores, mas fornecendo uma base sólida de partida, permitindo guiar o projeto de execução, antecipar eventuais constrangimentos e tomar decisões de forma mais eficiente, nomeadamente na escolha da variante tecnicamente mais favorável.

Apesar da abrangência do estudo, algumas limitações devem ser reconhecidas. A densidade de sondagens e ensaios, embora significativa, não cobre uniformemente todo o traçado, e certos parâmetros geotécnicos fundamentais não foram determinados de forma sistemática, nomeadamente o peso volúmico e o ângulo de atrito efetivo, não permitindo obter zonamentos geotécnicos ao longo da área em estudo. Assim, a caracterização apresentada deve ser encarada como preliminar, carecendo de complementação futura em zonas críticas, como por exemplo as baixas aluvionares distribuídas ao longo do traçado, os terrenos do Troço 3, sobretudo na área do anticlinal de Maceira, onde se verifica uma elevada complexidade geológica, na presença dos solos sedimentares no Troço 4, entre outros.

Conclui-se, assim, que a presente dissertação cumpriu o objetivo definido de, através da análise crítica e integrada dos dados de prospeção, conseguir descrever com detalhe as formações encontradas e fornecer informação geotécnica fundamental de modo a servir de ferramenta de apoio à execução da 2ª fase, Lote C, da LAV no troço Soure-Carregado.

Para trabalhos futuros, recomenda-se o aprofundamento da caracterização laboratorial das diversas formações atravessadas, com especial atenção às sedimentares. Sugere-se ainda a instalação de piezómetros, de forma a obter informação sobre o nível freático, que poderá justificar determinados valores inconstantes de consistência e compacidade, sobretudo observados no Troço 4. Adicionalmente, recomenda-se a realização de sondagens carotadas e de ensaios in situ complementares, em particular nas baixas aluvionares e nas zonas de escavação onde apenas foram efetuados perfis sísmicos, sobretudo nos locais em que se registaram baixas velocidades nos metros iniciais. Por fim, destaca-se a importância da integração dos resultados num modelo geotécnico tridimensional de apoio ao projeto executivo, permitindo uma compreensão mais robusta do zonamento geotécnico ao longo da futura linha. Estas medidas permitirão não só validar os resultados obtidos e analisados nesta dissertação, mas também calibrar modelos conceptuais do comportamento do terreno em determinadas situações que requeiram um grande desempenho geotécnico que o comboio de alta velocidade necessita.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Administração da Região Hidrográfica do Centro, I. P. (2012). Plano de gestão das bacias hidrográficas dos rios Vouga, Mondego e Lis integrados na Região Hidrográfica 4: Parte 2 – Caracterização geral e diagnóstico. 2.7 – Outras pressões (Revisão final). Ministério da Agricultura, Mar, Ambiente e Ordenamento do Território.

Almeida, C., Mendonça, J. J. L., Jesus, M. R., & Gomes, A. J. (2001). Sistemas aquíferos de Portugal Continental (Vol. II). Lisboa: Centro de Geologia da Universidade de Lisboa & Instituto Nacional da Água.

Almeida, C., Mendonça, J. J. L., Jesus, M. R., & Gomes, A. J. (2002). Sistemas aquíferos de Portugal Continental (Vol. III). Lisboa: Centro de Geologia da Universidade de Lisboa & Instituto Nacional da Água.

Alves, J. N. (2010). Avaliação de dimensionamento da subestrutura ferroviária de linhas de alta velocidade (Dissertação de mestrado). Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Besana-Ostman, G. M., Vilanova, S. P., Falcao-Flor, A., Heleno, S., Ferreira, H., Nemser, E., Narciso, J., Domingues, A., Pinheiro, P., & Fonseca, J. (2012). The Lower Tagus Valley Fault Zone: Overview, new insights and future challenges. In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE), Lisbon, Portugal.

Cabral, J., Ribeiro, P., Figueiredo, P. M., & Pimentel, N. (2004). The Azambuja fault: An active structure located in an intraplate basin with significant seismicity (Lower Tagus Valley, Portugal). *Journal of Seismology*, 8(3), 347–362. <https://doi.org/10.1023/B:JOSE.00000389450.23092.68>

Carrasco, F.M.V. (2014). Reabilitação de taludes de aterro em encostas – análise de um caso numa ferrovia em Odemira [Dissertação de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa]. Repositório da Universidade Nova de Lisboa. <http://hdl.handle.net/10362/14758>

Carvalho, J., Rabeh, T., Cabral, J., Carrilho, F., Miranda, J. M. (2008). Geophysical characterization of the Ota–Vila Franca de Xira–Lisbon–Sesimbra fault zone, Portugal. *Geophysical Journal International*, 174(2), 567–584. <https://doi.org/10.1111/j.1365-246X.2008.03791.x>

European Committee for Standardization. (2014). Railway applications – Track – Rail – Part 1: Vignole railway rails 46 kg/m and above (EN 13674-1:2014). CEN.

European Committee for Standardization. (2007). Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing (EN 1997-2:2007). CEN.

Estradas de Portugal, S. A. (2009). Caderno de encargos tipo obra - 14.01 - Terraplenagem: Características dos materiais. Estradas de Portugal, S. A. https://servicos.infraestruturasdeportugal.pt/pdfs/infraestruturas/14_01_fev_2009.pdf

Fortunato (2005). Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga, Tese de Doutoramento, Universidade do Porto, FEUP / LNEC, Porto.

França, J.C., G. Zbyszewski (1963). Notícia explicativa da folha 26-B Alcobaça [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Givoni, M. (2006). Development and impact of the modern high speed train: A review. Transport Reviews.

Gourvish, T. (2010). The high speed rail revolution: History and prospects. Report prepared for High Speed Two (HS2) Ltd. London: HS2 Ltd.

Hoek, E. (2006). Practical rock engineering. Vancouver: Rocscience.

Infraestruturas de Portugal. (s.d.). Rede de alta velocidade: Questões frequentes. Infraestruturas de Portugal. Acedido a 13 de setembro de 2025, em <https://www.infraestruturasdeportugal.pt/pt-pt/rede-de-alta-velocidade/questoes-frequentes>

Instituto Português da Qualidade. (2009). Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios (NP EN 1998-1:2009). Caparica: IPQ.

ISRM. (2004). Suggested methods for land geophysics in rock engineering. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 41, 885–914.

ISRM. (1981). Rock Characterization Testing & Monitoring. ISRM Suggested Methods. Ed. E. T. Brown. Published for the Commission on Testing Methods. Pergamon Press, Oxford.

Khabbaz, H., Fatahi, B. (2014). How to overcome geotechnical challenges in implementing high speed rail systems in Australia. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 45(1), 39–47.

Kullberg, J. C., Rocha, R. B., Soares, A. F., Rey, J., Terrinha, P., Callapez, P., & Martins, L. (2006). A Bacia Lusitaniana: Estratigrafia, paleogeografia e tectónica. Em R. Dias, A. Araújo, P. Terrinha, & J. C. Kullberg (Eds.), *Geologia de Portugal no contexto da Ibéria* (pp. 317–368). Universidade de Évora.

Leite, M.R.S.V.D (2017). Especificações Técnicas da Via-Férrea, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Liu, X., Xiao, J., Cai, D., Su, Q., Yang, G., Yuan, S., & Jiang, G. (2023). Recent advances in sub-grade engineering for high-speed railway. *Intelligent Transportation Infrastructure*, 1–19.

Manuppella, G., G. Zbyszewski e O. da Veiga Ferreira (1978). Notícia explicativa da folha 23-A Pombal [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Mário (2012). Especificações Técnicas da Via-Férrea [Dissertação de mestrado]. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

Ministério das Infraestruturas e da Habitação. (2023). Portaria n.º 255/2023, de 7 de agosto. Diário da República. Acedido em 30 de setembro de 2025, em <https://diariodarepublica.pt/dr/detalhe/portaria/255-2023-216770690>

Moreira (2014). Métodos de dimensionamento de vias-férreas [Dissertação de mestrado]. Universidade do Minho.

Moreira (2024). Avaliação do módulo de deformabilidade equivalente em camadas da subestrutura da Linha do Alentejo (Évora-Caia, troço C) [Dissertação de mestrado]. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

Niu, G., He, X., Xu, H., & Dai, S. (2024). Development of rock classification systems: A comprehensive review with emphasis on artificial intelligence techniques. *Eng*, 5(1), 217–245.

Okada, H. (2007). High-speed railways in Asia: High-speed railways in China. *Japan Railway & Transport Review*, 48, 22–29.

Pais, J., Cunha, P. P., & Legoinha, P. (2010). Litostratigrafia do Cenozóico de Portugal. Em J. M. C. Neiva, A. Ribeiro, L. M. Victor, F. Noronha, & M. Ramalho (Eds.), *Ciências Geológicas: Ensino e Investigação* (Vol. I, pp. 365–376).

Pereira, D. I., Pereira, P. J. S., Santos, L. J. C., & Silva, J. M. F. da. (2014). Unidades geomorfológicas de Portugal Continental. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, 15(4), 567–584.

Pinelo, A., Fortunato, E., Hadjadji, T., & Costa, J. (2000). Aspectos geotécnicos da reabilitação de infraestruturas ferroviárias. In: VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Portugal.

Porsani, M. J. (1994). Principais métodos geofísicos para prospecção mineral, de petróleo, de água subterrânea e estudos geotécnicos. Sociedade Brasileira de Geofísica.

Ramos, A. M. (2008). O Pliocénico e o Plistocénico da Plataforma Litoral entre os paralelos do Cabo Mondego e da Nazaré [Dissertação de doutoramento]. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra.

REFER, R. F. N. (2007). Características técnicas do sub-balastro [Relatório técnico EP.IT.GEO.006]

Ribeiro, A. (2002). Soft plate and impact tectonics. Springer-Verlag.

Simon, R. M., DiPilato, M. A. (1983). Ballast and subgrade requirements study: Summary and assessment report. Federal Railroad Administration, Office of Research and Development.

Teixeira, C., G. Zbyszewski, C. Torre de Assunção e G. Manuppella (1968). Notícia explicativa da folha 23-C – Leiria [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

União Europeia. (1996). Diretiva 96/48/CE do Conselho, de 23 de Julho de 1996, relativa à interoperabilidade do sistema ferroviário transeuropeu de alta velocidade. Jornal Oficial das Comunidades Europeias, L 235, 6–24.

VALLEJO L. & FERRER M. (2011). Geological Engineering.

Watson, I. (2021, julho). High-speed railway. Encyclopedia.

Zbyszewski G., C. Torre de Assunção (1965). Notícia explicativa da folha 22-D - Marinha Grande [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Zbyszewski, G. F. Moitinho de Almeida (1960). Notícia explicativa da folha 26-D - Caldas da Rainha [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Zbyszewski, G., O. da Veiga Ferreira, G. Manuppella e C. Torre de Assunção (1966). Notícia explicativa da folha 30-B - Bombarral [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

Zbyszewski, G., Torre de Assunção C. (1965). Notícia explicativa da folha 30-D - Alenquer [Carta geológica de Portugal à escala 1:50 000]. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.





⟨2025⟩

AFONSO PESSANHA

ESTUDO DA PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA DA 2ªFASE,
LOTE C – SOURE - CARREGADO, DA LINHA DE ALTA
VELOCIDADE – UM CONTRIBUTO

