

Em que se aplica o seguinte:

S_{Gik} – Esforços resultantes de ações permanentes considerados com os seus valores característicos;

S_{Q1k} – Esforço resultante da ação da variável de base tomada com o seu valor característico;

S_{Qjk} – Esforços resultantes das restantes ações variáveis realizadas com os seus valores característicos.

γ_{Gi} – Coeficiente de segurança a aplicar às cargas permanentes que toma o valor de 1,35, quando desfavorável ou o valor de 1,0, caso contrário;

γ_Q – Coeficiente de segurança a aplicar às ações variáveis que assume o valor de 1,50 ações variáveis quando têm efeitos desfavoráveis, ou valor nulo caso contrário;

ψ – Redução do valor da ação variável i .

b) Combinações Acidentais:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Fa} + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que se aplica o seguinte:

S_d – Esforço de cálculo;

$S_{Q,1}$ – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

S_{Fa} – Esforço resultante de uma ação acidental, tomado com o seu valor característico;

O valor do coeficiente $(\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) S_{Q,1}$ é definido em função da situação de projeto acidental correspondente (choque, incêndio ou sobrevivência após uma situação de acidente).

c) Combinações Sísmicas:

No caso da variável base ser a ação sísmica, cujos valores de esforço de cálculo são designados por S_{Ed} , temos:

$$S_d = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Ed} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que se aplica o seguinte:

S_d – Esforço de cálculo;

ψ_2 – Valor reduzido da ação variável j .

11.6.2 Estado limite de operacionalidade (SLS)

Para verificar a segurança do estado limite de utilização, as combinações a considerar são as seguintes

Combinação de Características

$$S_{Carac} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{1j} S_{Qjk}$$

Combinação Frequente:

$$S_{\text{Freq}} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \psi_{11} S_{Q1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Combinação Quase Permanente:

$$S_{\text{QPerm}} = \sum_{i=1}^n S_{Gik} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} S_{Qjk}$$

Em que se aplica o seguinte:

- S_{Gik} – Esforços resultantes de ações permanentes considerados com os seus valores característicos;
- S_{Q1k} – Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;
- S_{Qjk} – Esforços resultantes das restantes ações variáveis realizadas com os seus valores característicos.
- ψ_1 e ψ_2 – Valores reduzidos da participação variável j .

11.6.3 Factores de Carga

Para determinar o valor de cálculo dos efeitos das ações das combinações de cálculo para avaliar a segurança para os Estados Limites, as ações são aumentadas pelos coeficientes parciais das ações apresentados nas tabelas seguintes e que estão de acordo com o Anexo A1 da Norma NP EN1990.

COEFICIENTES PARCIAIS DAS ACÇÕES PARA OS ESTADOS LIMITES $S_{tr}(\gamma)_E$			
ACÇÕES:		Combinação persistente ou transitória:	Combinação sísmica
Acções permanentes $(\gamma)_G$	Desfavorável	1.35	1.00
	Favorável	1.00	1.00
Acções variáveis $(\gamma)_Q$	Desfavorável	1.50	1.00
	Favorável	0	0
Sísmica	Desfavorável	–	1.00
	Favorável	–	–

Tabela 15 Coeficientes parciais das acções para os estados limite últimos

Para determinar o valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Frequente e Quase-Permanente para avaliação da segurança ao Estado Limite de Serviço, as ações foram afetadas pelos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 apresentados na tabela seguinte e que estão de acordo com o Anexo A1 da Norma EN 1990. Na mesma tabela, são apresentados os coeficientes ψ_E para determinar os efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados de acordo com a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO Ψ					
AÇÕES		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_E
Acções Variáveis	Sobrecarga Zona 1 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 2 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 3 (E)	1,00	0,90	0,80	0,80

Tabela 16 Coeficientes de combinação Ψ

11.6.4 Fatores de Segurança dos Materiais

Os materiais foram reduzidos pelos coeficientes indicados na tabela seguinte e que está de acordo com as normas NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA O ESTADO LIMITE ÚLTIMO (γ_M)		
MATERIAL	Situações persistentes ou transitórias:	Situações acidentais (sismos/impactos)
Betão (γ_c)	1.50	1.50
Barras de reforço (γ_s)	1.15	1.15
Elementos estruturais em aço (γ_{M0})	1.00	1.00
Ligações de aço (γ_{M2})	1.25	1.25

Tabela 17 Coeficientes parciais dos materiais para o estado limite último

11.7 Verificação de segurança

11.7.1 Verificação de Segurança para o Estado Limite Último (ULS)

Os critérios de dimensionamento de estruturas de betão armado e de estruturas metálicas são os estabelecidos na regulamentação nacional aplicável, nomeadamente nas normas NP EN1992, NP EN 1993 e NP EN 1998. O dimensionamento e a verificação estrutural dos vários elementos e secções foram efectuados tendo em conta as normas estruturais referidas.

Para a verificação da segurança para os estados limites últimos de resistência, são considerados os valores dos coeficientes parciais de segurança, relacionados com as ações e os materiais.

Para os elementos de betão armado, foram efectuadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condições:

- Estado limite último da resistência à flexão.
- Estado limite último da resistência à flexão do compósito (quando relevante).
- Estado limite último da resistência ao cisalhamento.
- Resistência à perfuração.

Para as estruturas de aço, foram efectuadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condições:

- Estado limite último da resistência à flexão.

- Estado limite último de resistência à encurvadura por flexão torcional.
- Estado limite último de resistência ao cisalhamento.

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) foi efectuada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo, são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga durante pelo menos 120 minutos;
2. Limitar a propagação do fogo (chamas, gases quentes, calor excessivo).

11.7.2 Verificação de segurança para estados limite de operacionalidade

A verificação da segurança para os estados limite de utilização foi efectuada de acordo com as disposições das normas NP EN1991, NP EN 1992 e NP EN1993. Foram efectuadas as seguintes verificações:

- Limitação das tensões de compressão no betão armado;
- Controlo da fissuração em elementos de betão armado.
 - Limitado a $w_k = 0,3$ mm para a combinação quase-permanente;
 - A adoção de uma armadura mínima para os efeitos causados pelas deformações impedidas pela retração;
 - A adoção de armaduras de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Controlo das deformações em elementos de betão armado:
 - Limitação da deformação da laje e da viga a $l/250$ para a combinação de ações quase permanentes.
 - Limitação da deformação dos elementos estruturais susceptíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura ou ao equipamento, a $l/500$ para a combinação de ações quase permanentes.

12 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

12.1 Introdução

A utilização de instrumentação e observação permitirá prever o controlo sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento do projeto, de forma a verificar os pressupostos do projeto e, sempre que necessário, adaptá-lo antecipadamente de modo a garantir, sem comprometer a segurança, o cumprimento dos prazos previstos, a gestão de eventos acidentais e imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que o projeto se desenvolve. Em função dos resultados obtidos, a monitorização permitirá o controlo e a adaptação atempada das soluções, com efeito benéfico na minimização do risco geotécnico da obra.

Importa ainda referir que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios atuais aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização deve ser robusto para garantir uma durabilidade adequada e deve consistir em instrumentos de fiabilidade comprovada que estejam atualmente a ser utilizados em projetos semelhantes.

Todos os instrumentos terão de ser adequadamente protegidos para evitar que sejam danificados durante a execução dos trabalhos.

A realização de leituras topográficas requer a utilização de elementos de referência adequados, localizados na área do projeto que não serão afetados durante os trabalhos e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja marginal.

A instalação da instrumentação é de importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para os instrumentos que, uma vez instalados, não poderão ser acedidos posteriormente.

A instalação deve garantir a máxima fiabilidade e o êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação devem estar sempre de acordo com as instruções dos fabricantes dos instrumentos.

Toda a instrumentação deve ser instalada com bastante antecedência em relação ao início dos trabalhos, de modo a obter leituras de referência adequadas.

A redundância dos instrumentos é importante para aumentar a confiança no sistema e permitir um controlo cruzado.

Sempre que possível, serão adotados sistemas de leitura automática dos dispositivos de monitorização, nomeadamente, estações totais automáticas.

De acordo com o enquadramento acima referido, o sistema de observação será definido para as diferentes obras que compõem o projeto, podendo ser instalados os seguintes instrumentos

- Pontos topográficos/marcadores para edifícios, carris e pavimentos
- Extensómetros multiponto.
- Indicador de viragem e de banco.
- Piezómetro de Casagrande (a realizar no âmbito da obra).
- Medidores de fissuras (para edifícios).
- Pontos de convergência.
- Sismógrafo (edifícios).
- Tiltmetro (edifícios).
- Extensómetros vibratórios para estruturas subterrâneas.

- Sensores de nível de líquido.

Os sistemas de monitorização recomendados vão ao encontro das diferentes fases de construção do Projeto. Assim, em alguns casos a monitorização limita-se ao período de construção e noutros casos estende-se ao período de serviço.

12.2 Parâmetros monitorizados

Em geral, as quantidades a controlar serão as seguintes

- Medição das convergências no interior do túnel e dos túneis das estações com recurso a pontos topográficos/marcadores;
- Medição da inclinação de edifícios através de medidores de inclinação;
- Medição da abertura de fissuras, utilizando medidores de fissuras;
- Medições dos deslocamentos verticais internos da superfície do solo, com extensómetros multiponto;
- Medição de deslocamentos horizontais através de inclinómetros;
- Medições de assentamento utilizando pontos topográficos/marcadores com nivelamento preciso;
- Medições piezométricas da água com piezómetros;
- Medição de vibrações induzidas com sismógrafos;
- Medições de deslocamentos axiais utilizando extensómetros.
- Medição de forças aplicadas utilizando células de carga.

12.3 Escavações Mineiras

A avaliação da evolução do comportamento das obras subterrâneas será efetuada através do registo dos deslocamentos da casca de betão projetado (convergências) e da observação de eventuais fissuras no suporte primário. Para o efeito, serão criadas secções de medição de convergências, onde serão instalados pontos de convergência na abóbada e na bancada.

De um modo geral, no que respeita às medições a monitorizar, as mais relevantes são as relacionadas com a libertação do estado de tensão, a presença e o fluxo de água e as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais, ainda que não se preveja que tais observações sejam feitas neste caso concreto, com base na informação disponível dos piezómetros instalados. Quando necessário, é dado particular relevo aos furos de drenagem longitudinais efetuados antes da escavação, que permitirão também estimar as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

12.4 Edifícios

Para a monitorização dos edifícios próximos do projeto, será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Pontos topográficos/marcadores para edifícios, carris e pavimentos

- Sensores de nível de líquido para controlo de pequenas deslocações verticais (alta precisão)
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução de obras
- Medidores de inclinação para controlo da inclinação
- Medidores de fissuras para controlar as fissuras existentes nos edifícios.

A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá à fase de obra observar os movimentos que ocorrem nas interferências e, se necessário, tomar medidas para minimizar os movimentos das estruturas e consequentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a esses movimentos. Assim, serão estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a efetuar.

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização utilizando essencialmente alvos refletores;
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização com recurso a alvos refletores e prismas e também a inclinómetros, níveis de líquidos, fissurómetros e sismómetros.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível das fundações dos edifícios e que os medidores de fissuras devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

12.5 Frequência de Monitorização

As leituras iniciais (zeragem) devem ser efetuadas de acordo com as indicações referidas nos pontos anteriores e sempre antes do início dos trabalhos de escavação.

A frequência das leituras a adaptar na fase de construção e de exploração é apresentada a título indicativo na tabela seguinte.

Tipo de Instrumento	Frequência de Controlo das Escavações Subterrâneas			
	Distância da Escavação			
	< 20m	20 – 60m	60 – 100m	> 100m
Pontos topográficos / marcadores	6 gravações por dia	A cada 2 dias	Semanal	Quinzenalmente até ser inferior a 2mm.mês
Tiltmetro	Duas vezes por semana			
Piezómetro elétrico	6 gravações por dia	A cada 2 dias		
Piezómetro de Casagrande	Semanal	Semanal		
Medidor de fissuras	Duas vezes por semana			
Sismógrafo	Cada hora			
Convergências	Diário	A cada 2 dias		
Extensómetros	Diário			
Sensores de nível de líquido	6 gravações por dia			
Inclinómetro	Semanal			
Inspecções visuais	Diário			

Tabela 18 Frequência de Controlo

12.6 Níveis de Aviso, Referência e Alarme

O estabelecimento dos níveis de alerta e alarme para os parâmetros acima referidos visa limitar os danos a uma determinada categoria, uma vez que quando o valor definido para o nível de alerta for atingido, será obrigatório analisar a evolução das deformações, de forma a poder tratar atempadamente a aplicação de medidas para estabilizar os deslocamentos registados (inclinómetros, alvos, marcas e fissurómetros) ou as tensões/forças registadas (células de carga) quando o nível de alarme for atingido.

Os valores associados a estes limites serão definidos em função dos resultados obtidos nos cálculos da fase de projeto de execução. Serão definidos, para cada parâmetro medido, como:

Nível de aviso

Cenário correspondente a uma primeira fase, em que os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 80% dos valores definidos pelo projeto.

Nível de referência

Cenário correspondente a uma primeira fase, em que os valores medidos nos sistemas de monitorização correspondem a 100% dos valores definidos pelo projeto.

Nível de alarme

Cenário em que a evolução dos valores medidos apresenta uma aceleração/variação acentuada no tempo, sendo muito superior aos valores de projeto.

O sistema de alerta basear-se-á igualmente nos seguintes critérios:

- evolução das curvas de deslocamento ao longo do tempo, com base na análise da evolução da mesma medição através de diferentes instrumentos – fissurómetros, alvos de precisão, marcas de nivelamento, inclinómetros e células de carga;
- comparação entre os resultados obtidos nas diferentes secções de observação;
- interpretação das deformações em função das características geológico-geotécnicas dos terrenos.

O nível de alerta proposto para os deslocamentos também deve ser medido com base na variação da taxa de deformação (velocidade) e valores superiores a 0,5mm/dia podem ser considerados como o primeiro nível de alerta.

A necessidade de aplicação do plano de contingência e das ações deve ser verificada, caso as quantidades medidas através do plano de instrumentação ultrapassem os valores de alarme, não compatíveis com a segurança da obra e das estruturas adjacentes.

13 AVALIAÇÃO DE DANOS

A avaliação de danos em interferências ao longo do traçado, assim como a definição de critérios de danos em estruturas ou infra-estruturas situadas na vizinhança da obra, encontram-se definidas no Volume 17.

14 REDE DE TERRAS

A rede de terra proposta está descrita no documento LVSSA MAS PE STR 000 000 MD 080001 0.

Registo e Controlo de Alterações

Revisão	Dados	Descrição
0	2024-09-27	Emissão inicial

100. ANEXOS

100.1 Anexo A – Relatório de Interpretação Geotécnica (RG)

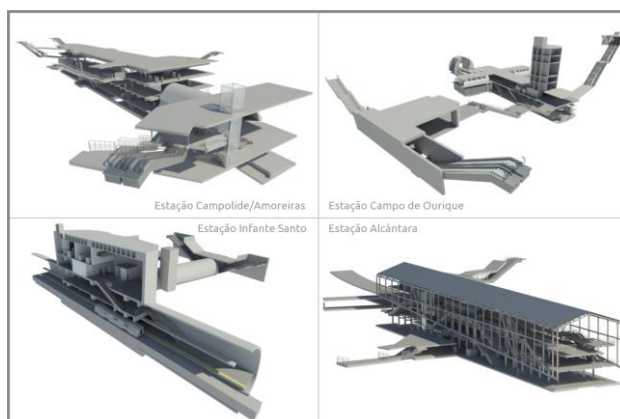
LVSSA MSA PE GEO EST CO MD 023001 0

METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V

VOLUME 2 – ESTAÇÃO CAMPO DE OURIQUE – 02 ESTRUTURAS

ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO. MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

Documento SAP:	LVSSA MSA PE GEO EST CO MD 023001 0		
	Nome	Assinatura	Dados
Elaborado	Matos Fernandes		2024-09-27
Revisto	Afonso Marques		2024-09-27
Verificado	Sergio Notarianni		2024-09-27
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		
Aprovado	Raúl Pistone		

Índice

1 INTRODUÇÃO	7
1.1 Âmbito de aplicação.....	7
1.2 Local do projeto.....	7
2 DADOS DISPONÍVEIS.....	9
3 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS	10
3.1 Geologia e Geomorfologia	10
3.2 Litologia no local do projeto.....	10
3.2.1 Preenchimentos de terra	11
3.2.2 Argila e Calcário dos Prazeres	11
3.2.3 Complexo Vulcânico de Lisboa	12
3.2.4 Rochas carbonatadas do Cretáceo.....	12
3.3 Sismicidade.....	12
4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	19
4.1 Programa de investigação executado	19
4.2 Descrições litológicas dos furos de sondagem.....	19
4.3 Quadro de águas subterrâneas.....	25
4.4 Ensaio in-situ.....	27
4.4.1 Teste de penetração padrão.....	27
4.4.2 Ensaio do medidor de pressão	28
4.4.3 Ensaio de permeabilidade.....	31
4.5 Testes laboratoriais.....	33
5 AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA.....	34
5.1 Geral.....	34
5.2 Unidades geotécnicas e estratigrafia	34
5.3 Unidade Geotécnica At.....	35

5.4Unidade Geotécnica M(ag)b.....	36
5.5Unidade Geotécnica M(ag)a	41
5.6Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$	46
5.7Unidade Geotécnica β	52
5.8Unidade Geotécnica Cc1b	56
5.9Unidade Geotécnica Cc1d	61
5.10 Unidade Geotécnica Cc1c	66
6 PARÂMETROS DE CONCEPÇÃO GEOTÉCNICA.....	72
7 AVALIAÇÃO DA ESCAVABILIDADE E DA ABRASIVIDADE	75
7.1Avaliação da escavabilidade.....	75
7.2Avaliação da abrasividade.....	78
101 ANEXOS.....	81
101.1 Anexo A – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	82
101.2 Anexo B – REGISTOS E FOTOGRAFIAS DE FUROS DE SONDAGEM.....	86
101.3 Anexo C – RESULTADOS DOS TESTES LABORATORIAIS.....	136

Lista de tabelas

Tabela 1 – Classificação dos sítios com base na EC8.....	17
Tabela 2 – Sondagens de Investigação Geotécnica no Local do Projeto da Estação de Campo de Ourique	19
Tabela 3 – Sondagem SC14-pz, descrição geológica e de engenharia das formações	20
Tabela 4 – Sondagem SC15-pz, descrição geológica e de engenharia das formações	21
Tabela 5 – Sondagem SC16, descrição geológica e de engenharia das formações	22
Tabela 6 – Sondagem SC17-pz, descrição geológica e de engenharia das formações	23
Tabela 7 – Sondagem SC18-pz, descrição geológica e de engenharia das formações	24
Tabela 8 – Medições do piezómetro	26
Tabela 9 – Classificação do solo com base nos resultados SPT de acordo com Terzaghi e Peck (1967)..	27
Tabela 10 – Resultados do ensaio de penetração padrão	27
Tabela 11 – Classificação do solo com base na tensão radial P_l	29
Tabela 12 – Correlação entre o tipo de solo e o coeficiente reológico de Menard, α (FASCICULE No 62-V, 1993)	29
Tabela 13 – Coeficiente reológico de Menard, α , para formações rochosas	29
Tabela 14 – Gama de valores para o módulo do medidor de pressão (EM) e tensão radial máxima (P_l), para diferentes tipos de solos (Gambin e Rousseau, 1998).....	30
Tabela 15 – Resultados dos ensaios com o medidor de pressão.....	31
Tabela 16 – Critérios de classificação da permeabilidade das formações (Terzaghi & Peck, 1967)	31
Tabela 17 – Correlação entre os valores medidos de Lugeon (CN) e a condutividade hidráulica (C. Quiñones– Rozo, 2010)	32
Tabela 18 – Resultados dos ensaios de permeabilidade in-situ.....	32
Tabela 19 – Unidades Geotécnicas Encontradas no Local do Projeto.....	34
Tabela 20 – Profundidades de deteção das unidades geotécnicas	35
Tabela 21 – Unidade Geotécnica At – Parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional	36
Tabela 22 – Unidade Geotécnica At – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto.....	36
Tabela 23 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Propriedades físicas e mecânicas	37
Tabela 24 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional	37
Tabela 25 – Unidade Geotécnica M(ag)b – gama de valores dos parâmetros geotécnicos de projeto.....	41
Tabela 26 – Unidade Geotécnica M(ag)a – Propriedades físicas e mecânicas.....	41
Tabela 27 – Unidade Geotécnica M(ag)a – parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional	42
Tabela 28 – Unidade Geotécnica M(ag)a – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto	46
Tabela 29 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – Propriedades físicas e mecânicas.....	46
Tabela 30 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – Aplicação do critério de rotura de Hoek–Brown (RocData, Rocscience Inc.).....	51
Tabela 31 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto	52
Tabela 32 – Unidade Geotécnica β – Propriedades físicas e mecânicas.....	52
Tabela 33 – Unidade Geotécnica β – Aplicação do critério de rotura de Hoek–Brown (RocData, Rocscience Inc.)	55
Tabela 34 – Unidade Geotécnica β – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto	56
Tabela 35 – Unidade Geotécnica Cc1b – Propriedades físicas e mecânicas	56
Tabela 36 – Unidade Geotécnica Cc1b – Aplicação do critério de rotura de Hoek–Brown (RocData, Rocscience Inc.).....	59

Tabela 37 – Unidade Geotécnica Cc1b – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto ...	60
Tabela 38 – Unidade Geotécnica Cc1d – Propriedades físicas e mecânicas	61
Tabela 39 – Unidade Geotécnica Cc1d – Aplicação do critério de rotura de Hoek-Brown (RocData, Rocscience Inc.).....	65
Tabela 40 – Unidade Geotécnica Cc1d – gama de valores dos parâmetros geotécnicos de projeto	66
Tabela 41 – Unidade Geotécnica Cc1c – Propriedades físicas e mecânicas.....	66
Tabela 42 – Unidade Geotécnica Cc1c – Aplicação do critério de rotura de Hoek-Brown (RocData, Rocscience Inc.).....	70
Tabela 43 – Unidade Geotécnica Cc1c – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto....	71
Tabela 44 – Gama de valores dos parâmetros geotécnicos	73
Tabela 45 – Valores característicos propostos para os parâmetros geotécnicos	74
Tabela 46 – Classificação da abrasividade das formações rochosas com base no índice de Cerchar (Cerchar, 1986, Stanford e Hagan, 2009, Michalakopoulos et. al, 2006, e Rostami et al., 2005).....	78
Tabela 47 – Resultados dos ensaios laboratoriais de agregados para a determinação do Índice de Abrasividade.....	79

Lista de figuras

Figura 1 – Localização da estação de Campo de Ourique.....	8
Figura 2 – Localização de Portugal no contexto da tectónica de placas (imagem disponível no site do Centro de Engenharia Sísmica e Dinâmica Estrutural do LNEC).....	13
Figura 3 – Sismos mais significativos em Portugal continental e na região atlântica no período 1300–2014 (Ferrão et al, 2016).....	14
Figura 4 – Mapa de Intensidades Máximas registadas em Portugal Continental (sismicidade histórica e atual).	15
Figura 5 – Distribuição da intensidade sísmica no concelho de Lisboa (Fonte: Serviço Municipal de Proteção Civil da Câmara Municipal de Lisboa)	16
Figura 6 – Zonamento sísmico de Portugal Continental estabelecido no Anexo Nacional ao EC8	17
Figura 7 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Variação de N_{SPT} com a profundidade	38
Figura 8 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Comparação da resistência ao cisalhamento não drenada adotada, c_u , com os dados experimentais de ensaios triaxiais e pressiométricos in situ (Laranjo e Fernandes, 2021)	40
Figura 9 – Unidade Geotécnica M(ag)a – Variação de N_{SPT} com a profundidade.....	43
Figura 10 – Unidade Geotécnica M(ag)a – Comparação da resistência ao cisalhamento não drenada adoptada, c_u , com os dados experimentais de ensaios triaxiais e pressiométricos in situ (Laranjo e Fernandes, 2021).....	45
Figura 11 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – distribuição em função da profundidade e frequência relativa dos valores de RQD registados	47
Figura 12 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – distribuição em função da profundidade e frequência relativa do Grau de Intemperismo registado	48
Figura 13 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – gama de valores representativos de GSI.....	49
Figura 14 – Unidade Geotécnica $\beta_{W5;W4/5}$ – Variação de σ_{ci} com a profundidade.....	50
Figura 15 – Distribuição da Unidade Geotécnica β - em função da profundidade e frequência relativa dos valores de RQD registados	53
Figura 16 – Unidade Geotécnica β – gama de valores representativos de GSI	54
Figura 17 – Unidade Geotécnica Cc1b – distribuição em profundidade e frequência relativa dos valores de RQD registados.....	57

Figura 18 – Unidade Geotécnica Cc1b – distribuição em função da profundidade e frequência relativa do Grau de Intemperismo registado	57
Figura 19 – Unidade Geotécnica Cc1b – gama de valores representativos de IGS	58
Figura 20 – Unidade Geotécnica Cc1d – distribuição em profundidade e frequência relativa dos valores de RQD registados	62
Figura 21 – Unidade Geotécnica Cc1d – distribuição em profundidade e frequência relativa do grau de meteorização registado	62
Figura 22 – Unidade Geotécnica Cc1d – gama de valores representativos de GSI.....	63
Figura 23 – Unidade Geotécnica Cc1d – Variação de σ_{ci} com a profundidade	64
Figura 24 – Unidade Geotécnica Cc1c – distribuição em função da profundidade e frequência relativa dos valores de RQD registados	67
Figura 25 – Unidade Geotécnica Cc1c – distribuição em função da profundidade e frequência relativa do grau de meteorização registado.....	67
Figura 26 – Unidade Geotécnica Cc1c – gama de valores representativos de IGS.....	68
Figura 27 – Unidade Geotécnica Cc1c – Variação de σ_{ci} com a profundidade.....	69
Figura 28 – Avaliação da escavabilidade para as Unidades Geotécnicas $\beta_{W5;W4/5}$, e β , com base em Tsiambaos e Saroglou (2009)	76
Figura 29 – Avaliação da escavabilidade das Unidades Geotécnicas Cc1b, Cc1d e Cc1c, com base em Tsiambaos e Saroglou (2009).....	77

1 INTRODUÇÃO

1.1 Âmbito de aplicação

A Estação de Campo de Ourique faz parte do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara do Metropolitano de Lisboa. A estação é constituída por uma estrutura subterrânea com 117,4m de comprimento interior, 18,8m de largura interior máxima e 15,7m de altura interior máxima, com cerca de 15 metros de cobertura.

O objeto do presente relatório é o Relatório de Interpretação Geotécnica (RG) das condições do terreno a considerar no desenvolvimento do Anteprojeto e, posteriormente, do Projeto de Execução da Escavação e Apoio Inicial e do Revestimento Final da Estação de Campo de Ourique.

1.2 Local do projeto

A estação de Campo de Ourique localiza-se sob o Jardim da Parada, entre a Rua 4 de Infantaria e a Rua Tomás da Anunciação. Devido às restrições de espaço à superfície, esta estação será construída numa galeria totalmente subterrânea, devido à necessidade de interferência mínima com a superfície e os edifícios envolventes.

A estação é constituída por um poço de acesso com 14,0m de diâmetro interior final, o túnel principal (Túnel da Plataforma) com 117,4m de comprimento interior, 18,8m de largura interior máxima e 15,7m de altura interior máxima, e um túnel transversal com cerca de 57,0m de comprimento interior, 15,8m de largura interior máxima e 14,9m de altura interior máxima. Estão ainda previstos dois túneis de acesso com 7,0m de largura interior máxima e 6,1m de altura interior máxima. O poço de acesso localiza-se junto à esquina entre a Rua Almeida e Sousa e a Rua Tomás da Anunciação.

A Estação de Campo de Ourique encontra-se sob o Jardim Teófilo de Braga, sendo que a cobertura sobre o Túnel varia aproximadamente entre 15m e 18m. A construção da estação subterrânea será efetuada pelo método convencional NATM. O túnel da plataforma será escavado a partir do poço. Os túneis de acesso serão executados a partir do túnel principal, no sentido ascendente, até ao nível do último lanço de escadas. A partir deste nível, os trabalhos serão executados à superfície pelo método "cut and cover" através de um poço aberto, provisoriamente retido por um muro de estacas.

Uma vez que o diâmetro do poço é inferior à largura do túnel, são inicialmente considerados alargamentos laterais do túnel, preenchidos com betão, para funcionarem como pilares e colunas de reforço do poço, que serão reavaliados durante a fase de projeto pormenorizado.

A figura seguinte mostra a localização da Estação de Campo de Ourique.

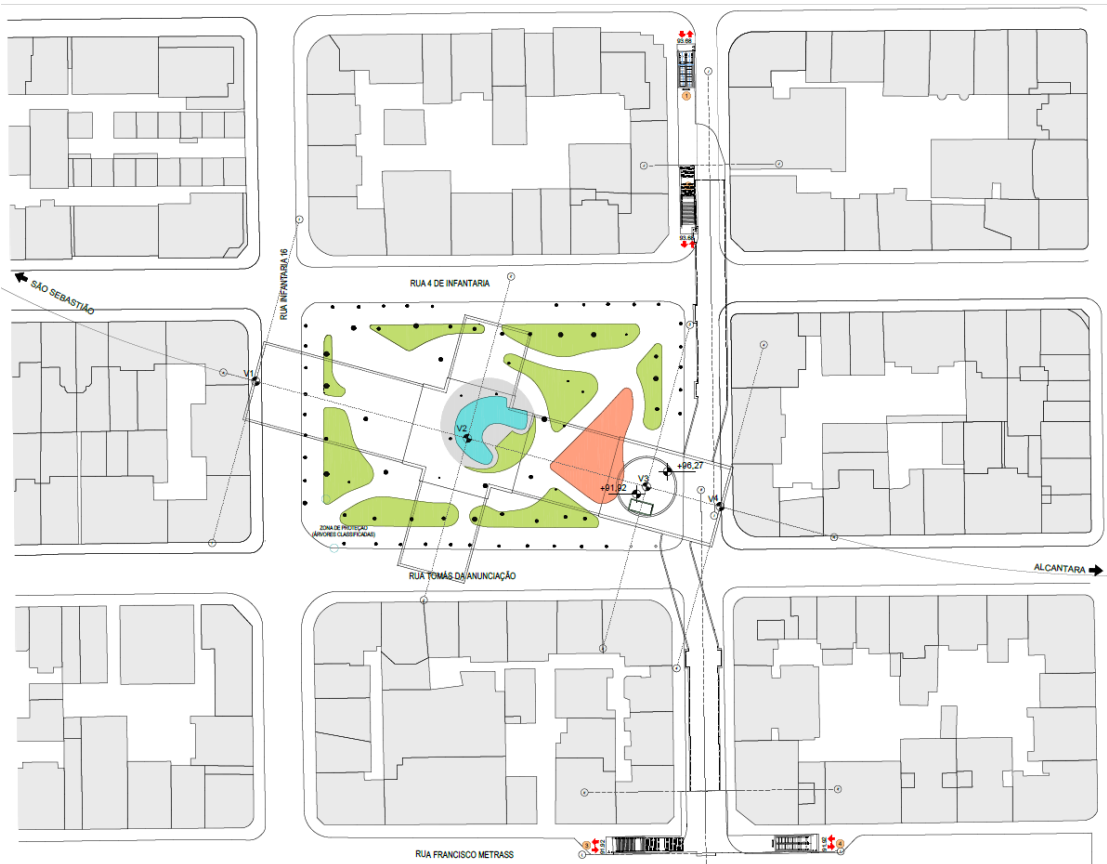


Figura 1 – Localização da estação de Campo de Ourique.

2 DADOS DISPONÍVEIS

O presente relatório baseia-se nos seguintes documentos e respetivos desenhos, fornecidos pelo Metropolitano de Lisboa:

1. Estudo Geológico-Geotécnico do prolongamento da linha Amarela entre o Rato e o Cais do Sodré (ML, 2020)
2. Estação Campo De Ourique, Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA ML PP STR EST ECO MD 083000 A, 2022-11-16
3. Estudo Geológico do Estudo Preliminar (LVSSA ML PP GEO 000 000 MD 020001 O), 2022
4. Relatório factual da campanha de prospeção geológico-geotécnica (Geocontrolo, Dezembro de 2022)

bem como nos documentos seguintes e nos desenhos que os acompanham, apresentados no âmbito do projeto de concurso:

5. VOLUME 3 - Estações - Campo De Ourique Memória Descritiva E Justificativa, Suporte. Primário E Faseamento Construtivo, LVSSA CBJ EP STR EST ECO MD 083000 O, 2023-06-23
6. VOLUME 3 - Estações - Estação Campo De Ourique Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA CBJ EP STR EST ECO MD 083001 O, 2023-06-23
7. VOLUME 3 - Estações - Estação Campo De Ourique Nota De Cálculo - Estruturas Externas, LVSSA CBJ EP STR EST ECO NC 083001 O, 2023-06-23
8. Estudo geológico-geotécnico, hidrogeológico e geoambiental do Lote 2 - Santos-Cais do Sodré, (COBA/JETSJ, 2022)
9. Estudo Geológico-Geotécnico, Tomo II - Geral, Estudo Previo, Memória Descritiva E Justificativa, LVSSA CBJ EP GEO 000 000 MD 020001 O, 2023-06-23

3 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS

3.1 Geologia e Geomorfologia

A cidade de Lisboa insere-se na Orla Mesocenozóica Ocidental e caracteriza-se pela alternância de rochas de diferentes litologias e idades geológicas. Toda a região é afetada por um ambiente tectónico que resulta numa ampla litoestratigrafia, testemunho de uma história geológica e ambiental muito diversificada, caracterizada por ambientes marinhos pouco profundos e recifais durante o início do período Cretácico Superior (~95 Ma), vulcanismo basáltico subaéreo também no período Cretácico Superior (~72 Ma), ambientes fluviais e lacustres continentais no Paleogénico (entre 30 a 40 Ma) e ambientes costeiros pouco profundos, lagunares, fluviais e marinhos continentais durante o Neogénico (entre 7 a 20 Ma).

As formações mais antigas, cujos afloramentos se encontram nas cristas do vale de Alcântara, são constituídas predominantemente por calcários, margas calcárias e margas com inclusões fossilíferas. Estas formações são o resultado da grande transgressão marinha do Cretácico Superior (97-91 Ma). As formações geológicas acima referidas são cobertas por formações mais recentes do Cretácico Final, de natureza vulcânica (escoadas basálticas e piroclastos do "Complexo Vulcânico de Lisboa"), e por uma alternância de depósitos essencialmente sedimentares (conglomerados, areias e argilas) de origem continental reunidos no chamado "Complexo de Benfica" (Paleogénico) e por misturas de areias, argilas e calcários, em proporções variáveis, ricas em fósseis (Neogénico).

As formações mais recentes são dos períodos Pliocénico e Quaternário e correspondem a sedimentos ainda pouco consolidados, essencialmente de natureza arenosa ou conglomerática, bem como a depósitos fluviais e continentais acumulados ao longo do rio Tejo e das várias linhas de água (ribeiras) que atravessam a cidade. Parte da zona ribeirinha da cidade de Lisboa foi recuperada do leito do rio e assenta sobre materiais de aterro que contribuíram para alterar a fisionomia natural da zona.

Em termos geomorfológicos, distinguem-se duas unidades:

- Uma unidade corresponde a rochas do Complexo Carbonatado Cenomaniano (calcários) e do Complexo Vulcânico de Lisboa (CVL). A subunidade dos calcários apresenta uma rede de drenagem dendrítica e é condicionada pelo seu nível de fracturação. A subunidade dos basaltos inclui relevos relativamente suaves, com rede de drenagem pouco definida, ocasionalmente alternados por calcários adjacentes, enquanto o relevo suave é interrompido por vertentes mais íngremes resultantes da erosão diferencial de piroclastos, intercaladas por escovagem lávica.
- Outra unidade corresponde a planaltos com relevos suaves, com extensas áreas de topos aplanados, compreendendo a Formação de Benfica e a Série Miocénica. A erosão diferencial das várias litologias definiu o atual conjunto de relevos, com fortes entidades litológicas e estruturais, tradicionalmente designados por sete colinas de Lisboa.

3.2 Litologia no local do projeto

As formações litológicas encontradas na área geral do Local do Projeto, da mais recente para a mais antiga, são as seguintes:

- **A e At:** Depósitos recentes (aluviões e aterros)
- **M_{Pr}:** Formação Miocénica ("Argila e Calcário dos Prazeres")
- **φ:** Formação Paleogénica ("Formação Benfica")
- **β¹ e β¹_p:** Intercalações vulcano-sedimentares ("Complexo Vulcânico de Lisboa" – CVL)

- C^2_{Bie} e C^2_{Cn} : Rochas carbonatadas do Cretácico (calcários cristalinos e/ou calcários castanhos)

No local do projeto da estação de Campo de Ourique, a formação carbonatada do Cretácico é claramente dominante, com intersecções das formações vulcânicas da CVL, bem como da formação "Argilas e Calcários dos Prazeres".

Os parágrafos seguintes resumem as várias litologias que se espera encontrar durante a construção da estação de Campo de Ourique.

3.2.1 Preenchimentos de terra

Os aterros, associados ao desenvolvimento urbano, apresentam distribuição e espessura variáveis, sendo constituídos por depósitos de materiais muito diversos, de matriz predominantemente areno-siltosa ou argilo-siltosa, que podem conter fragmentos de dimensão e natureza variáveis (pedra, cerâmica, madeira, betão, etc.), dispersos, com espessuras geralmente encontradas da ordem ou inferiores a 3-5m.

Os pavimentos são predominantemente betuminosos, com uma frequente camada de agregado britado de granulometria extensa na base. Relativamente à densidade e resistência dos depósitos de aterro, verificou-se uma grande amplitude de valores de N_{SPT} , estando os valores mais elevados correlacionados com a presença de elementos grosseiros e pedregulhos, não sendo considerados representativos desta unidade.

3.2.2 Argila e Calcário dos Prazeres

A formação "Argilas e Calcários dos Prazeres" surge em Campo de Ourique, subjacente aos aterros. Esta formação constitui a unidade básica do Miocénico sobrejacente à formação CVL. Caracteriza-se pela presença de: argilas siltosas, silto-arenosas e argilosas; siltes argilosos e arenosos; areias silto-argilosas; margas calcárias e argilosas; calcarenitos fossilíferos (concha); calcários grossos e argilosos.

Nos ensaios SPT, obtiveram-se valores entre 10 e 60 contagens de golpes, associados a solos coesivos rígidos a duros, correspondendo a um aumento das características de resistência e deformação com a profundidade.

3.2.3 Complexo Vulcânico de Lisboa

O Complexo Vulcânico de Lisboa, de idade Neo-Cretácica, é constituído por uma sucessão de escoadas lávicas com intercalações vulcano-sedimentares (tufos, etc.). Surge aflorando ou subjacente às formações anteriores, cobrindo os calcários do Cenomaniano Superior.

Corresponde essencialmente a duas tipologias: basaltos com veios calcíticos, cinzento-escuros (com diferentes graus de alteração e fracturação) e tufos de granulometrias avermelhadas variáveis. A sua composição muito variável define o comportamento geotécnico, correspondendo em geral a material rochoso de elevada resistência, cujo comportamento é determinado pela fracturação e pelo grau de meteorização. Os níveis piroclásticos, geralmente mais alterados, comportam-se na maioria dos casos como solos finos a granulares.

Esta formação segue em profundidade os terrenos do Miocénico e do Oligocénico e sobrepõe-se ao substrato do Cretácico. Os tufos basálticos e basálticos desintegram-se em solos residuais caracterizados por valores de N_{SPT} entre 26 e 60 contagens de golpes, associados a solos coesivos muito rígidos a duros, ou solos granulares médios densos a muito densos.

3.2.4 Rochas carbonatadas do Cretáceo

O complexo carbonatado, de idade cretácica, é representado pelas unidades seguintes:

- Calcários cristalizados (Formação da Bica, C2Bi), constituídos essencialmente por calcários compactos a calcários cristalinos com nódulos de sílex, por vezes carstificados, frequentemente com uma componente marga no topo da unidade, por vezes alternando com margas e intercalações argilosas.
- Calcários e margas (Formação de Caneças, C2Cn) – subjacentes aos anteriores, constituídos por calcários argilosos de cor creme a acinzentada e margas de tons cinzentos-escuros.

A Formação da Bica, compreende calcários cristalinos nodulares, compactos e esbranquiçados a amarelados, frequentemente com nódulos de sílex, e ocasionalmente com secções alteradas de "terra rossa". Corresponde a um maciço rochoso competente, cujo comportamento é fortemente condicionado pela fracturação, carstificação e presença de intercalações argilosas e/ou margas. A Formação Caneças, encontrada nas sondagens, é constituída maioritariamente por calcários argilosos.

3.3 Sismicidade

O território de Portugal Continental situa-se num ambiente tectónico responsável por uma significativa atividade neotectónica e sísmica. A evolução geodinâmica regional é dominada por uma lenta convergência, cerca de 2mm/ano, das placas Euroasiática e Africana na direção NNW-SSE para NW-SE ao longo do segmento oriental da fronteira de placas Açores-Gibraltar.

Em termos de tectónica de placas, Portugal continental situa-se na placa euro-asiática, limitada a oeste pela crista do Atlântico Norte, e com proximidade geográfica à fronteira entre a placa Euroasiática e a placa Africana, região que se estende desde Gibraltar até ao arquipélago dos Açores (zona de fratura Açores-Gibraltar) e que apresenta um complexo mecanismo de fronteira de placas (Figura 2).



Figura 2 - Localização de Portugal no contexto da tectónica de placas (imagem disponível no site do Centro de Engenharia Sísmica e Dinâmica Estrutural do LNEC).

Devido a este ambiente tectónico, o território português é afetado pela ocorrência de sismicidade interplaca significativa, caracterizada por eventos de grande magnitude e grande profundidade, com surtos na região ao largo da costa Algarvia, a SW do Cabo de São Vicente e no banco de Gorringe, e caracterizada por períodos de retorno de centenas de anos. A atividade ao longo deste alinhamento, na zona de interação entre as placas Africana e Euroasiática, é persistente, com registos frequentes de sismos de magnitude moderada.

Como exemplos de sismos resultantes da referida atividade tectónica interplacas, temos o sismo de 1 de novembro de 1755, com magnitude aproximada de 8,75 e epicentro incerto a sudoeste do Cabo de São Vicente, ao qual se seguiu um tsunami, e o sismo de 28 de fevereiro de 1969, com magnitude de 7,5 e epicentro no banco de Gorringe, que não afetou o território devido à sua grande distância.

A sismicidade observada em Portugal Continental, de acordo com registos históricos e instrumentais (os últimos de 1902), apresenta, no entanto, uma distribuição heterogénea, com a presença de zonas ativas fora da área de influência da fronteira de placas (Figura 3).

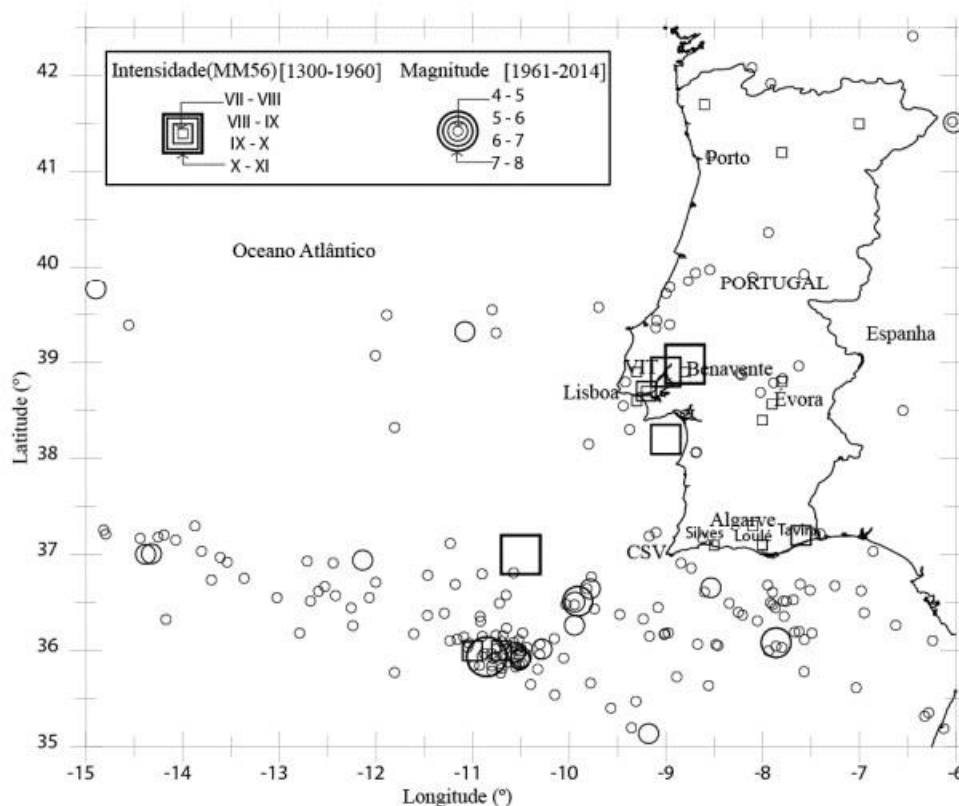


Figura 3 – Sismos mais significativos em Portugal continental e na região atlântica no período 1300-2014 (Ferrão et al, 2016).

Em termos de atividade intraplaca, destacam-se as regiões de Lisboa e Baixo Vale do Tejo, Algarve e costa Atlântica da zona Centro e Sul, sendo mais difusa no interior do país, destacando-se a região de Évora, e nem sempre associada a falhas conhecidas.

A atividade sísmica que afeta a região de Lisboa está assim associada a duas zonas sismogénicas principais:

1. uma área distante que corresponde à zona fronteiriça Açores-Gibraltar, geradora de sismos de magnitude moderada a forte, responsável por importantes sismos históricos, incluindo o destruidor sismo de 1755.
2. como zona adjacente, que inclui a região das bacias do Baixo Tejo e do Sado, que inclui a fenda do vale do Baixo Tejo, localizada a NE de Lisboa, e uma zona atlântica adjacente, produzindo sismos de magnitude moderada. Os sismos históricos de 1344, 1531, 1858 e 1909 (sismo de Benavente), um dos sismos com maior registo instrumentado, com magnitudes entre 6 e 7, por exemplo, tiveram epicentros na bacia do Baixo Tejo.

Por outro lado, embora as fendas no interior do continente provoquem sismos de menor magnitude do que os gerados no limite da placa, localizam-se a pequenas distâncias (baixa atenuação), pelo que são suscetíveis de provocar acelerações do terreno ao mesmo nível ou mesmo superiores às provocadas por sismos de maior magnitude, mas a maiores distâncias, como é o caso da região de Lisboa.

De acordo com o Mapa de Intensidade Máxima Sentida de Portugal Continental, Lisboa caracteriza-se por uma sismicidade muito elevada, localizando-se numa das regiões que sofreu maior intensidade sísmica, com uma intensidade máxima de IX, segundo a escala de Mercalli modificada, com base nos registos até à data compilados pelo antigo Instituto de Meteorologia (atual IPMA) (Figura 4)

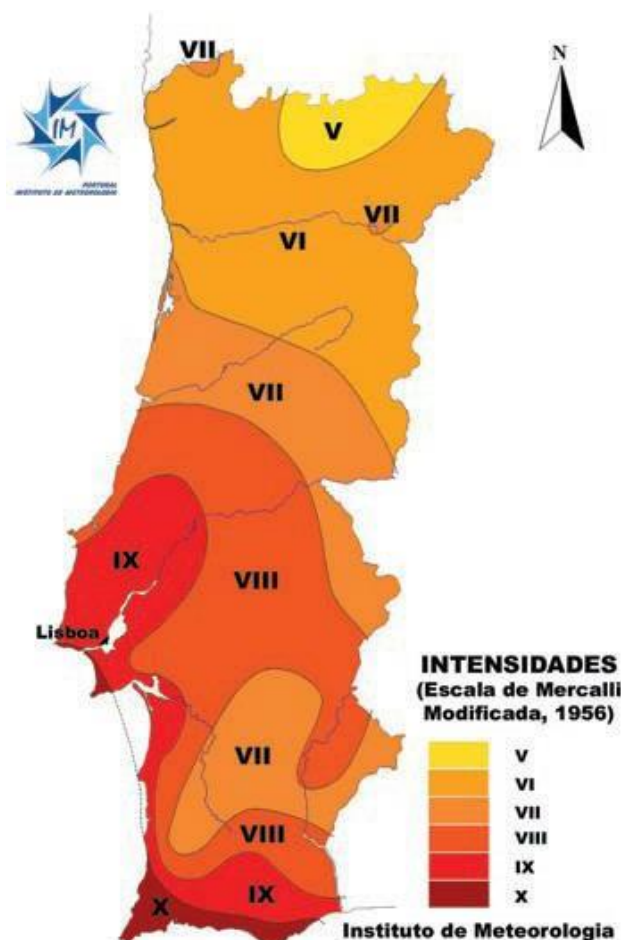


Figura 4 – Mapa de Intensidades Máximas registadas em Portugal Continental (sismicidade histórica e atual).

De acordo com Oliveira (1977), para um período de retorno de 1000 anos, o valor máximo de aceleração na área do Projeto é de $1,6 \text{ m/seg}^2$, enquanto que a velocidade máxima esperada do solo e o deslocamento são de $18,5 \text{ cm/seg}$ e $8,5 \text{ cm}$, respetivamente.

A Figura 5 mostra o mapa de intensidade da área de Lisboa correspondente a um cenário sísmico plausível, um sismo de magnitude 8, com epicentro no Banco Gorringe. A área do projeto da Linha Vermelha Sul do Metro, entre São Sebastião II e Alcântara, está assinalada no mapa de intensidade.

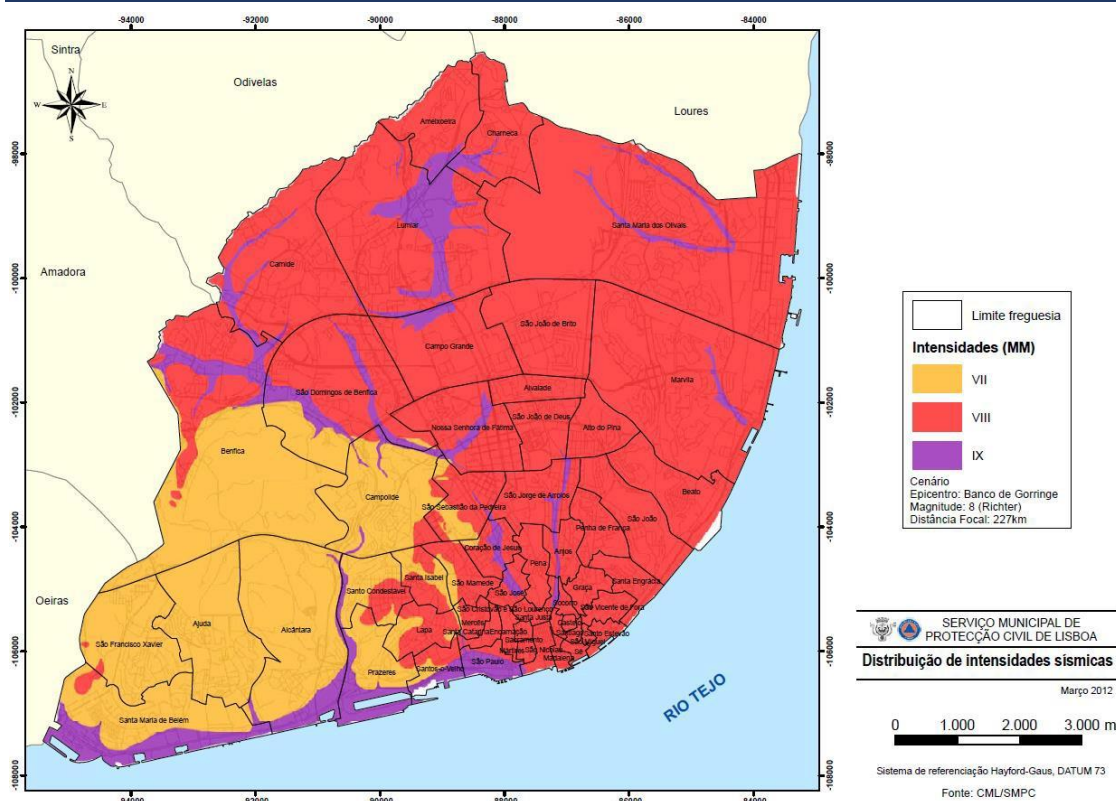


Figura 5 – Distribuição da intensidade sísmica no concelho de Lisboa (Fonte: Serviço Municipal de Proteção Civil da Câmara Municipal de Lisboa)

São notórias as variações de intensidade que correspondem em grande parte às formações geológicas ocorrentes, com intensidades mais baixas na zona ocidental da cidade (grau VII na escala de Mercalli modificada), onde se encontram encastradas formações rochosas dos complexos vulcânicos e carbonatados, enquanto que na zona ribeirinha e vales correspondentes a antigas massas de água, entre as quais a ribeira de Alcântara, as intensidades são mais elevadas (grau IX).

Relativamente à determinação da ação sísmica, o Anexo Nacional do Eurocódigo EC8 – Projeto de estruturas resistentes aos sismos, estabelece o zonamento sísmico de referência da zona. Devido ao facto de existirem duas fontes de geração de sismos que afetam Portugal, são considerados separadamente dois tipos de ação sísmica:

- ação sísmica de tipo 1, que diz respeito ao cenário dito "distante", correspondente a um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (cenário de fonte interplaca), referindo-se a sismos com epicentro na região atlântica;
- ação sísmica do tipo 2, que representa o cenário de "sismo adjacente", sismo de magnitude moderada e pequena profundidade focal (cenário de fonte intraplaca), referindo-se em geral a sismos com epicentro dentro das áreas continentais.

Os valores de referência da aceleração na base de um sítio de tipo A (rocha) (a_{gR}), correspondentes a um período de retorno de 475 anos, com um coeficiente de importância igual à unidade, são indicados no Anexo Nacional ao IC8, para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica.

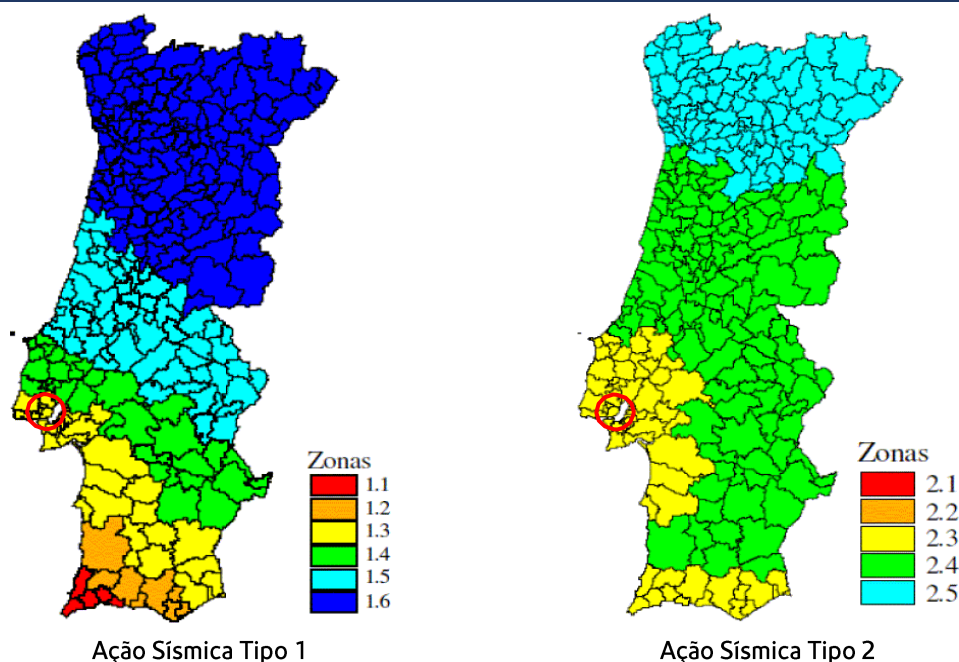


Figura 6 – Zonamento sísmico de Portugal Continental estabelecido no Anexo Nacional ao EC8

De acordo com o zonamento sísmico apresentado na Figura 6, o concelho de Lisboa localiza-se nas zonas 1.3 e 2.3 do território continental, para o cenário sísmico "distante" e para o cenário sísmico "adjacente", respetivamente, a que correspondem valores de aceleração de referência (a_{gR}) de 1,5m/seg² e 1,7m/seg², respetivamente.

O valor de projeto da ação sísmica deve ter em conta a classe de importância das estruturas associadas, aplicando um coeficiente de importância (γ_I), ou seja, são considerados períodos de retorno mais elevados para estruturas mais importantes.

Para ter em conta a influência das condições locais do local na ação sísmica, o EC8 considera os perfis do local na tabela abaixo. Globalmente, as formações rochosas do CVL e do Complexo Carbonatado são categorizadas como classe de local A, enquanto as formações do Miocénico e as formações semelhantes ao solo do CVL estão incluídas nas classes de local C e B. Os depósitos recentes (aterros e aluviões) são caracterizados como classe de local D.

Tabela 1 – Classificação dos sítios com base na EC8

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (sopros/30cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica semelhante à rocha, incluindo, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800		
B	Depósitos de areia muito densa, cascalho ou argila muito rígida, com pelo menos várias dezenas de metros de espessura, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250

Tipo de solo	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (sopros/30cm)	C_u (kPa)
C	Depósitos profundos de areia densa ou medianamente densa, cascalho ou argila rígida com espessura de várias dezenas a muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo solto a médio sem coesão (com ou sem algumas camadas coesivas moles), ou de solo coesivo predominantemente mole a firme	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo constituído por uma camada de aluvião superficial com valores V_s do tipo C ou D e uma espessura que varia entre cerca de 5 m e 20 m, subjacente a um material mais rígido com $V_s > 800$ m/s			
S ₁	Depósitos constituídos por, ou contendo uma camada com pelo menos 10 m de espessura, de argilas moles/siltes com um índice de plasticidade elevado ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)		10 - 20
S ₂	Depósitos de solos liquefactíveis, de argilas sensíveis, ou qualquer outro perfil de solo não incluído nos tipos A - E ou S ₁			

4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

4.1 Programa de investigação executado

Para avaliar as características físicas e mecânicas do solo e das formações rochosas que se encontram na área do Local do Projeto, foi executado um programa de investigação do local no âmbito da fase de Concurso. O programa foi executado pela Geocontrole S.A. e consistiu em quarenta e um (41) furos de sondagem ao longo de todo o corredor do projeto da Linha Vermelha Sul do Metro, entre São Sebastião II e Alcântara, em Lisboa, Portugal. Dos trabalhos de investigação acima referidos, foram executados cinco (5) furos de sondagem na área geral onde se desenvolverá a estação de Campo de Ourique. A prospeção dos furos foi acompanhada pela execução sistemática de ensaios in situ, tais como ensaios de penetração padrão (SPT), ensaios de permeabilidade, bem como ensaios de pressiómetro. Além disso, foram instalados tubos de filtro piezométricos em furos selecionados para medir o nível das águas subterrâneas. A tabela seguinte resume os dados relevantes (coordenadas dos furos, profundidade de investigação, presença de instrumentos para medição do nível freático, data de execução) do programa de investigação geotécnica executado na área do Local do Projeto.

Tabela 2 – Sondagens de Investigação Geotécnica no Local do Projeto da Estação de Campo de Ourique

Furo de sondagem m	Coordenadas (Sistema de coordenadas: PT-TM06 ETRS89)			Profundidade da investigação (m)	Datas	Instrumentação
	X	Y	Z			
SC14-pz	-89786.588	-105027.564	+92.9	48.00	26/10 - 04/11/2021	Piezómetro
SC15-pz	-89718.540	-105049.680	+93.4	48.00	17/11 - 24/11/2021	Piezómetro
SC16	-89818.725	-105050.342	+91.7	47.26	09/11 - 16/11/2021	
SC17-pz	-89801.203	-105138.077	+91.5	50.0	13/01 - 03/02/2022	Piezómetro
SC18-pz	-89733.430	-104969.529	+92.5	45.0	09/02 - 15/02/2022	Piezómetro

Note-se que está prevista a realização de um programa adicional de investigação do solo. Os resultados da investigação adicional, que terá sido concluída no início da fase de projeto pormenorizado, serão considerados durante a elaboração da fase de projeto pormenorizado. Quaisquer sondagens adicionais concluídas após o início da fase de projeto pormenorizado só serão consideradas para efeitos de verificação/confirmação.

4.2 Descrições litológicas dos furos de sondagem

Para a determinação das diferentes unidades geotécnicas, foram avaliados os dados das sondagens acima referidas. As descrições litológicas das formações perfuradas nas sondagens acima referidas, tal como foram registadas durante a execução das sondagens, estão resumidas nas tabelas seguintes.

Tabela 3 – Sondagem SC14-pz, descrição geológica e de engenharia das formações

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
SC14-pz	0.00	1.50	Camada betuminosa, seguida de aterro heterogéneo, arenoso-siltoso, com fragmentos de calcário dispersos, castanho.
	1.50	3.00	Areia silto-argilosa, com concreções carbonatadas, estrutura muito fragmentada, moderadamente densa, cinzenta acastanhada.
	3.00	7.50	Argila siltosa, com nódulos de carbonato, muito fragmentada, moderadamente consistente e muito dura, cinzenta acastanhada e cinzenta-esverdeada.
	7.50	8.50	Argila siltosa, dura, consolidada na base, cinzenta-azulada.
	8.50	10.50	Basalto desintegrado a muito intemperizado, com resíduos argilo-silto-arenosos, extremamente a muito fraturado quando rochoso, castanho acinzentado.
	10.50	13.50	Basalto, com abundantes veios de calcite, algo friável, muito moderadamente meteorizado, com fragmentos desintegrados (W5) de dimensão centimétrica a decimétrica, muito fraturado, acinzentado e acastanhado com veios esbranquiçados.
	13.50	15.00	Calcário nodular, muito alterado, com evidências de carstificação (terra rossa com centímetros de espessura), fortemente a muito fraturado, esbranquiçado e avermelhado.
	15.00	16.00	Calcário nodular, muito a moderadamente alterado.
	16.00	17.00	Calcário nodular, muito degradado, um pouco margoso na base.
	17.00	21.00	Calcário cristalino, muito a moderadamente intemperizado, com vestígios de dissolução cársica nas fraturas, muito fraturado, por vezes com secções decimétricas sem formação de núcleo, esbranquiçado e castanho avermelhado.
	21.00	23.00	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado.
	23.00	25.00	Calcário cristalino, moderadamente alterado, muito a moderadamente fraturado, esbranquiçado. Descontinuidade sub-horizontal e oblíqua, faces rugosas.
	25.00	34.50	Calcário cristalino, com secções ocasionais moderadamente a pouco degradadas (W3-2), muito fraturado. Orientação das descontinuidades variável.
	34.50	45.00	Calcário, por vezes com veios calcários, moderada a ligeiramente alterado, muito a moderadamente fraturado, esbranquiçado, por vezes algo amarelado. Plano de descontinuidade sub-horizontal, faces lisas a sub-lisas, com preenchimento margoso, ocasionalmente amarelado.
	45.00	46.50	Calcário, ligeiramente desgastado.
	46.50	48.00	Calcário, moderadamente a ligeiramente alterado.

Tabela 4 – Sondagem SC15-pz, descrição geológica e de engenharia das formações

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
SC15-pz	0.00	2.00	Pavimento betuminoso seguido de enchimento argiloso-siltoso, castanho acinzentado.
	2.00	6.00	Argila siltosa, dura, por vezes muito consolidada, cinzenta-escura na superfície superior, cinzenta-clara em profundidade.
	6.00	8.50	Calcário margoso e calcário, muito alterado e muito fraturado, castanho-amarelado.
	8.50	9.00	Argila marga, consolidada, acinzentada.
	9.00	9.50	Calcário, algo margoso, moderadamente alterado, moderadamente fraturado, cinzento esbranquiçado.
	9.50	11.20	Argila marga, dura, fortemente consolidada, cinzenta-clara a cinzenta-escura.
	11.20	13.60	Fragmentsos de calcário e basalto, encerrados em matriz silto-argilosa no topo, tornando-se areno-siltosa, com textura vulcânica na base (zona de transição entre Miocénico e CVL).
	13.60	15.00	Basalto, com veios de calcite frequentes, muito a moderadamente desgastado, fortemente a muito fraturado, cinzento-escuro.
	15.00	16.40	Basalto, muito fraturado.
	16.40	20.50	Basalto, superfícies muito alteradas.
	20.50	22.50	Basalto, muito desgastado com secções desintegradas em solo residual (baixa percentagem de recuperação), muito fraturado (sem formação de núcleo).
	22.50	24.00	Basalto com veios de calcite, muito desgastado, muito fraturado, cinzento-escuro.
	24.00	25.50	Calcário nodular, muito fraturado, com evidências de carstificação sob a forma de abundante terra rossa, muito fraturada, cinzenta e avermelhada.
	25.50	29.50	Calcário margoso, algo nodular, muito a moderadamente meteorizado e muito fraturado, com um horizonte muito fraturado (F5) entre os 27,0m e os 27,5m, e alguns preenchimentos pontuais de terra rossa ao longo de planos de descontinuidade, cinzento acastanhado e esbranquiçado.
	29.50	30.30	Calcário cristalino, moderadamente alterado e muito a muito fraturado, esbranquiçado.
	30.30	31.50	Calcário cristalino, muito a moderadamente alterado, muito fraturado (por vezes sem formação de núcleo).
	31.50	33.80	Calcário cristalino, com nódulos centimétricos, muito a moderadamente alterado, fortemente a muito fraturado (por vezes sem formação de núcleo), esbranquiçado.
	33.80	38.20	Calcário cristalino, muito a moderadamente meteorizado e fortemente a muito fraturado, com preenchimento de descontinuidades argilosas (faces muito meteorizadas), cinzento esbranquiçado, com tom rosado, acastanhado em alguns planos de fracturação.

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
	38.20	39.40	Calcário cristalino, moderadamente a pouco alterado e muito a moderadamente fraturado, cinzento esbranquiçado com lados castanhos-claros.
	39.40	41.20	Calcário cristalino, fortemente fraturado, muito fraturado na base, (sem formação de núcleo).
	41.20	43.00	Calcário cristalino, ligeiramente alterado e muito a moderadamente fraturado, cinzento esbranquiçado.
	43.00	44.40	Calcário compacto, margoso, ligeiramente cristalino, muito a moderadamente alterado e muito fraturado, cinzento, com tons castanhos e amarelados ao longo dos planos das descontinuidades.
	44.40	45.40	Calcário compacto, margoso, ligeiramente cristalino, moderadamente alterado e muito a moderadamente fraturado, esbranquiçado.
	45.40	48.00	Calcário compacto, margoso, ligeiramente cristalino, muito a moderadamente alterado e fortemente a muito fraturado, cinzento com tons castanhos e amarelos ao longo dos planos de descontinuidade, apresentando ocasionalmente preenchimentos milimétricos e de tom castanho avermelhado (terra rossa).

Tabela 5 – Sondagem SC16, descrição geológica e de engenharia das formações

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
SC16	0.00	3.00	Pavimento betuminoso, seguido de aterro argiloso-siltoso, com fragmentos de tijolo e contaminação orgânica no topo, castanho-acinzentado.
	3.00	8.50	Argila siltosa com fragmentos de conchas, muito dura, castanho-esverdeado que passa a cinzento-esverdeado com laivos acastanhados.
	8.50	9.90	Calcário margoso, muito alterado e friável, muito fraturado, cinzento esbranquiçado e cinzento acastanhado.
	9.90	10.50	Marga calcária, cinzenta acastanhada.
	10.50	11.70	Calcário margoso, muito a moderadamente alterado, muito fraturado, cinzento esbranquiçado e amarelado.
	11.70	12.50	Marga argilosa, dura, consolidada, cinzenta acastanhada.
	12.50	14.60	Calcarenito fossilífero, ligeiramente quebradiço perto do limite superior, muito a moderadamente alterado e fraturado, castanho-amarelado.
	14.60	16.00	Calcário margoso com abundantes fósseis de conchas no topo, algo argiloso, muito a moderadamente alterado e fortemente a muito fraturado, cinzento com alguns veios esverdeados.
	16.00	18.50	Marga argilosa, rígida, com passagens de decímetros de calcário margoso, cinzenta e por vezes cinzenta-escura.
	18.50	19.50	Argila siltosa, com fragmentos calcários e passagens vulcânicas texturadas, consolidada, cinzenta acastanhada (Zona de transição entre o Miocénico e a CVL).
	19.50	23.00	Basalto, com abundantes veios de calcite, muito desgastado, com passagens centimétricas desintegradas (W5), muito a moderadamente fraturado, cinzento-escuro por vezes acastanhado.

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
	23.00	25.40	Basalto, com transição para nódulos de carbonato no limite inferior, moderadamente alterado.
	25.40	28.50	Marga argilosa, com fragmentos basálticos no topo e calcário compacto e abundantemente cristalino, castanho avermelhado até aos 27,0m, passando a castanho-amarelado no limite inferior (Zona de transição entre CVL e Cretácico).
	28.50	30.20	Calcário margoso, com passagens frequentes de marga-argila, muito a moderadamente alterado e fraturado, esbranquiçado e castanho-amarelado.
	30.20	32.00	Calcário cristalino, moderadamente a ligeiramente alterado, muito a moderadamente fraturado, cinzento-claro por vezes amarelado.
	32.00	35.00	Calcário cristalino, moderadamente alterado e fortemente a muito fraturado, por vezes sem formação de núcleo, cinzento-claro por vezes amarelado.
	35.00	36.80	Calcário cristalino, com passagens ocasionais e fragmentos de sílex, por vezes sem formação de núcleo em passagens muito fraturadas (F5).
	36.80	37.50	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado, cinzento-claro e amarelado.
	37.50	44.60	Calcário cristalino, fortemente a muito fraturado, por vezes sem formação de núcleo.
	44.60	45.40	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado.
	45.40	46.40	Calcário cristalino, fortemente a muito fraturado.
	46.40	47.26	Calcário cristalino, moderadamente a ligeiramente alterado e fortemente a moderadamente fraturado.

Tabela 6 – Sondagem SC17-pz, descrição geológica e de engenharia das formações

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
SC17-pz	0.00	2.00	Camada betuminosa assente em aterro argiloso-siltoso, ligeiramente arenoso, com fragmentos de calcário, cinzento acastanhado
	2.00	8.00	Argila siltosa, por vezes um pouco margosa, dura a muito dura (perto do limite inferior), com abundantes seixos calcários-margosos, e fósseis de conchas por volta dos 6,0m, cinzento acastanhado e esverdeado.
	8.00	12.60	Marga argilosa, algo siltosa, dura, por vezes bastante consolidada, cinzenta esbranquiçada tornando-se esverdeada e acastanhada perto do limite inferior.
	12.60	14.20	Argila marga, siltosa, dura, cinzenta acastanhada e esverdeada
	14.20	17.20	Tufo silto-argiloso, duro, muito consolidado, com fragmentos dispersos de calcário e basalto, cinzento acastanhado no topo, passando a castanho avermelhado (zona de transição entre o Miocénico e a CVL).

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
	17.20	21.00	Basalto, muito a moderadamente meteorizado, fortemente a muito fraturado, com passagem medialmente fraturada (F3) entre aproximadamente 18.90 e 19.40m, e veios abundantes, cinzento-escuro.
	21.00	28.40	Basalto, moderadamente a pouco alterado e muito moderadamente fraturado, com passagens ocasionais muito fraturadas (F5), muito fraturado e veios abundantes, cinzento-escuro.
	28.40	31.50	Argila siltosa (terra rossa), com fragmentos dispersos de calcário, castanho-avermelhado.
	31.50	35.10	Calcário nodular, por vezes um pouco margoso, muito a moderadamente alterado e fortemente a muito fraturado, cinzento, com abundante enchimento de terra rossa ao longo das cavidades e do plano de descontinuidade.
	35.10	36.00	Calcário compacto, muito alterado (baixa percentagem de recuperação), fortemente a muito fraturado, esbranquiçado.
	36.00	38.60	Calcário compacto, ligeiramente cristalino, moderadamente a ligeiramente desgastado e fortemente a muito fraturado, cinzento
	38.60	40.50	Calcário compacto, ligeiramente cristalino, muito a moderadamente fraturado
	40.50	41.80	Calcário compacto, ligeiramente cristalino, fortemente a muito fraturado.
	41.80	45.50	Calcário ligeiramente cristalino, ligeiramente alterado e muito moderadamente fraturado, cinzento.
	45.50	48.90	Calcário cristalino, moderadamente a ligeiramente desgastado e fortemente a muito fraturado, cinzento-claro, com uma tonalidade rosa e, ocasionalmente, bandas cinzentas mais escuras
	48.90	50.00	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado.

Tabela 7 – Sondagem SC18-pz, descrição geológica e de engenharia das formações

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
SC18-pz	0.00	2.90	Silte argilo-arenoso, com fragmentos frequentes de tijolo e calcário, cinzento acastanhado
	2.90	5.00	Argila siltosa, algo arenosa, com fragmentos de calcário, muito dura, cinzenta-amarelada
	5.00	6.50	Barro cinzento, duro e margoso.
	6.50	10.50	Basalto, muito degradado, algo desintegrado (ligeiramente em direção a solo residual silto-arenoso), cinzento-escuro acastanhado, com abundantes veios de calcite esbranquiçados
	10.50	13.50	Basalto, moderadamente desgastado, muito a moderadamente fraturado, por vezes muito fortemente fraturado, cinzento-escuro por vezes acastanhado, com abundantes veios de calcite esbranquiçados.

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Descrição litológica
	De	Para	
	13.50	15.00	Basalto, muito a moderadamente alterado
	15.00	16.60	Calcário nodular, muito degradado, por vezes desintegrado, em direção a um solo residual argiloso-siltoso, castanho avermelhado (terra rossa), muito fraturado, cinzento
	16.60	18.20	Calcário cristalino, algo nodular, moderadamente alterado e muito moderadamente fraturado, cinzento.
	18.20	19.50	Calcário cristalino, fortemente a muito fraturado
	19.50	21.00	Calcário cristalino, muito fraturado
	21.00	25.50	Calcário cristalino, moderadamente alterado
	25.50	29.00	Calcário cristalino, fossilífero, moderadamente a ligeiramente desgastado e muito a moderadamente fraturado, cinzento
	29.00	33.20	Calcário cristalino, fortemente a muito fraturado
	33.20	35.20	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado.
	35.20	39.00	Calcário, um pouco margoso, moderadamente alterado e muito moderadamente fraturado
	39.00	40.50	Calcário cristalino, fortemente a muito fraturado
	40.50	42.00	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado
	42.00	44.10	Calcário cristalino, fortemente a muito fraturado.
	44.10	45.00	Calcário cristalino, muito a moderadamente fraturado

4.3 Quadro de águas subterrâneas

A medição do nível da água subterrânea foi efetuada diariamente durante o processo de perfuração dos furos executados. A água utilizada para as necessidades do processo de perfuração influencia o nível de água subterrânea registado e, por conseguinte, estas leituras não são consideradas representativas do lençol freático. No entanto, é de notar que durante o processo de perfuração nos furos SC16, SC17-pz e SC18-pz, a água subterrânea foi registada a profundidades que variam entre 40.2m e 46.8m.

Além disso, para uma determinação mais precisa do nível do lençol freático no local do projeto, foram instalados piezómetros em quatro (4) furos, nomeadamente os furos SC14-pz, SC15-pz, SC17-pz e SC18-pz. As medições disponíveis do nível do piezómetro, que foram obtidas repetidamente após o fim da perfuração do furo, estão documentadas na Tabela seguinte. Considera-se que estas medições não foram afetadas pela água utilizada na perfuração e, por

consequente, fornecem uma estimativa mais representativa da profundidade real do lençol freático. Note-se que o lençol freático está sujeito a flutuações, dependendo da estação do ano e da quantidade de precipitação, pelo que é necessário um número ainda maior de medições para determinar o possível nível máximo anual do lençol freático. No entanto, com base nas medições do piezómetro abaixo documentadas, deduz-se que o lençol freático no local do projeto deverá estar localizado a uma profundidade superior a 40 m da superfície do solo, o que corresponde a uma profundidade superior a 5 m abaixo da cota de fundo do túnel da plataforma.

Tabela 8 – Medições do piezómetro

Furo de sondagem	Data do fim da perfuração	Data de medição	Profundidade do Piezómetro (m)	GWT (m)
SC14-pz	4/11/2021	8/11/2021	48	Seco
		9/11/2021		Seco
		10/11/2021		Seco
		11/11/2021		Seco
		12/11/2021		Seco
		16/11/2021		Seco
		24/11/2021		Seco
		1/12/2021		Seco
		9/12/2021		Seco
		16/12/2021		Seco
		22/12/2021		Seco
		10/1/2022		Seco
		27/1/2022		Seco
		10/2/2022		Seco
SC15-pz	24/11/2021	25/11/2021	48	Seco
		26/11/2021		Seco
		27/11/2021		Seco
		28/11/2021		Seco
		29/11/2021		Seco
		30/11/2021		Seco
		9/12/2021		Seco
		16/12/2021		Seco
		22/12/2021		Seco
		10/1/2022		Seco
		27/1/2022		Seco
		10/2/2022		Seco
SC18-pz	15/2/2022	28/2/2022	45	N/A

Furo de sondagem	Data do fim da perfuração	Data de medição	Profundidade do Piezómetro (m)	GWT (m)
		28/3/2022		43.98

4.4 Ensaios in-situ

4.4.1 Teste de penetração padrão

Como mencionado acima, paralelamente à perfuração dos furos de investigação, foram executados Ensaios de Penetração Padrão (SPTs) em todos os furos. A tabela seguinte apresenta a classificação do solo, baseada nos resultados do SPT de acordo com Terzaghi e Peck (1967).

Tabela 9 – Classificação do solo com base nos resultados SPT de acordo com Terzaghi e Peck (1967)

Solos Granulares		Solos Coesivos	
0 ~ 4	Muito solto	< 2	Muito suave
4 ~ 10	Solto	2 ~ 4	Suave
10 ~ 30	Média densidade	4 ~ 8	Normal
30 ~ 50	Densa	8 ~ 15	Rígido
> 50	Muito denso	15 ~ 30	Muito rígido
		> 30	Difícil

Durante os Ensaios de Penetração Padrão, o número de golpes necessários para penetrar 150 mm na massa de solo, utilizando um amostrador padrão (Terzaghi), é medido em três fases consecutivas. O número N_{SPT} final comunicado é calculado como a soma das duas últimas medições. No caso de o amostrador não conseguir penetrar 450 mm no solo, o número de golpes realizados, bem como a profundidade de penetração correspondente, são registados e é anotada uma Recusa (R).

Nos cinco (5) furos acima mencionados, executados na área geral do Local do Projeto, foram realizados trinta e um (31) SPTs. Os resultados destes ensaios estão resumidos na tabela seguinte.

Tabela 10 – Resultados do ensaio de penetração padrão

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Contagens de golpes		N_{SPT}
	De	Para			
SC14-pz	1.50	1.95	4	15	15
	3.00	3.45	6	16	16
	4.50	4.95	8	21	21
	6.00	6.45	5	15	15
	7.50	7.95	5	15	15

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Contagens de golpes		N _{SPT}
	De	Para			
SC15-pz	3.50	3.95	60/7cm	-	R
	4.50	4.95	30	56	56
	7.50	7.95	60/9cm	-	R
SC16	3.60	4.05	8	24	24
	6.60	7.05	6	25	25
	9.00	9.45	60/11cm	-	R
	10.50	10.95	60/6cm	-	R
	12.00	12.45	60/3cm	-	R
	13.50	13.95	60/6cm	-	R
	15.00	15.45	60/2cm	-	R
	16.50	16.95	60/3cm	-	R
	18.00	18.45	60/8cm	-	R
SC17-pz	3.00	3.45	4	14	14
	6.00	6.45	3	13	13
	7.50	7.95	7	32	32
	9.00	9.45	21	33	33
	10.50	10.95	60/3cm	-	R
	12.00	12.45	60/13cm	-	R
	13.50	13.95	10	31	31
	15.00	15.45	15	60	60
	16.50	16.95	60/12cm	-	R
SC18-pz	3.00	3.45	15	34	34
	4.50	4.95	10	17	17
	6.00	6.45	60/13cm	-	R
	7.50	7.95	11	60	60
	9.00	9.45	23	60	60

4.4.2 Ensaio do medidor de pressão

No âmbito da investigação geotécnica levada a cabo para a fase de Anteprojeto do Projeto, foram realizados vários ensaios de pressiómetro do tipo Ménard. O objetivo principal destes ensaios foi o de obter as características de deformabilidade e resistência dos geomateriais encontrados. Os materiais ensaiados podem ser classificados de acordo com a tabela seguinte, tendo em conta os valores de tensão radial máxima (P_l).

Tabela 11 – Classificação do solo com base na tensão radial PI

Solos Granulares		Solos Coesivos	
Máximo. Tensão radial PI [MPa]	Caracterização	Máximo. Tensão radial PI [MPa]	Caracterização
0 – 0.20	Muito solto	0 – 0.075	Muito suave
0.20 – 0.50	Solto	0.075 – 0.15	Suave
0.50 – 1.50	Meio denso	0.15 – 0.35	Normal
1.50 – 2.50	Densa	0.35 – 0.80	Rígido
>2.50	Muito denso	0.80 – 1.60	Muito rígido
		>1.60	Difícil

O módulo do medidor de pressão de Ménard (E_M) foi relacionado empiricamente por Menard ("The Menard Pressuremeter, Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design", General Memorandum, D.60.A.N, SOLS, SOLIS No 26, 1975) com o módulo de deformação estática (E_S) do solo, para utilização em cálculos baseados na teoria da elasticidade, da seguinte forma

$$E_S = \frac{E_M}{\alpha}$$

em que, α é um coeficiente reológico que depende do tipo de solo e do rácio E_M/PI como indicado na tabela seguinte.

Tabela 12 – Correlação entre o tipo de solo e o coeficiente reológico de Menard, α (FASCICULE No 62-V, 1993)

Tipo de material	Turfa		Argila		Aluvião		Areia		Areia e cascalho	
	E_M/PI	α	E_M/PI	α	E_M/PI	α	E_M/PI	α	E_M/PI	α
Sobreconsolidado			> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalmente consolidado		1	9 – 16	2/3	8 – 14	1/2	7 – 12	1/3	6 – 10	1/4
Desgastado ou alterado			7 – 9	1/2		1/2		1/3		1/4

*Nota: E_M é o módulo do medidor de pressão e PI é a pressão limite

Do mesmo modo, para as formações rochosas, foram propostos os seguintes valores do coeficiente reológico (α) (Sols-Soils n.o 26, D60, 1975).

Tabela 13 – Coeficiente reológico de Menard, α , para formações rochosas

Formações rochosas	
Condição do maciço rochoso	α
Ligeiramente fraturado	2/3

Formações rochosas	
Condição do maciço rochoso	α
Fratura medial	1/2
Fortemente fraturado	1/3
Muito alterado – desgastado pelo tempo	2/3

Além disso, com base em Gambin e Rousseau (1998), as seguintes gamas relativas aos valores do módulo do pressiómetro de Ménard (E_M), da tensão radial máxima (PI), e o rácio (E_M/PI), podem ser utilizados para a classificação do tipo de solo encontrado.

Tabela 14 – Gama de valores para o módulo do medidor de pressão (E_M) e tensão radial máxima (PI), para diferentes tipos de solos (Gambin e Rousseau, 1998)

Tipo de solo	Medidor de pressão Módulo E_M (MPa)	Máx. Tensão radial PI (MPa)	E_M / PI
Siltes orgânicos soltos	0.2–1.5	0.02–0.15	10
Argilas moles	0.5–3	0.05–0.3	10
Argilas de rigidez normal	3–8	0.30–0.80	10
Argilas muito duras e rígidas	8–40	0.60–2.00	12–20
Margas	5–100	0.60–6.00	8–15
Areias siltosas soltas	0.5–2	0.10–0.50	4–5
Siltes	2–10	0.20–1.50	6–10
Areias e misturas de areia e gravilha	8–100	1.20–5.00	6–8
Solos arenosos sedimentares	7.5–40	1.00–5.00	7–8
Materiais calcários/ rocha calcária	80–20000	3.00– >190	>16
Depósitos recentes (sem densificação)	0.5–1	0.05–0.30	10–17
Depósitos antigos	4–15	0.40–1.00	10–15
Aterro densificado recente	10–15	1.00–1.50	10–15

Note-se que os resultados dos ensaios com o pressiómetro são sensíveis ao grau de perturbação a que o solo imediatamente circundante foi sujeito devido ao processo de perfuração.

Os dados relevantes dos ensaios realizados com o medidor de pressão relativos a pormenores como o número do ensaio, a profundidade, a data, o nível de água subterrânea durante cada ensaio, o tipo de sonda e de membrana utilizado, juntamente com os parâmetros avaliados do medidor de pressão, são apresentados em [4]. Foram executados oito (8) testes de pressiómetros nos cinco (5) furos localizados na área geral do Local do Projeto. Os resultados destes testes estão resumidos na tabela seguinte.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios com o medidor de pressão

Furo de sondagem	Profundidade (m)	Medidor de pressão Módulo E_M (MPa)	Máx. Tensão radial P_l (MPa)	E_M / P_l
SC16	4.95	9.4	0.58	16.2
	7.8	268.0	2.05	130.7
SC17	5.5	4.1	0.29	14.1
	6.5	6.5	0.65	10.0
	8.5	11.6	1.41	8.2
	13	2.7	0.60	4.5
SC18	4	16.0	1.27	12.6
	5.5	12.2	0.67	18.3

4.4.3 Ensaio de permeabilidade

Para avaliar a permeabilidade das formações geológicas encontradas no Local do Projeto, foram realizados dezanove (19) testes de permeabilidade in-situ a várias profundidades nos cinco (5) furos de investigação executados. Com base nos respetivos resultados, pode ser obtida uma estimativa da permeabilidade in-situ das formações correspondentes, com base nos seguintes critérios de Terzaghi – Peck (1967).

Tabela 16 – Critérios de classificação da permeabilidade das formações (Terzaghi & Peck, 1967)

Coefficiente de permeabilidade k [m/s]	Caracterização
$k \geq 10^{-3}$	Elevado
$10^{-5} \leq k < 10^{-3}$	Médio
$10^{-6} \leq k < 10^{-5}$	Médio a baixo
$10^{-7} \leq k < 10^{-6}$	Baixo a muito baixo
$10^{-9} \leq k < 10^{-7}$	Muito baixo
$k < 10^{-9}$	Formação impermeável

No total, foram efetuados doze (12) ensaios de permeabilidade in situ do tipo Lugeon, dois (2) ensaios Lefranc e cinco (5) ensaios Maag. Os ensaios de Lefranc e Maag foram efetuados principalmente em formações litológicas, tais como depósitos de aterro, depósitos aluviais, argilas, calcários da formação dos Prazeres e depósitos vulcânicos. Os ensaios de absorção de água do tipo Lugeon foram efetuados em formações como as margas da formação de Benfica, o Complexo Vulcânico de Lisboa e a Série Miocénica. Este último ensaio (tipo Lugeon), para além de permitir a determinação das características de permeabilidade das várias formações litológicas, visa avaliar indiretamente o estado das fraturas/descontinuidades e, portanto, a qualidade global dos maciços rochosos associados. A Unidade Lugeon (LU), ou seja, a absorção de 1 litro por metro de furo por minuto, é assumida como correspondendo a uma permeabilidade

global (k) da rocha fraturada de 10^{-7} m/s. Os coeficientes direcionais de permeabilidade não são normalmente determinados devido aos numerosos sistemas de juntas e fraturas. O ensaio permite, no entanto, uma comparação quantitativa das permeabilidades in situ, ou seja, de acordo com C. Quiñones-Rozo (2010), a correlação entre a Unidade Lugeon (LU) e a condutividade hidráulica do maciço rochoso e o seu estado global é apresentada na tabela seguinte.

Tabela 17 – Correlação entre os valores medidos de Lugeon (CN) e a condutividade hidráulica (C. Quiñones- Rozo, 2010)

Gama Lugeon (LU)	Classificação da permeabilidade	Condutividade hidráulica (m/s)	Estado das discontinuidades do maciço rochoso	Reportagem Lugeon de precisão
<1	Muito baixo	$< 1 \times 10^{-7}$	Muito apertado	<1
1 – 5	Baixa	$1 \times 10^{-7} - 6 \times 10^{-7}$	Apertado	± 0
5 – 15	Moderado	$6 \times 10^{-7} - 2 \times 10^{-6}$	Poucos parcialmente abertos	± 1
15 – 50	Médio	$2 \times 10^{-6} - 6 \times 10^{-6}$	Alguns Abertos	± 5
50 – 100	Elevado	$6 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-5}$	Muitos abertos	± 10
>100	Muito elevado	$> 1 \times 10^{-5}$	Aberto Espaçado ou nulo	>100

Os resultados dos testes de permeabilidade in-situ estão resumidos na tabela seguinte.

Tabela 18 – Resultados dos ensaios de permeabilidade in-situ

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Tipo de teste	Unidade Lugeon (LU)	k (m/seg.)
	De	Para			
SC14-pz	18.00	21.00	Lugeon	64.00	6.40E-06
	24.00	27.00	Lugeon	11.40	1.14E-06
	31.50	34.50	Lugeon	12.50	1.25E-06
	37.50	40.50	Lugeon	0.66	6.60E-08
	45.00	48.00	Lugeon	1.70	1.07E-06
SC15-pz	11.20	12.00	Lefranc	N/A	1.49E-05
	18.00	21.00	Lugeon	1.68	1.68E-07
	25.50	28.50	Lugeon	2.35	2.35E-07
	31.50	34.50	Lugeon	8.42	8.42E-07
SC16	9.70	10.50	Lefranc	N/A	6.12E-05
	18.00	21.00	Lugeon	1.18	1.18E-07
	25.50	28.00	Lugeon	0.12	1.20E-08
	31.50	34.50	Lugeon	12.48	1.25E-06
	39.00	42.00	Lugeon	12.76	1.28E-06
SC17-pz	11.00	12.00	Maag	N/A	5.36E-07

Furo de sondagem	Profundidade (m)		Tipo de teste	Unidade Lugeon (LU)	k (m/seg.)
	De	Para			
	14.00	15.00	Maag	N/A	1.22E-06
	17.00	18.00	Maag	N/A	5.95E-07
SC18-pz	6.00	7.00	Maag	N/A	8.82E-07
	8.00	9.00	Maag	N/A	8.87E-07

Assim, em geral, com base nos resultados acima referidos dos testes de permeabilidade in-situ, as formações encontradas na área geral do Local do Projeto são caracterizadas por uma condutividade hidráulica **média a muito baixa**.

4.5 Testes laboratoriais

Durante a perfuração dos furos de investigação geotécnica, foram retiradas amostras representativas perturbadas e não perturbadas de profundidades variáveis para a determinação laboratorial das propriedades físicas e mecânicas das unidades geotécnicas encontradas.

Foram efetuados os seguintes ensaios laboratoriais em amostras de solo:

- Ensaios de classificação dos solos com recurso a peneiras e hidrómetros, determinação dos limites de Atterberg, teor de humidade natural, gravidade específica, peso unitário seco e húmido.
- Determinação do teor de substâncias orgânicas.
- Ensaios de compressão não confinada.
- Ensaios de cisalhamento rápido consolidado não drenado (CU).
- Ensaio triaxial consolidado sem drenagem com medição da pressão da água dos poros (CUPP).

Foram efetuados os seguintes ensaios laboratoriais em amostras de rocha:

- Determinação das propriedades físicas: porosidade e densidade, teor de água.
- Ensaios de compressão uniaxial, com determinação das propriedades elásticas (módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson).
- Ensaio de resistência à tração por compressão (brasileiro).
- Ensaios de carga pontual.
- Determinação do índice de dureza/abrasividade (Cerchar).
- Determinação da velocidade de propagação de ondas através de ensaios de mecânica das rochas por ultra-sons.
- Análise petrográfica.

Os resultados dos testes laboratoriais estão documentados no Anexo C.

5 AVALIAÇÃO GEOTÉCNICA

5.1 Geral

Os resultados disponíveis da investigação geotécnica efetuada foram avaliados, tendo-se posteriormente desenvolvido um modelo geotécnico adequado à elaboração dos estudos geotécnicos preliminares da estação de Campo de Ourique. De acordo com os dados geotécnicos obtidos com base na investigação geotécnica relativa (sondagens SC14-pz, SC15-pz, SC16, SC17-pz e SC18-pz), as formações no local do projeto são constituídas por argilas silto-arenosas rígidas a muito rígidas, sobrepostas a uma camada de argilas e margas siltosas, duras a muito duras. Nos estratos mais profundos, encontra-se a formação de basalto moderadamente a fortemente fraturado com abundantes veios de calcite. Na base do local do projeto encontra-se a formação calcária cristalina, que apresenta um grande grau de diferenciação em termos do seu grau de meteorização e desintegração.

5.2 Unidades geotécnicas e estratigrafia

De um modo geral, a estratigrafia encontrada na área geral proposta para a estação de Campo de Ourique é categorizada em unidades geotécnicas distintas, conforme apresentado na Tabela abaixo.

Tabela 19 – Unidades Geotécnicas Encontradas no Local do Projeto

Unidade Geotécnica	Descrição
At	Camada betuminosa assente em aterro argiloso-siltoso, ligeiramente arenoso, com fragmentos de calcário, cinzento acastanhado.
M(ag)b	Argila silto-arenosa rígida a muito rígida ($15 < N_{SPT} < 30$), com concreções carbonatadas, cinzenta acastanhada e cinzenta-esverdeada.
M(ag)a	Argilas e margas duras a muito duras ($N_{SPT} > 30$), com fragmentos basálticos.
$\beta_{W5;W4/5}$	Basalto, com abundantes veios de calcite, fortemente fraturado, moderadamente a fortemente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, GSI=20-35.
β	Basalto, com abundantes veios de calcite, moderadamente fraturado, ligeira a moderadamente alterado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, GSI=35-55.
Cc1a	Argila margosa e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada
Cc1b	Calcário cristalino, fortemente desintegrado, moderadamente a fortemente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, GSI=10-20.
Cc1d	Calcário cristalino, moderadamente desintegrado, moderadamente a fortemente meteorizado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, GSI=20-40.
Cc1c	Calcário cristalino, ligeira a moderadamente desintegrado, moderadamente desgastado, caracterizado pelo Índice de Resistência Geológica, GSI=40-55.

As profundidades a que as unidades geotécnicas estabelecidas acima mencionadas são encontradas em cada furo de sondagem na área geral do local do projeto são apresentadas na tabela seguinte.

Tabela 20 – Profundidades de deteção das unidades geotécnicas

Furo de sondagem	Profundidade (m)								
	Em	M(ag)b	M(ag)a	$\beta_{W5;W4/5}$	β	Cc1a	Cc1b	Cc1d	Cc1c
SC14-pz	0.0 – 1.5	1.5 – 10.5		10.5 – 13.5		-	16.5 – 21.0 25.0 – 34.5	13.5 – 16.5	21.0 – 25.0 34.5 – 48.0
SC15-pz	0.0 – 2.0		2.0 – 13.6	13.6 – 24.0		-	29.5 – 37.5 45.4 – 48.0	24.0 – 29.5	37.5 – 45.4
SC16	0.0 – 3.0	3.0 – 8.5	8.5 – 19.5	19.5 – 25.5		25.5 – 28.5	31.5 – 45.0	28.5 – 31.5	45.0 – 47.26
SC17-pz	0.0 – 2.0	2.0 – 7.5	7.5 – 17.3	17.3 – 21.0	21.0 – 28.5	28.5 – 31.5		31.5 – 42.0 45.6 – 49.0	42.0 – 45.6 49.0 – 50.0
SC18-pz	0.0 – 2.9	2.9 – 5.0	5.0 – 6.5	6.5 – 15.0			21.0 – 22.5 29.0 – 33.2	15.0 – 21.0 22.5 – 29.0 33.2 – 45.0	

De notar que, com base nos dados disponíveis das cinco (5) sondagens executadas nas imediações da Estação de Campo de Ourique, a formação Cc1a (ex.: " Argila marga e/ou marga argilosa esbranquiçada a amarelada "), reconhecida com base nos dados de toda a campanha de investigação geotécnica [3], foi identificada apenas em zonas muito limitadas nas sondagens SC16 & SC17-pz, sem resultados laboratoriais suficientes para a estimativa de parâmetros de uma Unidade Geotécnica distinta (CC1a). Assim, como abordagem conservadora e devido à semelhança esperada em termos de comportamento geomecânico global, aos materiais a estas profundidades foram atribuídos os parâmetros geotécnicos adotados para a Unidade Geotécnica M(ag)a (Argilas e margas duras a muito duras (NSPT >30), com fragmentos basálticos) (ver §6).

5.3 Unidade Geotécnica At

A Unidade Geotécnica At é constituída por ATERRO castanho a cinzento que, de acordo com as descrições litológicas documentadas nos registos de sondagem, são constituídas por AREIA silto-argilosa, localmente por CASCALHA silto-argilosa, com fragmentos de composição variável. Nesta unidade geotécnica, não foram efetuados ensaios laboratoriais devido à sua espessura limitada, que normalmente não ultrapassa 1,5-3,0m.

Com base no Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS), o material da Unidade Geotécnica At pode ser classificado como areia argilosa, SC (Clayey Sand), ou areia siltosa (SM). A tabela seguinte apresenta valores típicos dos parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional para materiais semelhantes aos da Unidade Geotécnica At. As referências bibliográficas referidas são apresentadas no Anexo A.

Tabela 21 – Unidade Geotécnica At – Parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional

Referência	Tipo de solo	Gama de parâmetros geotécnicos
Mecânica dos Solos MANUAL DE DESENHO 7.02, (NAVFAC)	SC	$\phi' = 31^\circ$, $c' = 11 \text{ kPa}$
DIN 1055, Parte 2 (2,76)	Areia argilosa	$\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$
		$\phi' = 30-32^\circ$
Projeto de Estacas e Prática de Construção, Quarta Edição, M. J. Tomlinson, Propriedades dos Materiais	Areia fina e siltosa solta	$\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3 - 19 \text{ kN/m}^3$
		$\phi' = 28-30^\circ$
Hobst & Zajic, 1983	Cascalhos com percentagem de argila > 5%	$E = 5 \text{ MPa} - 20 \text{ MPa}$
Earth Manual (3 rd Edition, Figura 1-32, página 48)	SM – SC	$k = 1,0 \times 10^{-7} - 1,0 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$

Tendo em conta o que precede, são finalmente adotadas as seguintes gamas de conceção dos parâmetros geotécnicos para a Unidade Geotécnica At.

Tabela 22 – Unidade Geotécnica At – gama de valores para os parâmetros geotécnicos de projeto

Parâmetro de projeto	Intervalo de valores
Peso unitário, γ (kN/m^3)	18 – 19
Coesão efectiva, c' (kPa)	0 – 5
Ângulo de fricção efetivo, ϕ' ($^\circ$)	26 – 30
Módulo de elasticidade, E (MPa)	7 – 10
Rácio de Poisson, ν	0.35
Módulo do edómetro, E_s (MPa)	11 – 16
Coefficiente de pressão da terra em repouso, K_0	0.5
Coefficiente de permeabilidade, k (m/seg.)	$1,0 \times 10^{-7} - 1,0 \times 10^{-6}$

5.4 Unidade Geotécnica M(ag)b

A Unidade Geotécnica **M(ag)b** é constituída por argila silto-arenosa acinzentada e cinzenta-esverdeada, rígida a muito rígida, com concreções carbonatadas. De acordo com os resultados dos dados disponíveis dos ensaios laboratoriais e in situ, a Unidade Geotécnica **M(ag)b** é caracterizada pelas seguintes propriedades físicas e mecânicas.

Tabela 23 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Propriedades físicas e mecânicas

Parâmetro		Contagem	Valor mínimo	Valor máximo	Valor médio	Desvio padrão
[*] N _{SPT}		10	13	25	18	6
Cascalho (%)		3	1	32	14	16
Areia (%)		3	1	49	33	28
Coimas (%)		3	19	98	53	41
Silte (%)		3	16	60	34	23
Argila (%)		3	3	38	19	18
Limites de Atterberg	LL (%)	3	29	45	38	8
	PL (%)	3	14	33	23	10
	PI (%)	3	12	18	15	3
Teor de água, w (%)		1	20	20	20	0
Peso unitário	húmido, γ_s (kN/m ³)	1	21.0	21.0	21.0	0.0
	Seco, γ_d (kN/m ³)	1	17.5	17.5	17.5	0.0
Gravidade específica, G _s		3	2.69	2.80	2.73	0.06
Ensaio do manómetro	E _M (MPa)	4	4.1	16.0	9.0	4.5
	P _I (MPa)	4	0.3	1.3	0.7	0.4
	E _M / P _I	4	10.0	16.2	13.2	2.3
Ensaio de cisalhamento (CU)	ϕ (deg)	1	33.0	33.0	33.0	0.0
	c (kPa)	1	42.0	42.0	42.0	0.0
*Um resultado de ensaio de penetração padrão in-situ com N _{SPT} = 34 foi excluído por não ser representativo.						

Com base nos valores médios de granulometria acima apresentados, o material da Unidade Geotécnica M(ag)b é classificado de acordo com a USCS como Argila arenosa magra (CL). Espera-se que o comportamento geomecânico da unidade geotécnica específica seja o de um material de solo coesivo. A tabela seguinte apresenta valores típicos dos parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional para materiais semelhantes aos da Unidade Geotécnica M(ag)b. As referências bibliográficas referidas são indicadas no Anexo A.

Tabela 24 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Parâmetros geotécnicos baseados na literatura internacional

Referência	Tipo de solo	Gama de parâmetros geotécnicos
Mecânica dos Solos MANUAL DE DESENHO 7.02, (NAVFAC)	CL	$\phi' = 28^\circ$, $c' = 13 \text{ kPa}$
DIN 1055, Parte 2 (2,76)	Argila rígida a muito rígida	$\gamma_d = 19,5 - 20,5 \text{ kN/m}^3$
		$\phi' = 22,5 - 27,5^\circ$, $c' = 2 - 10 \text{ kPa}$
		$c_u = 15 - 60 \text{ kPa}$

Referência	Tipo de solo	Gama de parâmetros geotécnicos
Projeto de Estacas e Prática de Construção, Quarta Edição, M. J. Tomlinson, Propriedades dos Materiais	Argila firme ligeiramente plástica	$\gamma_s = 18-21 \text{ kN/m}^3$
		$c_u = 40-75 \text{ kPa}$
Análise e projeto de fundações, J.E. Bowles, 5 th Edition	Argila média	$s E = 15-50 \text{ MPa}$

Foram realizados quatro (4) ensaios de pressiômetro na Unidade Geotécnica M(ag)b, de acordo com os quais se verificou que o módulo de pressiômetro (E_M) varia entre 4.10MPa e 16.0MPa com um valor médio de 9.0MPa. A tensão radial máxima (PI) varia entre 0,30MPa e 1,30MPa, o que corresponde a uma argila rígida a muito rígida, com um valor médio de 0,70MPa. O fator reológico de Menard é igual a $\alpha = 2/3$ e, portanto, o valor médio do módulo de deformação (E_s) é igual a 13,50MPa.

Na Unidade Geotécnica M(ag)b, foram efetuados onze (11) ensaios de penetração normalizada. A figura seguinte mostra a variação do SPT com a profundidade.

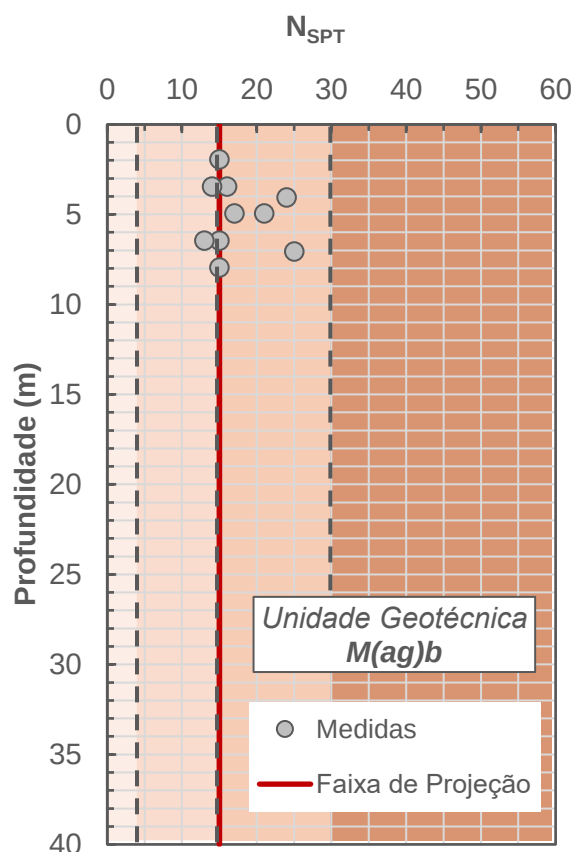


Figura 7 – Unidade Geotécnica M(ag)b – Variação de N_{SPT} com a profundidade

Na sequência do exposto, é adotado um valor de SPT representativo e conservador de $N_{SPT} = 15$ para utilização nas correlações empíricas associadas à Unidade Geotécnica M(ag)b.

De acordo com Mitchell (1976), $\sin \varphi' = 0.8 - 0.094 \cdot \ln PI$, pelo que para $PI = 15$ o ângulo efetivo de resistência ao corte é $\varphi' = 33.1^\circ$.