



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Renato Liscar

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UMA ÁREA
PARA INSTALAÇÃO DE UMA UNIDADE INDUSTRIAL
EM CANTANHEDE E DE UM TALUDE DE UMA
PEDREIRA DE GESSO LOCALIZADA EM AVARELA
(ÓBIDOS)
CASOS DE ESTUDO**

Dissertação no âmbito do Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas orientada pelo
Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e pelo Professor Doutor Pedro Santarém
Andrade apresentada ao Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências
e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Julho de 2021

1 2 9 0



UNIVERSIDADE D
COIMBRA

Renato Liscar

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE UMA ÁREA
PARA INSTALAÇÃO DE UMA UNIDADE INDUSTRIAL
EM CANTANHEDE E DE UM TALUDE DE UMA
PEDREIRA DE GESSO LOCALIZADA EM AVARELA
(ÓBIDOS)
CASOS DE ESTUDO**

Dissertação no âmbito do Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas orientada pelo Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e pelo Professor Doutor Pedro Santarém Andrade apresentada ao Departamento da Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Julho de 2021

Agradecimentos

Em primeiro lugar, quero agradecer a Deus por dar-me saúde e guiar o meu caminho para chegar a este momento tão especial da minha vida e uma fase muito marcante na minha carreira académica.

Quero expressar a minha profunda e sincera gratidão aos meus orientadores Professor Doutor Mário Quinta Ferreira e Professor Doutor Pedro Santarém Andrade, pelo apoio e incentivo, pela disponibilidade, sugestões, compreensão, paciência desde a fase de escolha do tema até às correções finais da Dissertação. E por todos os ensinamentos que me transmitiram e os momentos de partilha que contribuíram também para o meu crescimento.

À Universidade de Coimbra e ao seu corpo docente do curso de mestrado em Engenharia Geológica e de Minas, que contribuíram para o termino deste ciclo académico.

Ao Professor Doutor João Pratas e ao Professor Doutor Nelson Viegas Rodrigues por terem-me ajudado a conseguir entrar no Curso de Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas e pelos ensinamentos e amizade demonstrada ao longo desses anos.

Ao Professor Doutor Fernando Pita, pelos ensinamentos, disponibilidade, ajuda, conselho e pelas conversas positivas, sempre que necessárias, principalmente pela amizade demonstrada.

À Professora Doutora Joana Ribeiro, pelos ensinamentos, pela atenção e sugestões sugeridas aquando da realização de algumas partes da dissertação.

Ao Professor Doutor Fernando Figueiredo pelos ensinamentos e conhecimentos transmitidos.

Ao Professor Doutor José Manuel Azevedo pelos ensinamentos, pela amizade e partilha da sua experiência académica e profissional

Ao Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPN) pela oportunidade da realização de um estágio curricular que deu a concretização da primeira parte do trabalho, na pessoa do Eng. João Pedro, ao mestre Pedro Alves, à Eng. Mónica e à Eng. Maria Alexandre agradeço o apoio, pela partilha de experiência profissional, a disponibilidade e a amizade.

Ao técnico de Laboratório Geoquímica do DCT - FCTUC Sr. Carlos pela ajuda na realização de análise da identificação do mineral por Difração de Raios-X.

Aos técnicos e colaboradores da FCTUC pelo apoio técnico informático e

amabilidade; não esqueço dos meus sinceros agradecimentos aos Sr. Armando Dias da Silva e Sr. Mário Coelho.

À empresa Sogerela, por possibilitar a realização da segunda parte do trabalho através de disponibilização das amostras e da planta da Pedreira em documento AutoCAD.

Aos meus amigos e colegas de curso de mestrado, pela amizade que me deram ao longo desta etapa do percurso académico.

Agradeço ainda à empresa Rocscience pela cedência de um pacote educacional de licenças dos seus vários produtos, em específico o programa RocLab, SLIDE2 e RocFall.

A toda a minha família, em especial aos meus pais, os meus irmãos e os meus avós, um enorme obrigado pela motivação fornecida e por acreditarem sempre em mim ao longo do percurso académico, mesmo nas alturas mais complicadas.

Por fim, quero agradecer aos meus amigos, colegas e todas as pessoas que direta ou indiretamente que fizeram parte da minha formação académica.

A todos o meu MUITO OBRIGADO.

Resumo

A presente dissertação reporta o desenvolvimento de dois trabalhos.

O primeiro teve como objetivo a Caracterização geológica e geotécnica dos solos a serem utilizados como base da fundação de uma unidade industrial em Cantanhede, bem como a caracterização dos materiais empregues na Terraplanagem. Efetuaram-se os trabalhos de prospeção geotécnica no campo e ensaios laboratoriais para determinação das propriedades e comportamento dos solos. A partir dos resultados obtidos no campo, com recurso a três sondagens com a realização de ensaios de Standard Penetration Test (SPT), sete ensaios de Penetrómetros Dinâmicos Super Pesados (DPSH) e quatro sondagens a trado para recolha de amostras, obtiveram-se os valores dos parâmetros geotécnicos e estabeleceu-se o perfil do zonamento geotécnico da área em estudo. Com base nos resultados de ensaios laboratoriais como análise granulométrica, limite de consistência, California Bearing Ratio (CBR) e Proctor, foi possível obter os valores de parâmetros geotécnicos. Procedeu-se à utilização das classificações de solos Unificada, para fins rodoviários (AASHTO) e de Caderno de Encargo das Estradas de Portugal (EP).

O segundo trabalho teve como intuito a caracterização geológica e geotécnica de taludes de uma pedreira de gesso localizada em Avarela (Óbidos) para avaliação da sua estabilidade. Procedeu-se à observação visual do maciço rochoso no campo e a realização dos ensaios de caracterização laboratoriais procedendo-se à determinação dos seguintes parâmetros: massa volúmica aparente (MVA), porosidade aberta (n), índice de durabilidade a partir do *Slake Durability Test*, resistência à compressão uniaxial (σ_c) através do martelo de Schmidt, Índice de carga pontual definido pelo Point Load Test e identificação dos minerais pela Difração de Raios-X (DRX). Os resultados obtidos na observação do campo e nos ensaios laboratoriais, permitiram a caracterização e classificação dos taludes de maciço rochoso recorrendo-se ao Rock Mass Rating (RMR) e ao Geotechnical Strength Index (GSI), e obtiveram-se ainda os valores dos parâmetros geotécnicos que se utilizaram na análise de estabilidade de taludes com o recurso aos programas SLIDE2 V9.0 e RocFall V8.0.

Palavras-Chave: Caracterização geológica; Caracterização geotécnica; Prospeção geotécnica; Classificação geomecânica; Análise da estabilidade de taludes.

Abstract

This dissertation consisted of the development of two works.

The first aimed at the geological and geotechnical characterization of the soils to be used as foundation of an industrial unit in Cantanhede, as well as the characterization of the materials used in Earthworks. Geotechnical site investigation work and laboratory tests were carried out to determine the properties and behavior of the soils. Geotechnical parameters and the geotechnical zoning of the study area were obtained from the field work, using three Standard Penetration Tests (SPT), seven Dynamic Penetrometer Super Heavyweight tests (DPSH) and four auger probes for sampling. Based on the results of laboratory tests such as particle size analysis, consistency limits, California Bearing Ratio test (CBR) and Proctor, it was possible to define the values of geotechnical parameters. The soils were described and classified according to the Unified soil classification, the AASHTO Soil Classification System for road purposes and the specifications of Estradas de Portugal.

The second work aimed at the geological and geotechnical characterization of a gypsum quarry slope located in Avarela, nearby Óbidos, aiming to evaluate its slope stability. Visual description of rock masses in the field and laboratory characterization tests were carried out, determining the following parameters: apparent density (MVA), open porosity (n), Durability index from the Slake Durability Test, uniaxial compressive strength (σ_c) using the Schmidt hammer, point load index defined by the Point Load Test and identification of minerals by X-Ray Diffraction (XRD). The results obtained in field survey and in the laboratory testing, allowed to define the values of the geotechnical parameters and to perform the rock mass characterization and the classification of the quarry slopes, considering the Rock Mass Rating (RMR) and the Geotechnical Strength Index (GSI). The data obtained was used in the slope stability analysis, using the SLIDE2 V9.0 and RocFall V8.0 programs.

Keywords: Geological characterization; Geotechnical characterization; Geotechnical prospecting; Geomechanical classification; Slope stability analysis.

Índice

Agradecimentos.....	i
Resumo.....	iii
Abstract.....	v
Índice	vii
Índices de Figuras.....	x
Índices de Tabelas	xii
Simbologia e Acrónimos.....	xiv
1. Introdução Geral e Objetivo	1
1.1. Introdução e enquadramento do trabalho	1
1.2. Estrutura da Dissertação	2
2. Primeiro Caso de Estudo: Caracterização Geotécnica de um maciço terroso	4
2.1. Trabalhos de prospeção em campo	4
2.1.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT)	4
2.1.2. Ensaio de Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH)	5
2.1.3. Sondagens a trado	7
2.2. Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH}	8
2.3. Ensaios de caracterização dos solos em Laboratório	10
2.3.1. Análise Granulométrica por peneiração húmida	10
2.3.2. Limite de consistência ou de <i>Atterberg</i>	12
2.3.3. Ensaios de Compactação Proctor	15
2.3.4. Ensaio CBR (<i>California Bearing Ratio</i>)	16
2.4. Classificação dos Solos	18
2.4.1. Classificação de Solos do sistema Unificado	18
2.4.2. Sistema de Classificação Para Fins Rodoviários (AASHTO).....	18
2.4.3. Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (EP, 2009).....	19
2.5. Caso de Estudo – Caracterização Geotécnica de uma área para instalação de uma unidade industrial em Cantanhede.....	20
2.5.1. Enquadramento da obra	20
2.5.2. Enquadramento Geográfico	20
2.5.3. Enquadramento Geológico e Geomorfológico	21
2.5.4. Sismicidade.....	22
2.6. Trabalhos realizados em campo	25
2.7. Análises de resultados e zonamento geológico-geotécnico	26
2.7.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT)	26
2.7.2. Ensaio de Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH)	28

2.7.3.	Sondagens a trado e amostragem	29
2.7.4.	Zonamento Geotécnico.....	31
2.7.5.	Parâmetros Geotécnicos.....	33
2.8.	Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH}	34
2.9.	Resultados dos Ensaios de Laboratório.....	38
2.9.1.	Amostragem.....	38
2.9.2.	Análise da granulometria por via húmida	38
2.9.3.	Limite de consistência ou de <i>Atterberg</i>	40
2.9.4.	Ensaio Proctor	40
2.9.5.	Ensaio CBR (<i>California Bearing Ratio</i>)	42
2.10.	Classificação dos Solos	45
2.11.	Considerações finais e sugestões.....	47
3.	Segundo Caso de Estudo: Caracterização geotécnica para avaliação da estabilidade de um talude rochoso.....	50
3.1.	Caracterização geomecânica dos maciços rochosos	50
3.2.	Ensaio de caracterização geomecânicos em laboratório	51
3.2.1.	Análise mineralógica por difração de Raios-X	51
3.2.2.	Massa volúmica aparente e Porosidade aberta.....	52
3.2.3.	Desgaste em meio aquoso " <i>Slake Durability Test</i> "	54
3.2.4.	Ensaio de resistência à carga pontual (<i>Point Load Test</i>)	56
3.2.5.	Determinação de dureza através do Martelo de Schmidt.....	59
3.3.	Classificação Geotécnica e Geomecânica de Maciços Rochosos.....	61
3.3.1.	Classificação de Rock Mass Rating (RMR).....	61
3.3.2.	Classificação de <i>Geological Strength Index</i> (GSI).....	63
3.4.	Fatores condicionante da estabilidade de taludes em Maciço Rochosos.....	67
3.5.	Tipos de Mecanismo de Rotura.....	67
3.5.1.	Rotura Circular	68
3.5.2.	Quedas de blocos.....	68
3.6.	Análise da estabilidade de taludes em maciço rochoso	70
3.7.	Caso de Estudo – Caracterização Geotécnica de um talude de uma pedreira de gesso localizada em Avarela (Óbidos).....	71
3.7.1.	Enquadramento Geográfico	71
3.7.2.	Enquadramento Geológico Regional	71
3.7.3.	Enquadramento Geologia Local	72
3.7.4.	Tectónica e Sismicidade	74
3.7.5.	Hidrogeologia e Características do Clima	75
3.8.	Análise dos resultados de caracterização geológica e geomecânica	77
3.8.1.	Ensaio de caracterização	78
3.8.2.	Classificação do Maciços Rochoso.....	86

3.9. Análise da Estabilidade dos Taludes da Pedreira de Gesso de Avarela	91
3.9.1. Análise de estabilidade com recurso de SLIDE	92
3.9.2. Análise de estabilidade com recurso ao RockFall	95
3.10. Considerações Finais e Recomendações	101
4. Conclusões Gerais	104
5. Referências Bibliográficas	105
ANEXOS	110

Índices de Figuras

Figura 1 - Representação de conjunto de peneiros em escala no laboratório.	11
Figura 2 - Representação esquemática do significado físico dos limites de consistência: LC – Limite de Contração; LP – Limite de Plasticidade; LL – Limite de Liquidez (adaptado de Caputo, 1996).	13
Figura 3 - Ensaio de Limite de Liquidez com o equipamento da concha de Casagrande (B). Mistura do material com água destilada (A); após divisão do provete na perpendicular ao eixo da manivela formando um sulco através de um riscador.	13
Figura 4 - Mistura do material com água destilada para o ensaio de limites de plasticidade.	14
Figura 5 - Localização da área de estudo. O terreno de construção é delimitado pela linha vermelha.	20
Figura 6 - Localização da área de estudo (retângulo de cor vermelha), extrato da Folha 19-A da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000 (adaptado de Barbosa <i>et al.</i> , 2008).	22
Figura 7 - Zonamento sísmico de Portugal Continental, segundo NP EN 1998-1 (2010), para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (Ação Sísmica Tipo 1) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (Ação Sísmica Tipo 2), com localização da área de estudo com um círculo vermelho.	23
Figura 8 - Localização da prospeção geotécnica na zona em estudo.	25
Figura 9 - Execução da sondagem S2 com equipamento SMA-630 (A); esquema ilustrativo do equipamento (B) (Santos, 2012); esquema do procedimento de execução do ensaio SPT (SINERCEO, 2021) (C).	26
Figura 10 - Execução do ensaio de Penetração Dinâmica Super Pesada, DPSH 3, com equipamento da marca Pagani, modelo TG 73 – 200.	28
Figura 11 – Representação da sondagem a trado número 1.	30
Figura 12 - Critério adotado para análise da relação entre N_{SPT60} e N_{DPSH20}	34
Figura 13 - Regressão linear entre N_{DPSH} e N_{SPT} (A); e entre N_{SPT} e N_{DPSH} (B) para os ensaios analisados.	36
Figura 14 - Amostras no processo de secagem ao ar (A); secagem da amostra em estufa (B).	38
Figura 15 - Curvas granulométricas referentes às quatro amostras.	39
Figura 16 - Ensaio de compactação Proctor: Separação dos provetes em camadas (A); equipamento de compactação (B) e ensaio proctor realizado em molde grande (C).	40
Figura 17 - Gráfico do resultado de ensaio Proctor: amostra 20/A28 (A); amostra 20/A31 (B).	41
Figura 18 - Realização do ensaio CBR: separação dos provetes em camadas (A); compactador automático (B); ensaio CBR na fase de expansão do material em molde grande com defletómetro (C); estrutura de compressão CBR (D).	42
Figura 19 - Gráfico de curvas dos ensaios CBR das amostras A20/28 (A) e A20/31 (B) (onde: 1 – molde 1; 2 – molde 2 e 3 – molde 3).	43
Figura 20 - Difratómetro de Raios-X utilizado para identificação mineralógica por difração dos Raios X.	52
Figura 21 - Equipamentos utilizados para o ensaio de massa volúmica aparente e porosidade aberta. Imersão dos provetes em vácuo (A); Balança digital para pesagem hidrostática (B).	53
Figura 22 - Equipamento utilizado para o ensaio desgaste em meio aquoso (A) e o esquema do equipamento (adaptado de Franklin e Chandra, 1972) (B).	55
Figura 23 - Equipamento utilizado no ensaio de determinação de resistência à carga	

pontual.	56
Figura 24 - Relação de dimensões dos provetes irregulares a satisfazer nos ensaios de carga pontual (adaptado da ISRM, 1981) (A) e Fraturas válidas e não válidas nos ensaios de carga pontual (ISRM, 1985 <i>citado por</i> Lima e Menezes, 2008) (B)	57
Figura 25 - Exemplo do Martelo de Schmidt do tipo L (A), Esquema simplificado do funcionamento do Martelo de Schmidt (adaptado de Ramos, 2009) (B).....	60
Figura 26 – Esquema representativo da rotura circular e projeção estereográfica típica das descontinuidades neste tipo de taludes (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).	68
Figura 27 - Tipos de movimento ao longo de uma queda de blocos por influência da inclinação de talude (adaptado de Ritchie, 1963).....	69
Figura 28 - Localização da área de estudo. A pedra em estudo é delimitada pela linha vermelha. (A) – Mapa de Portugal; (B) – Mapa do distrito de Leiria; e (C) – Mapa da área de estudo (<i>Google Earth</i> , 2018)).	71
Figura 29 - Localização da área de estudo (retângulo de cor azul) sobre extrato da Folha 26-D da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000. (Zbyszewsk e Almeida, 1960) .	73
Figura 30 - Talude de pedra constituído por Formação Pliocénica sobre o maciço constituído por gesso.	73
Figura 31 - Dois modelos possíveis da formação do Vales Tifónicos da Orla Ocidental: (1 – Areias azoicas constituídas por pequenos calhaus rolados de idade Pliocénico terminal (-2/-1,6 Ma?); 2 – Sedimentos argilo-arenosos, lignitises e diatómicas (Pliocénico superior, -3/-2,3 Ma?); 3 – areias marinhas fossilíferas (Pliocénico superior, -3,5/-2,7 Ma); 4 – formações mesozoicas encaixantes, composto predominantemente pelos calcários de Jurrásico; 5 – Margas gipsíferas e salíferas dos núcleos diapírricos (Liásico inferior); 6 – falha de bordo do diápiro, com a direção de movimentos segundo a inclinação indicada pelas setas (Cabral, 1995 in Catarina L.A.,2014). (adaptado de Guerreiro, 2014)	74
Figura 32 - Temperaturas médias anuais em Óbidos ao longo dos meses do ano, (<i>climate-data.org</i> , (2021)).	76
Figura 33 - Precipitação média em Óbidos, ao longo dos meses do ano, adaptada de <i>climate-data.org</i> , (2021).	76
Figura 34 - Três tipos de diferentes amostras do gesso de Avarela estudada.	78
Figura 35 - Massa volúmica aparente (A) e porosidade aberta (B) das amostras previamente secas com temperatura 70 °C e 105 °C.....	80
Figura 36 – Variação dos Índices de durabilidade (Id) das amostras de gesso.	81
Figura 37 - Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial, das amostras de maior e de menor dimensão, através do Ábaco de Miller calculada através da dureza de Schmidt e do peso volúmico: gesso puro (A) , gesso com matéria orgânica (B) e gesso com dolomite (C) . (Fonte de ábaco de Miller: Lima, 2014).	84
Figura 38 – Estimativa dos valores de GSI dos Taludes 1 e 2 a partir da observação de campo (representação gráfica do GSI de Marino <i>et al.</i> , 2005 <i>in</i> Damasceno, 2008).....	88
Figura 39 - Planta da Pedreira e a localização dos dois taludes em estudo: Talude 1 (A – A’); Talude 2 (B – B’).	91
Figura 40 - Análise do talude global: talude 1 (A) e talude 2 (B).	94
Figura 41 - Trajetória dos blocos de gesso com massa de 250 kg (linha de cor vermelha): talude 1 (A) e talude 2 (B)	98

Índices de Tabelas

Tabela 1 - Parâmetros para cada tipo de ensaio de Penetrómetro dinâmico: Dynamic Probing Light –DPL, Dynamic Probing Medium – DPM, Dynamic Probing Heavy – DPH e Dynamic Probing Super Heavy – DPSH (adaptado de EN ISO 22476-2:2005).	6
Tabela 2 - Características do DPSH e SPT utilizados no estudo.	8
Tabela 3 - Definição para os diferentes tamanhos da partícula segundo a norma Portuguesa E239-1970.	10
Tabela 4 - Série de peneiros ASTM utilizada nas análises granulométricas.	11
Tabela 5 – Classificação dos Solos em função do Índice de Plasticidade (adaptado da IAEG (1979)).	14
Tabela 6 - Diferentes tipos de ensaio Proctor (E197-1966 LNEC).	16
Tabela 7 - Tipos de terreno e os parâmetros de velocidade da propagação das ondas S (Vs), número de pancadas de SPT (N_{SPT}) e a resistência ao corte não drenada do solo (Cu) definidos de acordo com o EC8 (NP EN 1998-1, 2010).	24
Tabela 8 - Resumo das principais características das sondagens de prospeção.	27
Tabela 9 - Resumo dos resultados de número de pancadas médio por metro (N_{20}) e a resistência dinâmica de ponta (qd) obtidos com os ensaios DPSH.	29
Tabela 10 - Resumo das principais características das sondagens a trado.	30
Tabela 11 – Síntese dos ensaios SPT e estimativa das propriedades geotécnicas de cada zona.	33
Tabela 12 - Valores dos pares de dados entre N_{DPSH}/N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH}	35
Tabela 13 - Resultados das regressões lineares referentes aos dados dos ensaios SPT e DPSH para os três grupos analisados.	35
Tabela 14 - Plano de amostragem e ensaios realizados.	38
Tabela 15 - Valores da composição granulométrica.	40
Tabela 16 - Resultados do peso volúmico seco máximo ($\gamma_{smáx}$) e o teor de água ótimo (W_{opt}) obtidos.	41
Tabela 17 - Massa por molde ensaiado em cada amostra.	42
Tabela 18 - Medições iniciais e finais no deflectómetro em cada ensaio.	42
Tabela 19 - Resultados dos ensaios CBR das amostras A20/28 e A20/31.	43
Tabela 20 - Resultados dos ensaios realizados em laboratório e classificação dos solos.	46
Tabela 21 - Classificação da massa volúmica aparente (adaptado de IAEG, 1979).	52
Tabela 22 - Classificação de porosidade adaptado de IAEG (1979).	52
Tabela 23 - Classificação de Gamble (1971) para o índice de durabilidade do 2º ciclo. ...	55
Tabela 24 - Estimativas de resistência á compressão uniaxial e de carga pontual (adaptado de Brown, 1981).	59
Tabela 25 - Classificação do maciço rochoso (adaptado de Bieniawski, 1989).	62
Tabela 26 - Classe do maciço rochoso determinado a partir do GSI (adaptado de Hoek, Kaiser e Bawden, 1995).	64
Tabela 27 - Valores de fator de segurança mínimo proposto por Canadian Geotechnical Society, 1992 (adaptado de Wyllie e Mah., 2004).	70
Tabela 28 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s^2) nas várias zonas sísmicas (NP 1998-1).	75
Tabela 29 - Resultados médios de Massa Volúmica Aparente (MVA) e porosidade aberta (n).	79
Tabela 30 - Resultados dos ensaios de desgaste em meio aquoso para amostras GAV1, GAV2 e GAV3. Id1 – Índice de durabilidade para o 1º ciclo, Id2 - Índice de durabilidade para o 2º ciclo, Id3 - Índice de durabilidade para o 3º ciclo.	81

Tabela 31 - Resultados dos valores média do ensaio de carga pontual e de compressão uniaxial (σ_c) das amostras de GAV1, GAV2 e GAV3.....	82
Tabela 32 - Resultados da dureza de Schmidt e da Resistência à Compressão Uniaxial.	83
Tabela 33 - Cálculo do índice de RMR para os taludes 1 e 2 (Bieniawski,1989).	87
Tabela 34 - Descrição da qualidade do maciço e dos intervalos dos valores de coesão e ângulo de atrito com base no valor de RMR e módulo de deformabilidade (Bieniawski, 1978, 1989).	87
Tabela 35 - Classificação de GSI para os taludes 1 e 2 (adaptado de Hoek e Brown,1997).	88
Tabela 36 - Classificação GSI obtido a partir de RMR.	89
Tabela 37 - Resultados do módulo de deformabilidade (Em) e coeficiente de poisson (ν) obtido a partir do valor de GSI.	89
Tabela 38 - Valores dos parâmetros do maciço rochoso entrada no RocLab V1.0.	90
Tabela 39 - Resultados dos parâmetros do maciço rochoso saída de RocLab V1.0.	90
Tabela 40 - Valores dos parâmetros geotécnicos inserido no programa SLIDE.	93
Tabela 41 - Resultados resumidos de fator de segurança dos taludes 1 e 2.	94
Tabela 42 - Valores dos parâmetros da entrada no RocFall V8.0 (Extraído de Rocscience (2016)).	97
Tabela 43 - Resultados da altura de salto, energia e localização dos blocos rochosos movimentados através da análise de Rocfall V8.0.	99

Simbologia e Acrónimos

σ_c	Resistência à compressão uniaxial
Φ	Ângulo de atrito
γ_s	Peso específico seco
γ_w	Peso específico húmido
ν	Coefficiente de <i>poisson</i>
A	Área da base do cone (m ²)
Cu	Coefficiente de uniformidade
c	Coesão
D ₆₀ , D ₁₀ , D ₃₀	Diâmetros dos crivos que permitem passar 60%, 10% e 30% do material
e	Penetração média, em metro por pancada (0,2/N ₂₀);
Em	Módulo de deformabilidade das rochas
g	aceleração da gravidade
Id ₂	Índice de durabilidade 2
IP	Índice de plasticidade
Is ₅₀	Índice de carga Pontual
Jv	Soma do número de descontinuidades por unidade de comprimento para todas as famílias
Kg/m ³	Quilograma por metro cúbico
kgf	Quilograma força
kN/m ³	Quilonewton por metro cúbico
kPa	Quilopascal
LP	Limite de plasticidade
MPa	Megapascal
Msec	Massa da amostra seca
Msat	Massa da amostra saturada
Msub	Massa da amostra submersa
MVA	Massa volúmica aparente
n	Porosidade
N	Número de pancadas para cravar 30 cm o amostrador na 2 ^o fase do ensaio SPT
N ₂₀	Número de golpes para a cravação de 20 cm(ensaio de DPSH)
N ₆₀	Correção de N (SPT)
p_{rh}	Massa volúmica da água
q _{ad}	Tensão admissível
q _d	Resistência de ponta dinâmica
R	Dureza de Schmidt
rd	Resistência de ponta unitária
Vo	Volume aparente de poros abertos (ml)
W	Teor em água
W _{ópt}	Teor em água ótimo
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>

CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
DRX	Difração de Raios-X
EC	EuroCódigo
EN	Norma Europeia
EP	Estradas de Portugal
FS	Fator de Segurança
GAV1	Gesso Puro
GAV2	Gesso com matéria orgânica
GAV3	Gesso com dolomite
GSI	<i>Geological Strength Index</i>
IAEG	<i>International Association for Engineering Geology and the Environment</i>
IG	Índice de grupo
IPN	Instituto Pedro Nunes
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
ISRM	<i>International Society for Rock Mechanics</i>
N.P	Não plástico
T1, T2, T3, T4	Sondagens a trado 1, 2, 3 e 4
RMR	<i>Rock Mass Rating</i>
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
ZG1, ZG2, ZG3	Zona Geotécnica 1, 2 e 3

1. Introdução Geral e Objetivo

1.1. Introdução e enquadramento do trabalho

O presente estudo insere-se no âmbito da unidade curricular de dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica e de Minas do Departamento de Ciências da Terra da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC).

Esta Dissertação resulta do estágio curricular que decorreu no Instituto Pedro Nunes, no laboratório de Geotecnia (IPNlabgeo), com uma duração de 9 meses, compreendidos entre os meses de outubro de 2020 e de julho de 2021. O desenvolvimento de um Estágio Curricular promovido pela colaboração entre o Departamento de Ciências da Terra, da Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra (FCTUC-DCT) e IPNlabgeo que permitiu a utilização dos dados dos dois casos de estudo. Os ensaios laboratoriais do primeiro caso de estudo foram realizados no Laboratório de Geotecnia do IPN, no entanto a caracterização de laboratório do segundo caso de estudo efetuou-se no Laboratório do DCT - FCTUC.

O IPNlabgeo é um Laboratório de Geotecnia, na área dos solos e este laboratório é acreditado pelo Instituto Português de Acreditação (IPAC), desde 7 de abril de 2017, segundo a norma NP EM ISO/IEC 17025:2005, sendo-lhe atribuído o certificado nº L0702.

O tema desenvolvido no presente estudo envolve as áreas da Geologia e Geotecnia, essas duas áreas estão parcialmente ligadas entre si através da Geologia de Engenharia, que promovem a relação entre a Geologia e a Engenharia Civil.

A Geotecnia é o ramo da Engenharia que incorpora as disciplinas científicas como Mecânica das Rochas, Mecânica dos Solos e Geologia de Engenharia permitindo explicar a génese dos maciços terrosos e rochosos, efetuar descrições qualitativas e caracterizações quantitativas, bem como análise da estabilidade dos terrenos terrosos e rochosos, de modo a permitir o desenvolvimento de projetos de estruturas que garantam a qualidade e segurança da estabilidade face às obras de engenharia. A Geotecnia tem relação com a construção civil, indústria de extração mineral, proteção do meio ambiente, entre outras áreas.

A Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas possuem um papel importante na resolução dos problemas de estabilidade a partir da aplicação dos princípios da Mecânica.

Quanto à Geologia de Engenharia considera as características geológicas, com a

finalidade de determinar os parâmetros mecânicos e a sua variação num determinado maciço rochoso e terroso. As características mais importantes no estudo geológico e geotécnico dos maciços correspondem à deformabilidade, resistência ao corte, permeabilidade e o estado de tensão “*in situ*” (Vallejo et al., 2002).

O presente trabalho é constituído por dois estudos de casos a desenvolver como principal objetivo de:

- Caracterização geológica e geotécnica dos solos *in situ* e em laboratório a serem utilizados como fundação de uma unidade industrial incluindo a caracterização dos materiais empregues na Terraplanagem.
- Caracterização geológico-geotécnica e utilização de classificações geomecânicas no maciço rochoso da pedra de gesso visando obter parâmetros relacionados com a análise da estabilidade de taludes.

1.2. Estrutura da Dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em cinco diferentes capítulos conforme apresentado a seguir:

Capítulo 1 – Introdução e objetivo

Este capítulo é referente à contextualização do tema proposto e descrição dos objetivos do trabalho que se propõe desenvolver.

Capítulo 2 – Primeiro Caso de Estudo: Caracterização Geotécnica de um maciço terroso

Neste capítulo inicia-se com a abordagem da fundamentação teórica dos seguintes conteúdos: Metodologia dos trabalhos de prospeção geotécnica, ensaios de caracterização e classificações dos solos. Seguidamente apresentam-se o enquadramento geográfico e geológico, sismicidade da área de estudo. A seguir, é efetuada a análise de resultados e do zonamento geológico-geotécnico bem como a relação entre os resultados de ensaios *Standard Penetration Test* (SPT) e Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH). Posteriormente, os valores obtidos a partir da prospeção foram interpretados, possibilitando a divisão do terreno em três zonas geotécnicas. De seguida, é apresentada a realização dos ensaios de laboratório, análise

dos seus resultados e suas classificações. Por último, são apresentadas as considerações finais dos trabalhos desenvolvidos.

Capítulo 3 – Segundo Caso de Estudo: Caracterização Geotécnica para avaliação de estabilidade de um talude rochoso

Neste capítulo são descritos os fundamentos teóricos sobre a caracterização geomecânica de maciços rochosos; sobre os ensaios de caracterização em laboratório. Na classificação geomecânica de maciço rochoso recorreu-se ao Rock Mass Rating (RMR) e ao Geological Strength Index (GSI) e procedeu-se igualmente à análise de estabilidade de taludes. Seguidamente apresentaram-se os enquadramentos geográfico, geológico regional e local, as componentes relacionadas as atividades tectónicas e de sismicidade, a hidrogeologia e caracterização do clima da área de estudo. Posteriormente foram descritas as investigações realizadas para classificação geológica e geotécnica dos materiais em estudo, mediante trabalho de campo e realização de ensaios laboratoriais. De seguida apresentaram-se os resultados da utilização das classificações, dos parâmetros da resistência, das simulações geomecânicas e da análise da estabilidade de taludes. Por último, encontram-se as conclusões e considerações finais dos estudos desenvolvidos, perspectiva e sugestões para continuidade deste trabalho no futuro.

Capítulo 4 – Considerações finais e sugestões

No presente capítulo elaboraram-se as conclusões gerais que resultam de todo o trabalho executado.

Capítulo 5 – Referências bibliográficas

2. Primeiro Caso de Estudo: Caracterização Geotécnica de um maciço terroso

2.1. Trabalhos de prospeção em campo

Este trabalho constitui uma parte essencial dos estudos geológicos e geotécnicos necessários para o projeto e construção de uma obra de engenharia. Os ensaios realizados têm como principal objetivo caracterizar os materiais e determinar as propriedades geotécnicas incluindo quantificar as condições do terreno, com base na litologia, fraturação, alteração, presença de água que podem afetar a viabilidade, o projeto e a construção de uma obra ou estrutura (Vallejo et al., 2012). Utilizaram-se diferentes ensaios com penetrômetros, a partir dos resultados dos quais se deduziram correlações relacionadas com as características mecânicas dos solos ensaiados.

Para o presente trabalho utilizaram-se o *Standard Penetration Test* (SPT) e o Penetrômetro Dinâmico Super Pesado (DPSH), ambos de penetração dinâmica, e a sondagens a trado.

2.1.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT)

Segundo Fernandes (2011b), o SPT é o ensaio *in situ* de penetração dinâmica de maior utilização. Este ensaio procura determinar, em profundidade, a resistência dos solos à penetração dinâmica de um amostrador normalizado, através do número de pancadas necessárias para este penetrar um determinado comprimento no terreno (N_{SPT}), possibilitando também a determinação de uma medida de resistência à penetração dinâmica e, ao mesmo tempo, a amostragem do material intersectado, permitindo assim o reconhecimento geotécnico do subsolo.

A realização do ensaio SPT possibilita a determinação de parâmetros de resistência e de deformação de solos sem coesão (solos arenosos), sendo possível a sua utilização noutros tipos de solos, como os solos coesivos (solos argilosos), e ainda na caracterização de rochas brandas.

De acordo com Fonseca (1996), a vantagem deste ensaio está em permitir a associação da definição da resistência à penetração e a recolha de amostras, tendo como principais limitações o estabelecimento de correlações empíricas relacionadas com as condições geotécnicas que podem diferir muito de acordo com as características do maciço (terroso ou rochoso) e do modelo de equipamento utilizado.

A realização do ensaio SPT inicia-se com a execução de um furo de sondagens feito por um trado ou uma furação à rotação. O ensaio consiste em cravação de um amostrador por dentro do tubo de sondagem, mediante golpes de uma massa de 63,5 kg que cai de uma altura constante de 76,2 cm. Os ensaios são realizados em três fases: primeiramente se fazem penetrar 15 cm e em seguida na segunda e terceira fase, se regista o número de N de golpes aplicados para cravar os outros 30 cm, anotando-se separadamente cada 15 cm. Quando o ensaio atinge 60 pancadas e sem haver cravação dos 30 cm, considerando-se “*nega*” ou seja o N_{SPT} igual a 60. Devido à perturbação do terreno provocada pelos trabalhos de furação, os valores obtidos na primeira fase são desprezados. Geralmente os ensaios são realizados em intervalos de 1,5 m (Veiga, 2011). A norma utilizada atualmente em vigor é a EN ISO 22476-3 (2005).

2.1.2. Ensaio de Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH)

Os ensaios de DPSH fazem parte dos meios mais antigos de prospeção do subsolo. Estes ensaios permitem de modo simples e rápido investigar as condições dos solos *in situ*, obtendo-se informações geotécnicas de forma praticamente contínua.

Os ensaios de penetração dinâmica são geralmente executados nas fases iniciais de prospeção, possibilitando a obtenção de informações qualitativas e quantitativas das características do subsolo. Os ensaios permitem determinar as características e a espessura de materiais de cobertura e de solos alterados, detetar irregularidades no subsolo, determinar a localização das camadas irregulares e níveis de rigidez elevada (Rodrigues, 2003 citado por Veiga, 2011).

Estes ensaios permitem correlacionar os seus resultados com os dos ensaios SPT na proximidade (Fonseca, 1996). São ensaios muito utilizados em estudos geotécnicos para a fundação de estruturas em obras lineares e de edifícios.

Os Penetrómetros Dinâmicos podem dividir-se em quatro classes: o mais leve é denominado como DPL (Penetrómetro Dinâmico Leve), o DPM (Penetrómetro Dinâmico Médio), o DPH (Penetrómetro Dinâmico Pesado) e o mais pesado que é designado como DPSH (Penetrómetro Dinâmico Super Pesado) (Tabela 1). A escolha do tipo de ensaio de penetração dinâmica está dependente das opções de prospeção e do conhecimento prévio das características dos terrenos (ENV 1997-3, 1999).

Tabela 1 - Parâmetros para cada tipo de ensaio de Penetrómetro dinâmico: Dynamic Probing Light –DPL, Dynamic Probing Medium – DPM, Dynamic Probing Heavy – DPH e Dynamic Probing Super Heavy – DPSH (adaptado de EN ISO 22476-2:2005).

Ensaio	Profundidade máx. (m)	Massa do Pilão (kg)	Altura da queda (m)	Intervalo N (cm)	Área do Cone (cm ²)
DPL	8	10	0,5	10	10
DPM	20	30	0,5	10	10
DPH	25	50	0,5	15	15
DPSH	>25	63,5	0,75	20	20

Os penetrómetros mais comuns em Portugal são o DPL e o DPSH, utilizando-se os procedimentos de execução e análise sugeridos pela norma europeia EN ISO 22476-2:2005.

A utilização dos ensaios DPSH é preconizada em materiais que possuem uma resistência apreciável à penetração de outros equipamentos de penetração, permitindo abranger uma grande variedade de tipos de solos, como, por exemplo, argilas moles, siltes, areias e cascalhos, solos residuais ou argilas rijas (Fernandes, 2011b).

De acordo com Fernandes (2011b), a realização deste ensaio consiste na determinação do número de golpes, N, necessárias para cravar a ponteira 20 cm (N₂₀) por intermédio da utilização de um martelo de massa de 63,5 kg em queda livre de uma altura de 0,75 m sobre o conjunto formado, por um batente, um trem de varas e uma ponta cónica, para que ocorra a penetração desta última no subsolo.

Os resultados do ensaio DPSH apresentam-se em gráficos com duas curvas:

- a) variação do nº de pancadas por cada 20 cm de cravação;
- b) resistência de ponta dinâmica (qd) calculada de acordo com a equação 1.

Resistência de ponta dinâmica (qd):

$$q_d = M / (M + M') \times r_d \text{ (MPa)} \tag{1}$$

Resistência de ponta unitária (rd) é obtida a partir da equação 2:

$$r_d = (M \times g \times h) / (A \times e) \text{ (MPa)} \tag{2}$$

Onde, rd e qd são de valores de resistência (MPa), M é massa do martelo (kg), M' é a massa total das varas, batente e varas guia (kg), g é a aceleração da gravidade (≈ 9.81 m/s²), h é altura de queda do martelo (m), A é a área da base do cone (m²), sendo e é a penetração média, em metro por pancada (0,2/N₂₀);

A resistência dinâmica de ponta, qd, é o parâmetro que é geralmente utilizado

com o objetivo de avaliação, apesar de algo grosseira, da qualidade de um maciço terroso como fundação. Com a progressão do ensaio em profundidade aumenta o número de varas por e conseguinte a inércia do sistema de cravação. A realização dos DPSH permite obter um índice quantitativo da resistência do terreno e avaliar a sua evolução em profundidade.

2.1.3. Sondagens a trado

A sondagem a trado é um método de investigação de solos que consiste numa perfuração com método manual ou mecânico. Este ensaio permite recolha de amostras de solo remexidas, determinação da profundidade do nível de água e observação / identificação dos horizontes do terreno. Este tipo de sondagens é de execução rápida, tem custo relativo reduzido e permite a obtenção de um volume razoável de amostra, suficiente para a realização de ensaios de caracterização e compactação.

Os trados manuais constituem um método mais simples da prospeção mecânica são utilizados até profundidade de cerca de 6 metros nos solos pouco consistentes. O uso de trados mecânicos é principalmente adequado em terrenos com seixo ou quando há necessidade de realizar grande número de furos; podem exceder os 30 metros de profundidade (Lima e Menezes, 2008).

2.2. Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH}

O ensaio SPT e DPSH são ambos executados de forma similar, no entanto, apresentam diferenças nas características dos equipamentos utilizados e métodos de execução como foi descrito anteriormente nas secções 2.2.1.1 e 2.2.1.2.

O ensaio de penetração dinâmica contínua DPSH-B (ISO 22476-2: 2005) tem um dispositivo com uma massa e altura de queda muito semelhantes à do SPT (ISO 22476-3: 2005), com um pilão de massa de 63,5 kg, e uma altura de queda de martelo de 75 cm em DPSH-B vs. 76 cm no SPT. Na Tabela 2 apresentam-se as diferentes características dos dois equipamentos de ensaios utilizados no presente trabalho.

Tabela 2 - Características do DPSH e SPT utilizados no estudo.

Característica	DPSH-B tipo Pagani (IPNLabego) (EN ISO - 22476-2:2005)	SPT (SMA 630 – fabrico nacional)(ISO 22476-3: 2005)
Peso do pilão (kg)	63,5	63,5
Altura de queda do pilão (cm)	75	76
Secção transversal do cone (cm ²)	20	20,42
Peso das varas + batente (kg)	6,7	-
Penetração Padrão (cm)	20 (N ₂₀)	30 (N ₆₀)
Energia transmitida as varas (%)	78 (Empresa Pagani)	60
Limites do n° de golpes	5 -100	60

Para realizar a correlação entre N_{DPSH} e N_{SPT} é necessário efetuar a correção do valor de N_{SPT} , no entanto, os ensaios de SPT executados em Portugal desde 1990, utilizam-se os mecanismos de disparo do martelo automático com uma eficiência de energia de cerca de 60%, sendo o valor de N_{SPT} obtido a partir de ensaios correspondente ao valor da referência N_{60} igual a N (Lopes, 2001 in Afonso, 2016).

Para estudar as relações entre os valores de N_{DPSH} e N_{SPT} , vários autores estudaram numerosos casos práticos que se aplicam a diferentes tipos de solos, para verificar o seu comportamento e de forma a obter os parâmetros do solo.

Segundo Goel (1982) citado por Bessa (2009), ele apresentou a relação que obteve no estudo que foi realizado em solos constituídos por areia, areia fina e cascalho em seis locais diferentes com uma profundidade de cerca de 15 metros, na realização dos ensaios recorreu-se ao DPSH do tipo Pagani, no entanto, utilizou-se um cone com ângulo de abertura de 60°. Obtendo-se o resultado da equação 3:

$$0,5 \leq \frac{N_{20\ DPSH}}{N_{60\ SPT}} \leq 0,95 \quad (3)$$

De acordo com o estudo de Fonseca *et al.* (1994) que foi realizado em solos granulares na região do Porto, utilizou-se um Penetrómetro Dinâmico Super Pesado do tipo Pagani com ângulo de abertura de 60°, obtendo-se uma relação entre N_{SPT} e N_{DPSH} que é apresentada na equação 4:

$$0,8 \leq \frac{N_{60\ SPT}}{N_{20\ DPSH}} \leq 1,5 \quad (4)$$

A relação obtida por Afonso (2016), está relacionada com a execução de 16 sondagens com ensaios SPT e 14 sondagens de DPSH realizadas num terreno constituído por Areia siltosa com cascalho e Areia argilosa com cascalho na zona de Bragança, em que se utilizou um penetrómetro dinâmico portátil de lagartas com as seguintes características: martelo com uma massa de 64 kg e uma altura de queda de 76 cm. As características dos dois equipamentos, DPSH-B e SPT foram baseadas na Norma EN ISO 22 476-2:2005 e na Norma EN ISO 22476-3:2005, respetivamente. A relação entre o número de pancadas do DPSH e SPT (N_{SPT}/N_{DPSH}) é descrito na equação 5:

$$0,70 \leq \frac{N_{60\ SPT}}{N_{20\ DPSH}} \leq 1,58 \quad (5)$$

O autor afirmou que, estas correlações não são constantes e crescem com o valor de N_{SPT} , para valores de $N_{SPT} > 40$, as relações N_{SPT} / N_{DPSH} são propensas a serem superiores ao limite superior teórico de 1,5.

2.3. Ensaios de caracterização dos solos em Laboratório

Para os ensaios realizados no laboratório para identificação dos solos, utilizaram-se o método de análise granulométrica e os limites de consistência, enquanto para a determinação da compactação dos solos procedeu-se à execução dos ensaios Proctor e CBR.

2.3.1. Análise Granulométrica por peneiração húmida

A realização dos ensaios de laboratório, inicia-se com a preparação das amostras para os ensaios de análise granulométrica e dos limites de consistência. A quantidade mínima da amostra utilizada para execução de cada ensaio é baseada na norma E 195 – 1966.

A análise granulométrica é definida como a distribuição, em percentagem ponderal das partículas do solo segundo as suas dimensões (Tabela 3). Segundo a especificação LNEC E 239 (1970) para a análise granulométrica por peneiração húmida, o ensaio pode ser realizado do seguinte modo:

- Pelo método da peneiração (para partículas de dimensões superiores a 0,074 mm (peneiro ASTM nº 200)); ou
- Pelo método da sedimentação (para partículas de dimensões inferiores a 0,074 mm (peneiro ASTM nº 200)).

A escolha do método do ensaio a utilizar depende do tamanho das partículas constituintes do solo.

Tabela 3 - Definição para os diferentes tamanhos da partícula segundo a norma Portuguesa E239-1970.

Descrição	Intervalo de tamanho (mm)
Seixo Grosso	$20 < x < 60$
Seixo médio	$6 < x < 20$
Seixo Fino	$2 < x < 6$
Areia Grossa	$0,6 < x < 2$
Areia Média	$0,2 < x < 0,6$
Finos	$0,074 < x$

A peneiração consiste em fazer passar o material a ensaiar por uma série de peneiros de malha normalizada e cada vez mais apertada (Figura 1 e Tabela 4), representando o material retido em cada peneiro a fração de solo com dimensão superior à malha desse peneiro e inferior à malha anterior. Esse material é pesado para se averiguar que percentagem representa relativamente ao peso total da amostra.



Figura 1 - Representação de conjunto de peneiros em escala no laboratório.

A sedimentação consiste em misturar o solo com água e observar o processo de sedimentação das partículas, segundo a Lei de Stokes.

Tabela 4 - Série de peneiros ASTM utilizada nas análises granulométricas.

Peneiro (ASTM)	Abertura (mm)
1/2"	12,500
3/8"	9,500
Nº. 4	4,750
Nº. 10	2,00
Nº. 20	0,850
Nº. 40	0,425
Nº. 60	0,250
Nº. 140	0,106
Nº. 200	0,075
Nº. 230	0,063

A realização do ensaio de análise granulométrica por peneiração húmida que foi utilizada no presente trabalho visa determinar quantitativamente a distribuição por tamanhos das partículas de um solo retidas até ao peneiro de 0,074 mm (nº 200 ASTM) e também a percentagem de material passada nesse peneiro. No presente estudo o ensaio foi efetuado consoante a norma LNEC E 239-1970.

Após a realização dos ensaios, os resultados obtidos na análise granulométrica são representados num gráfico semi-logarítmico, no qual o eixo vertical representa a percentagem de material passado nos diferentes peneiros e no eixo horizontal as dimensões das partículas (em milímetros), obtendo assim a curva granulométrica representativa do solo em estudo.

De acordo com Fernandes (2011a) através da curva granulométrica é possível

definir-se o Coeficiente de Uniformidade (C_u) que é a razão entre os diâmetros correspondentes a 60% e 10% de material passado no processo de peneiramento, obtidos a partir da curva granulométrica (equação 6):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (6)$$

O coeficiente de uniformidade pretende informar o quanto o material é constante, quanto maior o valor de C_u , menos uniforme será o solo, e quanto menor C_u mais uniforme ele será. Um solo é considerado muito uniforme, quando o seu valor de $C_u < 5$, de uniformidade média se $5 < C_u < 20$ e não uniforme, quando $C_u > 20$. Define-se ainda, complementarmente, o coeficiente de curvatura (C_c) do solo através da seguinte equação 7:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (7)$$

Onde, D_{30} é o diâmetro correspondente a 30% de material passado no peneiramento.

O coeficiente de curvatura quantifica a forma e a simetria da curva granulométrica. Observando a forma da curva podemos distinguir as diferentes classes de granulometria. Para solos bem graduados, o seu valor está compreendido entre 1 e 3. Os solos com C_c abaixo de 1 e acima de 3 são considerados mal graduados (Fernandes, 2011a; Caputo, 1996).

2.3.2. Limite de consistência ou de *Atterberg*

Os limites de consistência de um solo estabelecem as fronteiras entre os diferentes estados do solo e são determinados segundo a NP-143:1969 – Solos: limites de consistência (Figura 2). Estes limites consistem na determinação do limite de liquidez e do limite de plasticidade (Figuras 3 e 4).

A importância deste ensaio reside no facto de ser possível ter uma ideia qualitativa em relação às características mecânicas, de permeabilidade e de trabalhabilidade de um solo fino (Caputo, 1996). O campo de aplicação deste ensaio é para solos com cerca de 30% ou mais, em peso de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm. Ficam excluídos os solos predominantemente arenosos, para os quais o ensaio, mesmo quando possível, perde o seu significado.



Figura 2 - Representação esquemática do significado físico dos limites de consistência: LC – Limite de Contração; LP – Limite de Plasticidade; LL – Limite de Liquidez (adaptado de Caputo, 1996).

2.3.2.1. Limite de Liquidez

O limite de liquidez de uma amostra de solo passado no peneiro ASTM nº40 corresponde ao valor do teor em água equivalente a 25 pancadas na Concha de Casagrande (Figura 3). Este valor obtém-se por interpolação na reta, de uma representação gráfica, que relaciona o teor em água de cada um de 4 ou 5 provetes de amostra utilizados com o número de pancadas em que os bordos inferiores de um sulco aberto num provete se unem numa extensão de 1 cm do ensaio correspondente. Se não for possível determinar o limite de liquidez, assume-se que o material é não plástico.



Figura 3 - Ensaio de Limite de Liquidez com o equipamento da concha de Casagrande (B). Mistura do material com água destilada (A); após divisão do provete na perpendicular ao eixo da manivela formando um sulco através de um riscador.

2.3.2.2. Limite de Plasticidade

Este ensaio serve para definir se um solo é plástico ou não; procede-se à criação de uma pasta com o solo e água destilada e rola-se o provete entre a palma da mão e uma placa de vidro até que se atinja a rotura de um filamento com cerca de 3 mm de diâmetro. Seguidamente determina-se então o teor de água dos filamentos obtidos. Para o ensaio utilizam-se quatro ou cinco provetes de cada amostra, sendo a média dos valores do teor em água de cada um o valor de limite de plasticidade para cada amostra. O resultado deste ensaio vem expresso em percentagem e apresenta-se arredondado às unidades. Se não for possível moldar os rolos, considera o material como não plástico.



Figura 4 - Mistura do material com água destilada para o ensaio de limites de plasticidade.

2.3.2.3. Índice de Plasticidade

O índice de plasticidade (IP) corresponde à diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) de um solo (equação 8):

$$IP = LL - LP \quad (8)$$

As classificações de Plasticidade, com base nestes parâmetros, segundo a IAEG (1979), são representadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação dos Solos em função do Índice de Plasticidade (adaptado da IAEG (1979)).

Índice de Plasticidade (IP)	Plasticidade do Solo
<1	Não Plástico
1-5	Pouco Plástico
5-15	Moderadamente Plástico
15-30	Muito Plástico
>30	Extremamente Plástico

2.3.3. Ensaio de Compactação Proctor

O ensaio de compactação Proctor tem como finalidade determinar a relação entre o teor de humidade e a massa específica aparente seca de solos, quando compactados. Em Portugal este ensaio é executado segundo a norma LNEC E 197-1966.

Uma das principais aplicações deste método, consiste na sua utilização para a obtenção de um valor padrão laboratorial, que possibilite a realização de um controlo de compactação de solos aplicados em camadas de aterro. Atualmente, este é o ensaio de compactação de solos mais utilizado em obras de aterro, especialmente em obras rodoviárias, ferroviárias, aeródromos, muros, fundações, barragens de terra e em outras construções civis onde existem os solos que precisam de ser compactados para incrementar a sua densidade. A compactação diminui a possibilidade de ocorrência de assentamentos e aumenta a estabilidade dos solos (Caputo, 1996).

O ensaio pode ser normal ou modificado, conforme a energia da compactação utilizada. Também pode ser efetuado em duas categorias de molde, grande ou pequeno, dependendo da granulometria do material a ensaiar. O molde pequeno é utilizado quando a percentagem do material retido no peneiro de 4,76 mm (nº 4) é inferior a 20%. Caso contrário, recorre-se ao molde grande, desde que a percentagem do material retido no peneiro de 19 mm (3/4") não seja superior a 20%. Se esta for contrário, a especificação E197 - 1996 não é aplicável.

No ensaio realiza-se a compactação de uma amostra de solo num molde cilíndrico, em que cada camada é compactada com um determinado número de golpes, com um pilão de peso normalizado que cai de uma altura também normalizada. Assim, é determinado o teor em água ótimo para o qual corresponde o peso volúmico seco máximo. Quanto mais elevada for a quantidade de sólidos por volume mais denso é o solo, de maior resistência e estável. Durante o ensaio de Proctor é determinado o peso seco do solo (γ_s) e o teor de água em solo (w) de vários provetes compactados a teores em água diferentes. Os valores obtidos são projetados num gráfico $w-\gamma_s$ e é representada a curva de compactação do solo que permitirá obter um valor de $\gamma_{smáx}$ ao qual corresponde um determinado teor em água definido como o ótimo da compactação deste solo ($w_{ópt}$).

O peso volúmico seco do solo ou baridade seca (γ_s), para cada provete é calculado pela equação 9:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_w}{100 + W_m} \times 100 \quad (9)$$

Em que, γ_w corresponde ao peso volúmico húmido do solo, que é a relação da massa do

provete pelo volume do molde utilizado e W_m é definido como o teor médio em água do solo em percentagem (%).

O teor da água pode ser obtido através do método de estufa seguindo a Norma NP-84:1965. Este parâmetro é calculado pela equação 10:

$$W = \frac{m_a}{m_s} \times 100 \tag{10}$$

Onde, W é o teor em água (%), m_a é a massa da água (g) e m_s é a massa do provete seco (g).

Na Tabela 6 estão resumidos os diferentes tipos de compactação existentes.

Tabela 6 - Diferentes tipos de ensaio Proctor (E197-1966 LNEC).

Molde	Tipo de Compactação			
	Leve (Proctor Normal)		Pesada (Proctor Modificado)	
Diâmetro	102 mm	152 mm	102 mm	152 mm
Altura	117 mm	114 mm	117 mm	114 mm
Pilão (kg)	2,49	2,49	4,54	4,54
Altura de Queda (cm)	30,5	30,5	47,5	47,5
Nº de camadas	3	3	5	5
Nº de pancadas por camada	25	55	25	55

2.3.4. Ensaio CBR (*California Bearing Ratio*)

O ensaio CBR é um ensaio muito utilizado para definir a capacidade de suporte de solos e materiais empregues em pavimentos flexíveis de estradas e aeródromos (Mayne *et al.*, 2002 citado por Veiga, 2011). O ensaio pretende estimar um índice de resistência de um solo previamente compactado para a sua utilização, designadamente no dimensionamento de pavimentos (determinação das espessuras de pavimentos flexíveis ou ainda na definição da capacidade de um rolamento da camada compactada do solo em condições controladas de humidade e densidade). Em Portugal é utilizada uma especificação do LNEC relativa a este ensaio: a E 198-1967.

O ensaio consiste em, primeiramente, compactar o solo com o equipamento Proctor, com o teor em água ótimo (w_{opt}). Seguidamente a expansibilidade da amostra é avaliada colocando o molde num recipiente embebido em água e adicionando um defletómetro. A leitura do defletómetro é feita a cada 24 horas, durante um período de 96 horas (4 dias). Posteriormente, o molde é retirado e pesado para determinação do peso

volúmico e do peso da quantidade de água absorvida. Por fim, a penetração é realizada numa prensa de CBR, onde é aplicada uma carga com velocidade de 1 mm/min e anota-se a carga de penetração a cada 30 segundos ou fazem-se as leituras dos valores da força, para penetrações de intervalo em 0,5 mm.

Os resultados do ensaio são expressos em termos de índice de CBR e é obtido pela equação 11:

$$CBR (\%) = \frac{x}{y} \times 100 \quad (11)$$

Onde, x é a força em quilogramas-força, que corresponde a uma determinada penetração no provete de solo, e y é a força que é igualmente expressa em quilogramas-força correspondente à mesma penetração num provete padrão.

De modo geral, o CBR é encontrado a partir das forças corrigidas correspondentes à penetração de 2,5 mm e 5,0 mm, dividindo-as pelas forças normalizadas de 1355 kgf e 2033 kgf, respetivas e multiplicando os valores obtidos por 100%. É assumido como norma o valor do CBR do solo correspondente à penetração de 2,5 mm. Caso o valor de CBR para os 5,0 mm seja superior ao de 2,5 mm deve repetir-se o ensaio, para confirmar essa superioridade e, caso se verifique, adota-se como CBR o valor da penetração de 5,0mm (E 198, 1967).

O valor da expansão relativa, expresso em percentagem, é calculado pela aplicação da equação 12:

$$\text{Expansão (\%)} = \frac{L_f - L_i}{H} \times 100 \quad (12)$$

Onde, L_f é a leitura do defletómetro no final do período de imersão, L_i é a leitura do defletómetro no início do período de imersão e H corresponde à altura do provete previamente à imersão.

2.4. Classificação dos Solos

Antes da aplicação de um solo em obra de engenharia é necessário realizar a sua caracterização e classificação, de modo a compreender as suas propriedades. Assim, são executados ensaios de identificação e de caracterização físico-mecânica, ou seja, a determinação das suas propriedades índice, e a partir da sua classificação tem-se conhecimento para quais aplicações práticas um determinado solo é recomendado ou possível de ser utilizado (Caputo, 1996 e Fernandes, 2011a). Neste âmbito, destacam-se três classificações diferentes: classificação do sistema Unificado, classificação para fins rodoviários (AASHTO) e Caderno de Encargos das Estradas de Portugal, 2009.

2.4.1. Classificação de Solos do sistema Unificado

O Sistema Unificado de Classificação dos Solos (*USCS – Unified Soil Classification System*), ou ASTM D 2487 – 85, foi proposto por Arthur Casagrande em 1948, e pretende orientar a utilização dos solos em obras de aterro. É um sistema baseado nas características de identificação do solo, determinadas em laboratório, como a composição granulométrica, e respetivos coeficientes de uniformidade e de curvatura, e também considera os limites de *consistência (Atterberg)* (Fernandes, 2011a).

2.4.2. Sistema de Classificação Para Fins Rodoviários (AASHTO)

O Sistema de Classificação Para Fins Rodoviários (AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials System*), desenvolvida pelo *Bureau of Public Roads* em 1929, sendo normalizado pela AASHTO M145 (1973), pretende avaliar a utilização de solos para a base e sub-base de obras rodoviárias e tem algumas semelhanças com a Classificação Unificada. É um sistema classificativo que tem como critérios de distinção a composição granulométrica e os limites de Atterberg e ainda o índice de Grupo (IG), que relaciona os parâmetros mencionados com outros como a percentagem de solo passada no peneiro ASTM nº 200. A norma utilizada como referência é a LNEC E 240-1970.

Índice de Grupo

O cálculo do índice de grupo é baseado na norma E240 – 1970, que é parte integrante da Classificação para fins rodoviários (ASSHTO). Este índice pretende avaliar a quantidade de finos na amostra e dos seus limites de liquidez e plasticidade. O índice calcula-se pela equação 13:

$$IG = 0,2 \times a + 0,005 \times a \times c \times +0,01 \times b \times d \quad (13)$$

Onde, *a* está relacionado com a avaliação se a amostra possui mais de 35% de partículas abaixo da fração 0,074 mm, se sim, fazemos a diferença entre 35% e a percentagem da amostra, caso contrário *a* fica igual a 0, *b* é definido pela avaliação se a amostra possui mais de 15% de partículas abaixo da fração 0,074 mm, se sim, fazemos a diferença entre 15% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0, *c* é condicionado pela amostra possuir um limite de liquidez maior que 20%, se sim, fazemos a diferença entre 20% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0, e *d* avalia se amostra possui um limite de plasticidade maior que 10%, se sim, fazemos a diferença entre 10% e a percentagem da amostra, caso contrário fica igual a 0.

2.4.3. Caderno de Encargos das Estradas de Portugal (EP, 2009)

No Caderno de encargo da EP (2009) em capítulo 14.01 sobre a Terraplanagem tem como objetivo de determinar quais são os materiais recomendados a aplicar na construção de aterros, leito de pavimentos e entre outros. Para o caso de aterros este documento é baseado no valor de CBR e classificação Unificada. Quanto aos materiais para o leito de pavimento, destacam-se as seguintes características: Dimensão máxima do material (<75 mm); Percentagem de material que passa no peneiro nº 200 (<20%); Limite de liquidez (<25%); índice de plasticidade (<6%); CBR a 95% de compactação relativa, teor ótimo em água (>10%), Proctor Modificado (>10%); Expansibilidade (ensaio CBR) (<1,5%) e percentagem de matéria orgânica (0%).

2.5. Caso de Estudo – Caracterização Geotécnica de uma área para instalação de uma unidade industrial em Cantanhede

2.5.1. Enquadramento da obra

Por solicitação da empresa Ecep Lda, o IPNIabge, desenvolveu um conjunto de trabalhos para a realização de um estudo geológico-geotécnico, com a finalidade de caracterizar os terrenos afetos à implantação dos edifícios Industriais em Cantanhede, em que a área de construção é de cerca de 41400 m². O projeto inclui construção de fundações das estruturas e terraplanagem.

2.5.2. Enquadramento Geográfico

O local de estudo localiza-se na zona Industrial do Município de Cantanhede, Distrito de Coimbra, região centro de Portugal (Figura 5), as suas coordenadas geográficas são aproximadamente à Latitude 40°21'57.20"N e Longitude 8°37'07.26"W. O município de Cantanhede dista de cerca de 15 km noroeste da cidade de Coimbra, e está localizada a norte do rio Mondego.

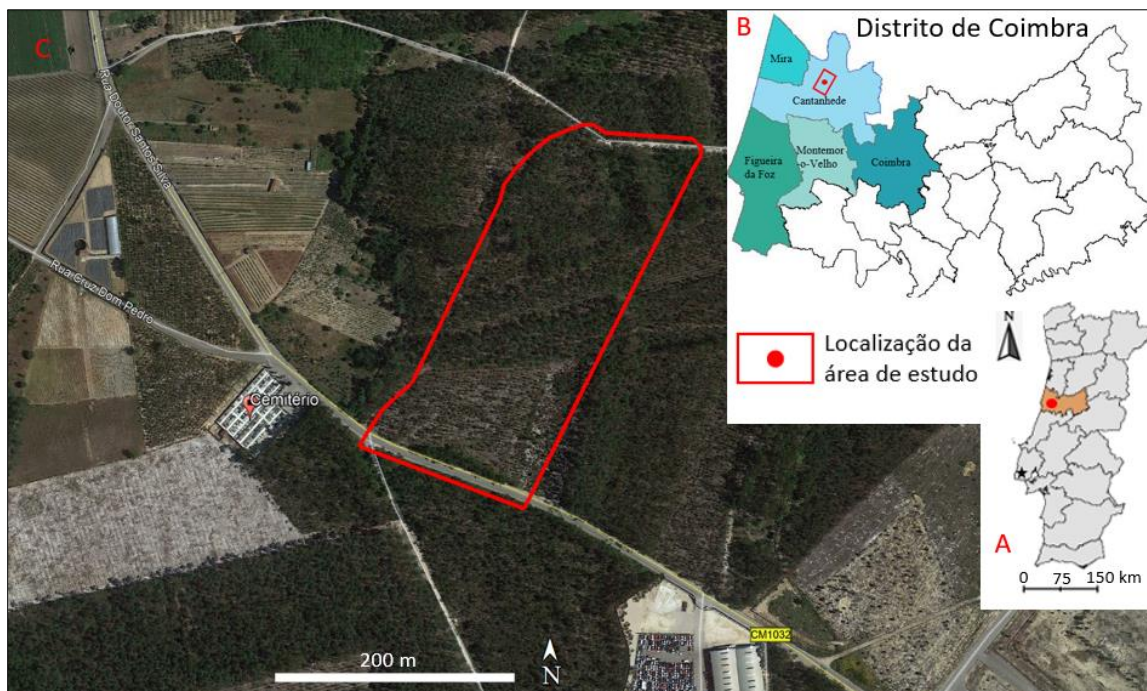


Figura 5 - Localização da área de estudo. O terreno de construção é delimitado pela linha vermelha. (A – Mapa de Portugal; B – Mapa do distrito de Coimbra; e C – Mapa da área de estudo (Google Earth, 2020).

2.5.3. Enquadramento Geológico e Geomorfológico

Em termos geológicos, o município de Cantanhede insere-se na unidade Morfoestrutural da Orla Mezo-Cenozóica Ocidental, região que apresenta grande diversidade litológica e estrutural, correspondente à Bacia Lusitânica. Esta bacia enquadra-se num contexto da fragmentação da Pangeia, mais concretamente da abertura do Atlântico Norte, caracterizando-se como uma bacia distensiva que se desenvolveu na Margem Ocidental Ibérica (MOI) durante parte do Mesozoico. Abrange uma área mais de 20 000 km² na parte central da MOI, alongando-se por cerca de 200 km segundo direção aproximada NNW-SSE e por mais de 100 km na direção perpendicular. Cerca de 2/3 aflora na área continental emersa e a restante área, encontra-se imersa, na plataforma continental (Kullberg *et al.*, 2006).

Para a identificação das unidades litoestratigráficas do local de estudo, foi utilizado a Folha 19-A (Cantanhede) da Carta Geológica de Portugal, à escala 1: 50 000 (Barbosa *et al.*, 2008), e respetiva notícias explicativa. No município de Cantanhede e arredores, ocorrem litologias de idades compreendidas entre o Jurássico inferior e o Holocénico.

A zona onde será construído o edifício industrial é constituída principalmente pela formação de areias da Gândara da época Holocénica, mais precisamente pelas areias dunares (d_d) (Figura 6).

Segundo Barbosa *et al.*, (2008), as areias da Gândara (s.l.), correspondem a vários conjuntos de formas dunares e areias eólicas, são de origem eólica e abrangem todo o complexo manto eólico, que atualmente se estende por cerca de 19 km para o interior, segundo o paralelo de Cantanhede e compreendem: as Areias eólicas (Ae) (s.l) correspondem a areias médias a finas (70%), com fracção silto-argilosa inferior a 10%. A fracção argilosa, apenas de 1%, apresenta associação mineralógica em termos de caulinite e ilite. As areias finas apresentam, por vezes, certa imaturidade e heterogeneidade, com seixo pequeno, subanguloso a anguloso, disperso. Areias hidro-eólicas (ahe) são areias finas, no geral bem calibradas que se consideram terem sido depositadas em meio subaquático, embora com transporte eólico. A granulometria dominante é a fracção arenosa fina, com fracção argilosa inferior a 10%. As areias dunares (d_d) são constituídas por edifícios dunares mal conservados que resultam de fenómeno do interglacial Siciliano – Tirreniano. As eluviões carbonatadas (ec) constituem solos residuais provenientes de substratos carbonatados. Na zona adjacente, designada como Ribeira de Varziela observam-se os aluviões do Mondego constituídas essencialmente por materiais lodosos e que têm uma espessura que varia entre 20 m e 40 m.

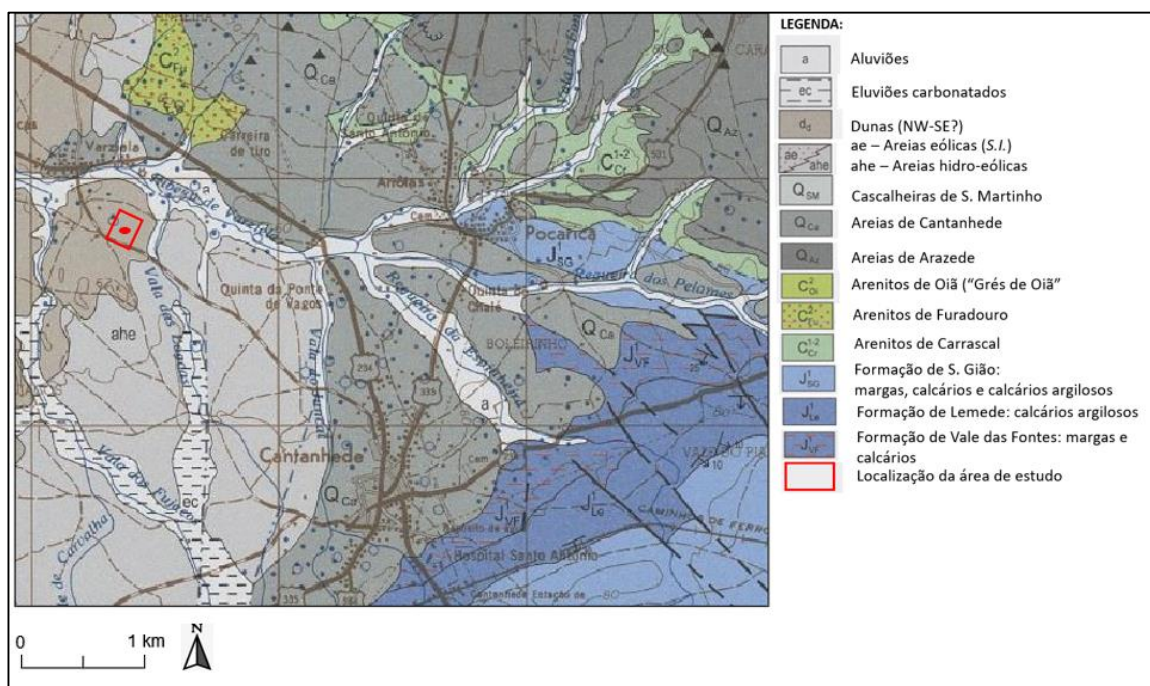


Figura 6 - Localização da área de estudo (retângulo de cor vermelha), extrato da Folha 19-A da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000 (adaptado de Barbosa *et al.*, 2008).

Em relação ao relevo da área da carta pode considerar-se como aplanado de baixa altitude. A superfície mais elevada, com uma cota da ordem dos 100 m, corresponde a aplanamentos do Plio-Plistocénico e integram o extenso planalto do Jurássico de Cantanhede-Ançã e ainda as plataformas Plio-Plistocénicas de Murte de Cordinhã e de Gordos-Meco (Barbosa *et al.*, 2008). O terreno do local em estudo pode considerar-se como aplanado e de baixa altitude, com cotas entre 49 m e 52 m e a presença de um declive suave com um valor médio de 3,4% (Google Earth, 2020).

Relativamente ao reconhecimento geológico superficial, o local de estudo é essencialmente constituído por solo arenoso, e encontra-se coberto por árvores de Pinus pinaster ou pinheiro-bravo e não existe nenhum afloramento observável na área em estudo e também nas suas imediações. A jusante do local onde irá ser realizada a obra (NE) observa-se uma linha de água antiga com uma direção WSW-ENE (Figura 8).

2.5.4. Sismicidade

De acordo com a norma Eurocódigo 8 (EC8) (NP EN 1998-1, 2010) são definidos dois tipos fundamentais de ações sísmicas passíveis de afetar o território continental português:

1. Ações sísmicas do tipo 1 (sismos intraplacas), relativas a sismos de epicentro próximo, de magnitude moderada e a pequena distância focal;
2. Ações sísmicas do tipo 2 (sismos interplaca), relativas a sismos de epicentro longínquo, de maior magnitude e uma maior distância focal.

Estes dois tipos de ações sísmicas condicionam toda atividade sísmica passível de afetar a integridade estrutural do edificado em território nacional. O EC8 (NP EN 1998-1, 2010) é utilizado no projeto de obras de engenharia civil, e tem como principal objetivo: a proteção de vidas humanas na ocorrência de um sismo, a limitação de danos e a manutenção das estruturas operacionais para a proteção civil.

Para efeitos do zonamento sísmico segundo o Anexo Nacional ao EC8 (NP EN 1998-1, 2010) considera-se que a zona em estudo se situa na zona sísmica 1.5 para o cenário de sismo afastado ou sismo interplacas (Ação Sísmica Tipo 1), assumindo-se um valor de referência para a aceleração máxima à superfície de um terreno (a_{gR}) igual a $0,6 \text{ m/s}^2$ e na zona sísmica 2.4 para o cenário de sismo próximo ou sismo intraplaca (Ação Sísmica Tipo 2), um valor de a_{gR} igual a $1,10 \text{ m/s}^2$ (Figura 7).

Relativamente à natureza dos terrenos, as formações arenosas da zona de estudo correspondem a solos do tipo C (Tabela 7).

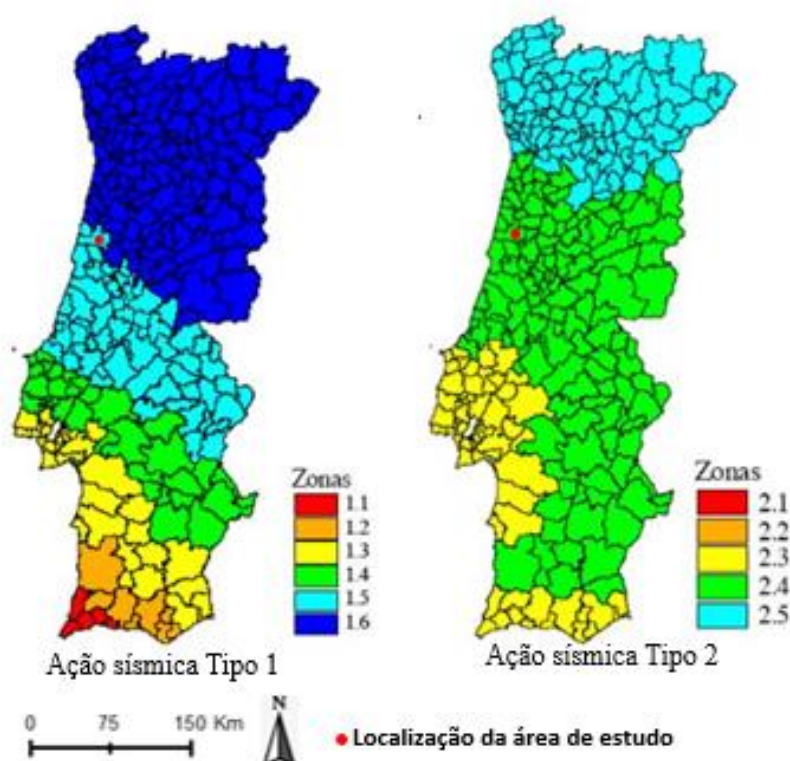


Figura 7 - Zonamento sísmico de Portugal Continental, segundo NP EN 1998-1 (2010), para o cenário de sismo afastado/sismo interplacas (Ação Sísmica Tipo 1) e para o cenário de sismo próximo/sismo intraplaca (Ação Sísmica Tipo 2), com localização da área de estudo com um círculo vermelho.

Tabela 7 - Tipos de terreno e os parâmetros de velocidade da propagação das ondas S (V_s), número de pancadas de SPT (N_{SPT}) e a resistência ao corte não drenada do solo (C_u) definidos de acordo com o EC8 (NP EN 1998-1, 2010).

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s, 30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	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 mediante compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 - 360	15 - 50	0 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactação 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 um espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situada 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 ($PT > 40$) e um elevado teor de água	<100 (indicativo)	-	0 - 20
S2	Depósito de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluindo nos tipos A-E ou S ₁			

2.6. Trabalhos realizados em campo

A caracterização geológica-geotécnica do terreno baseou-se na realização do trabalho de prospeção que incluiu 3 sondagens com a execução de ensaios SPT, 7 ensaios DPSH e 4 sondagens com recurso ao trado nas quais foram recolhidas amostras remexidas para a realização de ensaios de laboratório. Executaram-se ensaios para identificação dos solos tais como: preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação, análise granulométrica por peneiração por via húmida, Limites de Consistências e ensaios de compactação nomeadamente ensaios Proctor e de CBR. Todos os ensaios laboratoriais foram realizados no Laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPNLabgeo).

A prospeção geotécnica foi planeada essencialmente para determinar as condições de resistência e escavabilidade do terreno e para avaliar as características no local onde serão construídas as Novas Instalações da ECEP em Cantanhede. Estes trabalhos foram realizados nos dias 12 a 15 de outubro de 2020. A localização das estações dos DPSH, sondagens com execução de SPT e sondagens a trado assinalado na planta é apresentada na Figura 8.



Figura 8 - Localização da prospeção geotécnica na zona em estudo.

2.7. Análises de resultados e zonamento geológico-geotécnico

2.7.1. Ensaio Standard Penetration Test (SPT)

Neste ensaio, foram executadas 3 sondagens a trado oco de diâmetro exterior de 230 mm e diâmetro interior de 86 mm, de modo a garantir a estabilidade do furo e permitir a execução dos ensaios SPT com carácter sistemático a cada 1,5 m.

Na realização das sondagens, utilizou-se o equipamento da marca SMA 630 – fabrico nacional (Figura 9 A), e pretendeu-se o reconhecimento das condições de fundação do local de execução da obra. Os procedimentos dos ensaios estão descritos na secção EN ISO 22476-3 (2005).

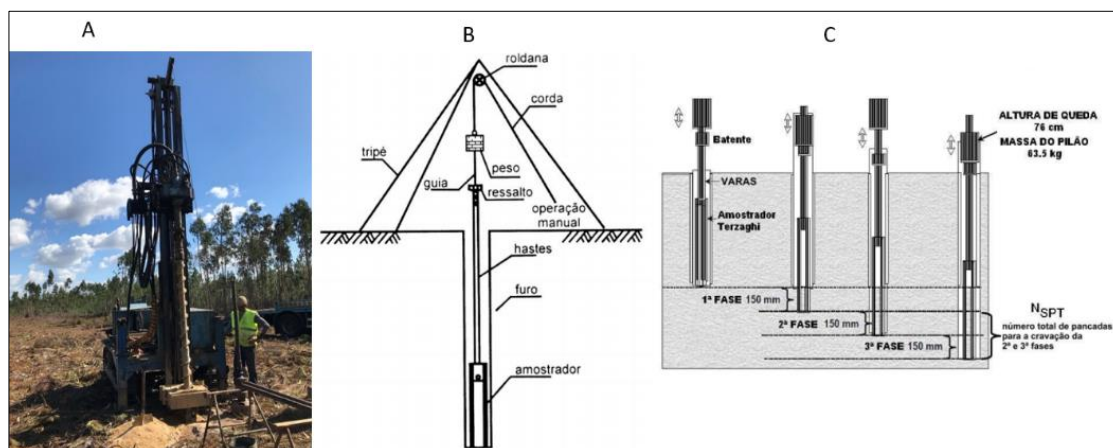


Figura 9 - Execução da sondagem S2 com equipamento SMA-630 (A); esquema ilustrativo do equipamento (B) (Santos, 2012); esquema do procedimento de execução do ensaio SPT (SINERGEO, 2021) (C).

Na Tabela 8, apresentam-se as principais características das sondagens, nomeadamente, a cota de execução de cada sondagem, a profundidade atingida em cada sondagem, o número de ensaios SPT, a posição do nível da água e as condições de paragem com base nos critérios definidos, salientando que na sondagem S2 não se atingiu as condições de paragem necessárias para aplicação do critério de paragem que foi definido a 9 m, devido a se ter obtido o critério de 3 negas consecutivas de SPT. Para os níveis da água detetados nos trabalhos de prospeção realizados, verifica-se que os níveis variaram entre 5 e 6 m de profundidade.

No anexo III são apresentados os diagramas das sondagens com os registos pormenorizados.

De análise das sondagens realizadas, verificou-se que atingiram profundidade de 9,0 m

nas sondagens S1 e S3, e de 7,5 m, na sondagem S2. Em todas as sondagens encontraram-se areias finas de cores variáveis desde bege, castanha, esbranquiçada e amarelada. Nas sondagens S1 a S3 verifica-se que há uma camada superficial com a profundidade entre os 0 m e os 1 m que corresponde essencialmente a areia fina de cor esbranquiçada e de cor bege a castanha com raízes. No horizonte abaixo de superfície na profundidade, entre os 1m e os 2,5 m, nas três sondagens intersectaram-se materiais de areias fina de diferentes cores; deste modo na sondagem S1 encontraram-se areias de bege acastanhada, na sondagem S2 areias de bege acastanhada passando a bege e na sondagem S3 intersectaram-se areias finas de cor castanha. No horizonte seguinte nas profundidades entre 2,5 m e 9 m, as sondagens S1 e S3 revelaram a presença de areias finas de cor bege esbranquiçada, verificando-se a existência de pequenos seixos dispersos na sondagem S3. Na sondagem S2 encontram-se areias finas de cor bege amarelada na profundidade entre 2,5 m e 7 m. E a partir de 7 m, a presença de areias de granulometria fina a média de cor esbranquiçada alaranjada com pequeno nível de argiloso.

Tabela 8 - Resumo das principais características das sondagens de prospeção.

Sondagem	Nível da água (m)	Prof. (m) / N _{SPT}	Prof. (m)	Litologia
S1	5,5	1,5 / 16	0 - 0,3	Areia fina, cor esbranquiçada, com raízes
		3,0 / 37		
		4,5 / 35	0,3 - 1	Areia fina, cor castanha, com raízes
		6,0 / 33		
		7,5 / 50	1 - 2,5	Areia fina, cor bege acastanhada
		9,0 / 40	2,5 - 9	Areia fina, cor bege esbranquiçada
S2	6,0	1,5 / 7	0 - 0,3	Areia fina, cor esbranquiçada com raízes
		3,0 / 34		
		4,5 / 60	0,3 - 1	Areia fina, cor castanha, com raízes
		6 / 60	1 - 2,5	Areia fina, cor bege acastanhada passando a bege
		7,5 / 60	2,5 - 7	Areia fina, cor bege amarelada
		-	7 - 7,5	Areia fina a média, cor esbranquiçada/alaranjada, com pequeno nível argiloso
S3	5,2	1,5 / 20	0 - 0,2	Areia fina, cor esbranquiçada com raízes
		3,0 / 49		
		4,5 / 37	0,2 - 1	Areia fina, cor bega
		6,0 / 54	1 - 2,2	Areia fina, cor castanha
		7,5 / 60	2,2 - 9	Areia fina, cor bege amarelada, por vezes com pequenos seixos dispersos
		9,0 / 60		

O nível de água foi detetado aos 5,5 m na sondagem S1, aos 6,0 m na sondagem S2 e aos 5,2 m na sondagem S3.

O número de SPT aumentam significativamente entre 33 e 60 pancadas a partir dos 2,5 m em todas as sondagens, na transição para as areias de cor bege amarelada e esbranquiçada. A informação resultante permitiu a definição do perfil litológico e estratigráfico contendo a sucessão de camadas atravessadas, bem como a avaliação das suas características de compactação relativa (tratam-se de solos de carácter essencialmente arenoso), usadas como base de acordo com os estudos geotécnicos do local da construção do edifício.

2.7.2. Ensaio de Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH)

Foram realizados 7 penetrómetros dinâmicos super-pesados (DPSH) com equipamento do Labgeo da marca Pagani, modelo TG 73 – 200 (Figura 10).



Figura 10 - Execução do ensaio de Penetração Dinâmica Super Pesada, DPSH 3, com equipamento da marca Pagani, modelo TG 73 – 200.

Na execução e interpretação dos DPSH seguiram-se os procedimentos recomendados na norma EN ISO 22476-2:2005. A realização dos DPSH permite obter um índice quantitativo da resistência do terreno e avaliar a sua evolução em profundidade.

Na Tabela 9 apresenta-se um resumo dos resultados do valor médio por metro com os ensaios DPSH, encontrando-se no Anexo IV os respectivos gráficos de ensaio.

Tabela 9 - Resumo dos resultados de número de pancadas médio por metro (N_{20}) e a resistência dinâmica de ponta (qd) obtidos com os ensaios DPSH.

Ensaio DPSH	Prof. Máx. (m)	N_{20} (médio) (por metro)									
		[0,0m - 1,0m]	[1,0m - 2,0m]	[2,0m - 3,0m]	[3,0m - 4,0m]	[4,0m - 5,0m]	[5,0m - 6,0m]	[6,0m - 7,0m]	[7,0m - 8,0m]	[8,0m - 9,0m]	
DPSH1	9,0	3	6	24	29	31	27	27	25	26	
qd(MPa)		3	6	18	21	21	17	16	15	14	
DPSH2	8,0	2	6	8	14	17	23	31	27	-	
qd(MPa)		2	5	6	10	12	15	19	16	-	
DPSH3	6,0	7	7	10	34	78	84	-	-	-	
qd(MPa)		6	6	8	25	53	54	-	-	-	
DPSH4	7,6	2	5	7	15	38	79	79	86	-	
qd(MPa)		2	4	5	11	26	51	48	53	-	
DPSH5	8,0	3	6	10	16	51	54	47	58	-	
qd(MPa)		3	5	8	12	35	35	29	34	-	
DPSH6	8,0	1	4	9	27	36	21	31	27	-	
qd(MPa)		1	3	7	19	24	14	18	22	-	
DPSH7	8,0	2	8	21	38	42	40	39	48	-	
qd(MPa)		2	7	16	27	29	26	24	28	-	

Os ensaios DPSH1 a DPSH7 foram realizadas até à profundidade entre os 6 m e os 9 m. Da análise da Tabela 9, podemos observar que a totalidade dos ensaios desde a superfície, de 0 m, a 1 m em profundidade são inferiores a 5 pancadas (N_{20}), o que corresponde a uma baixa resistência, exceto no DPSH3 que apresenta 7 pancadas (N_{20}). Entre os 1 m e 2 m de profundidade, o número de pancadas (N_{20}) subiu ligeiramente, e os valores das resistências dinâmica da ponta são inferiores a 20 MPa. A partir de 3 m de profundidade os números de pancadas (N_{20}) aumentaram em todos os ensaios comparativamente aos anteriores, apresentando uma resistência superior a 20 MPa, exceto no DPSH2, no qual a resistência superior a 20 MPa começa aos 6,8 m de profundidade. Os resultados obtidos inferiormente aos 3 m traduzem a boa qualidade do solo atravessado.

2.7.3. Sondagens a trado e amostragem

No presente trabalho, para a recolha de amostras e identificação dos horizontes do terreno atravessados em profundidade recorreu-se a furos a trado mecânico (T1 a T4) do tipo helicoidal com o diâmetro de 100 mm, utilizando o equipamento da marca Pagani,

modelo TG 73-200 (Figura 11), tendo-se atingindo até 5 metros de profundidade.

Com a realização deste ensaio pretendeu-se, desta forma, caracterizar do ponto de vista geotécnico os terrenos tendo em vista, por um lado, a fundação do pavimento e dos aterros e, por outro, as possibilidades de reutilização dos materiais escavados.

As amostras foram colhidas e armazenadas em sacos, no total das quatro sondagens a trado em cerca de 200 kg de amostras, de acordo com a norma LNEC E 195-1966. É importante considerar que o material recolhido deve ser suficiente para todas as análises e também para, se preciso, repeti-los. Na Figura 8 indicam-se os locais das amostras colhidas no campo e na Tabela 10 sintetizam-se as principais características das sondagens a trado.

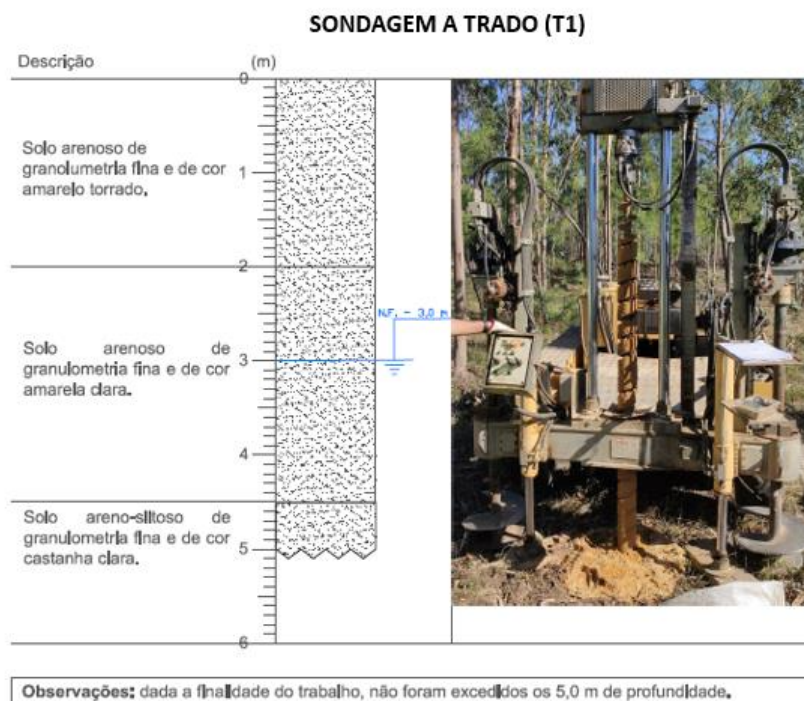


Figura 11 – Representação da sondagem a trado número 1.

Tabela 10 - Resumo das principais características das sondagens a trado.

Sondagens a trado (T)	Nível de água (m)	Prof. (m)	Litologia
T1	3	0 - 2 2 - 4,5 4,5 - 5	Solo arenoso de granulometria fina e de cor amarelo torrado. Solo arenoso de granulometria fina e de cor amarela clara. Solo areno-siltoso de granulometria fina e de cor castanha clara.
T2	n.a.	0 - 0,3 0,3 - 5	Terra vegetal castanha Solo arenoso de granulometria fina e de cor amarela clara.
T3	n.a.	0 - 0,1 0,1 - 5	Terra vegetal castanhada. Solo arenoso de granulometria fina e de cor amarela clara.
T4	n.a.	0 - 0,1 0,1 - 5	Terra vegetal castanhada. Solo arenoso de granulometria fina e de cor amarela clara.

Ao analisar os resultados obtidos na Tabela 10, no T1, os materiais intersectados a partir de camada superfície até aos 4,5 m de profundidade são essencialmente solos arenosos de granulometria fina, de cor variável entre horizontes (amarelo-torrado, amarelo claro e castanho claro). Foi identificado ainda outra camada de Solo arenosiltoso de granulometria fina e de cor castanha clara em profundidade entre os 4,5 m e os 5 m, aos 3,0 m foi definido o nível da água, pois na recolha de material este encontrava-se substancialmente húmido.

Em relação às restantes sondagens a trado, como T2, T3 e T4, as amostras identificadas apresentam a mesma composição, uma camada superficial de terra vegetal e abaixo desta, a presença de solos arenosos, finos e de cor amarela. Nesses três ensaios não se interseccionou nenhum nível de água. Os respetivos boletins individuais apresentam-se em Anexo V.

2.7.4. Zonamento Geotécnico

Após obter os resultados dos ensaios de prospeção de SPT, DPSH e sondagens a trado foi estabelecida a caracterização geológica e geotécnica do terreno, bem como a realização de três perfis geológico-geotécnicos (Perfis AB, CD e EF) que permitiram a definição de diferentes zonas geotécnicas dos materiais encontrados no subsolo apresentados em Anexo II. Nos perfis foi representada a distribuição espacial em profundidade das três unidades geotécnicas consideradas.

Para a construção dos perfis interpretativos foram encontradas dificuldades nas delimitações e distribuição espacial dos materiais sedimentares na zona estudada devido à irregularidade dos processos da deposição sedimentares. Com base nos elementos recolhidos e nos resultados da prospeção, foram definidas três zonas geotécnicas principais (ZG1, ZG2 e ZG3).

Zona Geotécnica ZG1 - Solo arenoso superficial de baixa resistência

Esta zona geotécnica corresponde à superfície do local em estudo que se encontra entre os 0,0 m e os 1,5 m de profundidade, a resistência de ponta dinâmica é inferior a 2,5 MPa. Os terrenos superficiais em profundidade entre os 0,0 m a 0,3 m são constituídos por areias finas de cor esbranquiçada com raízes. ZG1 atinge profundidade variáveis entre os 0,4 m no DPSH 3, os 1,6 m no DPSH 5 e 1 m nas S1, S2 e S3, e é constituída essencialmente por areias finas de cor esbranquiçada e acastanhada.

Zona Geotécnica ZG2 - Solo arenoso de resistência intermedia

Esta zona geotécnica corresponde a uma zona intermédia e encontra-se a profundidade variáveis entre 0,4 m e 4,3 m. ZG2 é intersetada em todas as sondagens desde a profundidade de 1 m e podendo ir até aos 2,2 m na sondagem 3, aos 2,6 m na sondagem 1 e aos 2,8 m na sondagem 2. Quanto ao ensaio DPSH, identifica-se a ZG2 a partir de 0,4 m de profundidade no DPSH3 e 1,6 m no DPSH6 e vai até aos 2,6 m no DPSH7 e 4,3 m no DPSH2. Esta camada é constituída por areia fina e a sua resistência de ponta dinâmica varia entre os 5 MPa e os 20 MPa em todos os ensaios de DPSH. Trata-se de uma zona mediante compactada, de resistência média, com valores de SPT inferior a 34 pancadas. A resistência do terreno foi determinada com base da resistência de ponta dinâmica (q_d).

Segundo Cestari (1991) e Silveiro Coelho (1996), a tensão admissível (q_{ad}) será uma fração do valor de q_d , dada pela equação 14:

$$q_{ad} = \frac{q_d}{(15 \text{ a } 20)} \quad (14)$$

Atendendo aos valores distribuídos variáveis de q_d em profundidade, por uma questão de segurança considera-se o valor conservador de 15 a 20. Para efeitos de cálculo do valor de q_d que corresponde a cerca do mínimo registado com os ensaios DPSH na zona geotécnica em análise, excluindo-se os valores de material mais brando, considerou-se para esta zona um valor mínimo de resistência de ponta dinâmica (q_d) de 6,5 MPa, que foi registado no DPSH5 aos 3,2 m de profundidade e o fator de segurança 20, pelo que se obteve uma tensão admissível mínima no terreno desta zona de 325 kPa. Nesta zona, a partir dos 0,4 m de profundidade no DPSH3 e dos 1,7 m no DPSH6, os materiais apresentam uma resistência de ponta dinâmica superior a 20 MPa.

Zona Geotécnica ZG3 - Solo arenoso resistente

À zona geotécnica 3 (ZG3) correspondem as areias de granulometria fina, que se encontram em profundidade entre os 2,4 m e os 4,2 m nos DPSH7 e DPSH2, e cuja resistência de ponta dinâmica é superior a 20 MPa, exceto no DPSH4 que atingiu a nega e terminou com valor de q_d superior a 50 MPa. Esta zona ocorre até uma profundidade entre os 7 m na S2 e tem uma profundidade superior a 9 m nas sondagens S1 e S3. Os valores de N_{SPT} obtidos nesta zona variam entre 34 a 60 pancadas, isto é o solo é

compacto a muito compacto e de resistência elevada.

Considera-se que esta zona possui boa aptidão geotécnica para a fundação das estruturas a construir, apresentando tensões máximas admissíveis de cerca de 500 kPa, ou mesmo superiores.

2.7.5. Parâmetros Geotécnicos

Face aos resultados obtidos em todas as campanhas de prospeção geotécnica realizadas neste estudo, ao conhecimento dos diferentes materiais presentes e a partir de correlações sugeridas na literatura específica (Meyerhof (1956) citado por Lopes 2001; Bergdahl *et al.* (1993) citado por Veiga (2011) e Coelho (1996), utilizando os valores de N_{SPT} obtidos, estimaram-se os parâmetros geotécnicos das formações ocorrentes, conforme descrito na secção 2.6.2.

Na Tabela 11 apresentam-se os parâmetros geotécnicos, como os valores de N_{SPT} , a densidade relativa, D_r , Tensão admissível, σ_{adm} (kPa), ângulo de atrito interno (Φ), módulo de deformabilidade, E_m (MPa) e peso específico, γ (kN/m³). Sendo um solo arenoso não foi determinada a coesão dos materiais. Excluem-se os parâmetros geotécnicos para a ZG1, dado ter sido considerada como uma zona superficial de baixa resistência. A estimativa da tensão admissível é definida com base na correlação entre o N_{SPT} e a dimensão de sapatas de 1,5 m de largura.

Tabela 11 – Síntese dos ensaios SPT e estimativa das propriedades geotécnicas de cada zona.

ZG	Litologia	Parâmetros Geotécnicos					
		N_{SPT}	D_r (%)	Φ°	E_m (MPa)	$\sigma_{adm.}^*$ (kPa)	γ (kN/m ³)
ZG1	Solo arenoso superficial	-	-	-	-	-	-
ZG2	Solo arenoso SPT < 34 e $q_d < 20$ MPa	<34	40 - 64	35 - 41	20 - 50	325 - 450	16 - 20
ZG3	Solo arenoso SPT > 34 e $q_d > 20$ MPa	34 - 60	64 - 96	41 - 43	>50	>500	17 - 21

*Considerando os menores valores dos ensaios SPT e uma sapata de 1,5 m de largura.

2.8. Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH}

Para avaliar a correlação entre os resultados dos ensaios SPT e DPSH no presente estudo foram escolhidos os locais mais próximos entre dois ensaios (Figura 8 e Tabela 12), seguidamente determinou-se a média dos dois valores de ensaios DPSH (N_{20}) do trecho de 20 cm que corresponde aos 2 últimos 15 cm de cravação do amostrador do SPT e selecionando as profundidades coincidentes em cada um dos ensaios e o respetivo número de pancadas (Figura 12) e por último projetou-se o gráfico da relação entre N_{DPSH}/N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH} .

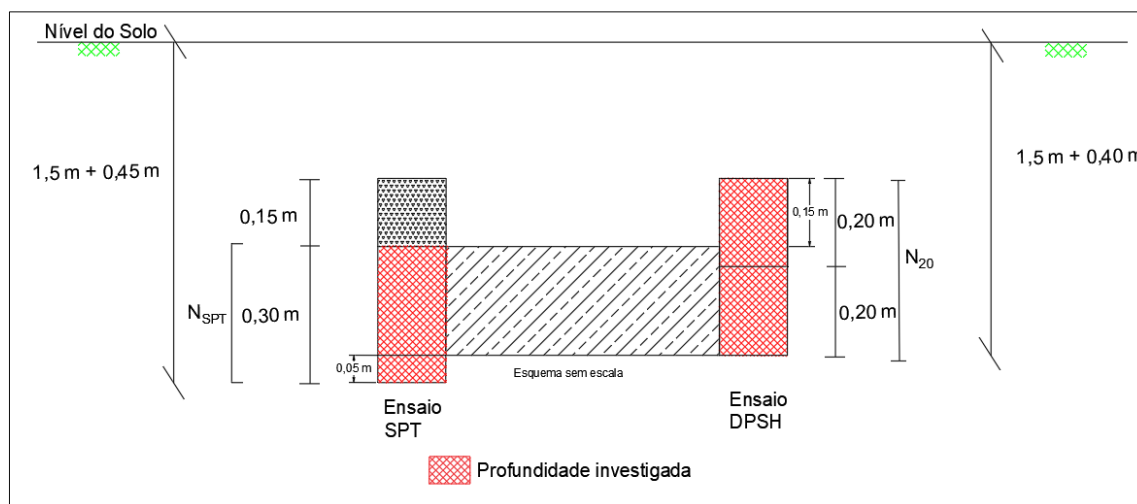


Figura 12 - Critério adotado para análise da relação entre N_{SPT60} e N_{DPSH20} .

Nos ensaios Grupo 1, Grupo 2 e Grupo 3 foram analisados 5, 3 e 5 pares de dados de N_{SPT}/N_{DPSH} e N_{DPSH}/N_{SPT} respetivamente de acordo com a Tabela 12 e os resultados são projetados no gráfico de dispersão apresentado na Figura 13. Os dados considerados correspondem a 9 m, 6 m e 7,5 m de solo analisado em profundidade.

Para o conjunto do solo ensaiado, na Tabela 12 são apresentados os valores de dois dos ensaios mais próximos e a distância entre ambos, a profundidade média, os valores do número de pancadas do SPT (cravação 30 cm) e a média dos números de pancadas do DPSH (cravação 20 cm), e ainda as relações entre N_{DPSH}/N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH} .

Tabela 12 - Valores dos pares de dados entre N_{DPSH}/N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH} .

Grupo	Relação entre N_{SPT} e N_{DPSH}	Distância entre ensaios (m)	Prof. (m)	Prof. analisada (m)	N_{SPT}	N_{DPSH}	$K1 = N_{DPSH}/N_{SPT}$	$K2 = N_{SPT}/N_{DPSH}$
G1	SPT1 x DPSH1	26,25	1,5	1,9	16	9	0,56	1,78
			3	3,4	37	26	0,70	1,42
			4,5	4,9	35	28	0,80	1,25
			6	6,4	33	26	0,79	1,27
			7,5	7,9	50	26	0,52	1,92
Média					35	26,0	0,70	1,42
G2	SPT2 x DPSH3	27,30	1,5	1,9	7	7	1,00	1,0
			3	3,4	34	28	0,82	1,21
			4,5	4,9	60	84	1,40	0,71
Média					34	28	1,0	1,0
G3	SPT3 x DPSH7	7,55	1,5	1,9	20	8	0,40	2,50
			3	3,4	49	35	0,71	1,40
			4,5	4,9	37	43	1,16	0,86
			6	6,4	54	38	0,70	1,42
			7,5	7,9	60	51	0,85	1,18
Média					49	38	0,71	1,40

Conforme os dados apresentados na Tabela 12 estabeleceram-se os resultados das relações referentes aos dados dos ensaios SPT e DPSH para os três locais considerados (Tabela 13 e Figura 13 (A e B)).

Tabela 13 - Resultados das regressões lineares referentes aos dados dos ensaios SPT e DPSH para os três grupos analisados.

Grupo	Correlação	$K1 = N_{DPSH}/N_{SPT}$	R^2	Correlação	$K2 = N_{SPT}/N_{DPSH}$	R^2
G1	DPSH1 x SPT1	0,66	0,86	SPT1 x DPSH1	1,47	0,86
G2	DPSH3 x SPT2	1,26	0,93	SPT2 x DPSH3	0,77	0,92
G3	DPSH7 x SPT3	0,80	0,86	SPT3 x DPSH7	1,19	0,83
Média		0,91	0,88	--	1,14	0,87

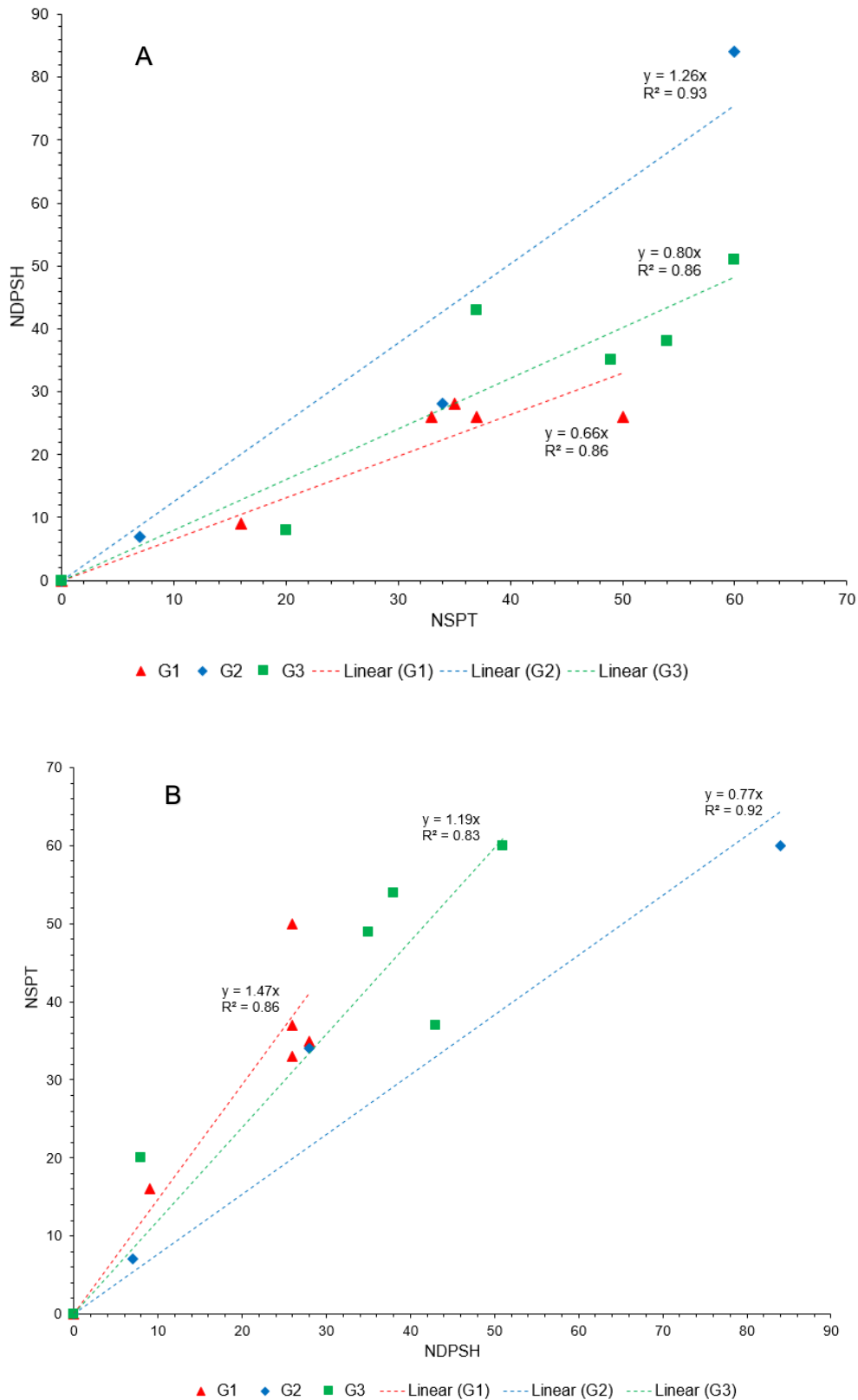


Figura 13 - Regressão linear entre N_{DPSH} e N_{SPT} (A); e entre N_{SPT} e N_{DPSH} (B) para os ensaios analisados.

Da Tabela 13, verifica-se que as relações entre o número de pancadas de K1 (N_{DPSH}/N_{SPT}) e de K2 (N_{SPT}/N_{DPSH}), dos três conjuntos de ensaios considerados, apresentam

respetivamente um valor que variam entre 0,66 a 1,26 e de 0,77 a 1,47 (equações 15 e 16). Quanto ao valor de R^2 (coeficiente de correlação), este situa-se no intervalo de 0,86 a 0,93 para a relação K1 e entre 0,83 e 0,92 para a relação K2.

$$K1: \quad 0,66 \leq \frac{N_{20}PDSH}{N_{60}SPT} \leq 1,26 \quad (15)$$

$$K2: \quad 0,77 \leq \frac{N_{60}SPT}{N_{20}DPSH} \leq 1,47 \quad (16)$$

Ao analisar os valores dos gráficos obtidos (Figura 13), verifica-se que embora no Grupo dois, a distâncias entre dois ensaios sejam cerca de 27,30 m, apresenta um valor de $R^2=0,92$ e $0,93$ comparando com o do Grupo 1, na qual a distância entre os dois ensaios é de cerca de 7,55 m e obteve-se o valor de $R^2=0,86$ para ambas relações, ou seja, os horizontes dos solos em profundidade coincidente entre DPSH3 e SPT2 constituem solos muito semelhantes.

Comparando os valores dos resultados obtidos neste estudo das relações entre N_{DPSH}/N_{SPT} com os valores obtidos por Goel (1982) e de N_{SPT}/N_{DPSH} com os valores do estudo realizado por Fonseca *et al.* (1994) e Afonso (2016) nota-se que são próximos.

O coeficiente de determinação, R^2 indica a qualidade do ajuste da reta relativamente aos resultados dos ensaios. Quanto maior o valor deste coeficiente menor é a dispersão dos resultados. Ao analisar os dois gráficos (Figura 13: A e B), verificam-se poucas dispersões dos dados, registando-se um coeficiente de correlação linear, respetivamente, entre 0,86 a 0,93 e entre 0,83 a 0,92. Estes valores de R^2 estão próximos de 1, logo o ajuste é bastante adequado e verifica-se uma boa correlação entre os resultados dos dois tipos de ensaios.

2.9. Resultados dos Ensaios de Laboratório

2.9.1. Amostragem

Para os ensaios em laboratório foram recolhidas 4 amostras remexidas nas sondagens a trado no dia 15 de outubro de 2020, no laboratório estas foram previamente secas (Figura 14). Todos os ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia do Instituto Pedro Nunes (IPNlabgeo).



Figura 14 - Amostras no processo de secagem ao ar (A); secagem da amostra em estufa (B)

Na Tabela 14 em seguida, apresentam-se o resumo do plano de amostragem e dos ensaios realizados.

Tabela 14 - Plano de amostragem e ensaios realizados.

Local	Amostra	Profundidade de recolha (m)	Quantidade (kg)	Análise Granulométrica	Limites de Consistência	Proctor	CBR
Sondagem a trado 1	20/A28	1 - 5	± 82	X	X	X	X
Sondagem a trado 2	20/A29	1 - 5	± 18	X	X	-	-
Sondagem a trado 3	20/A30	1 - 5	± 22	X	X	-	-
Sondagem a trado 4	20/A31	1 - 5	± 74	X	X	X	X

2.9.2. Análise da granulometria por via húmida

Os resultados obtidos nas análises granulométricas das quatro amostras de solo estão apresentados na Tabela 19. O conjunto de amostras ensaiadas foram projetadas

no gráfico (% , percentagem acumulada passada) como apresentado na Figura 15.

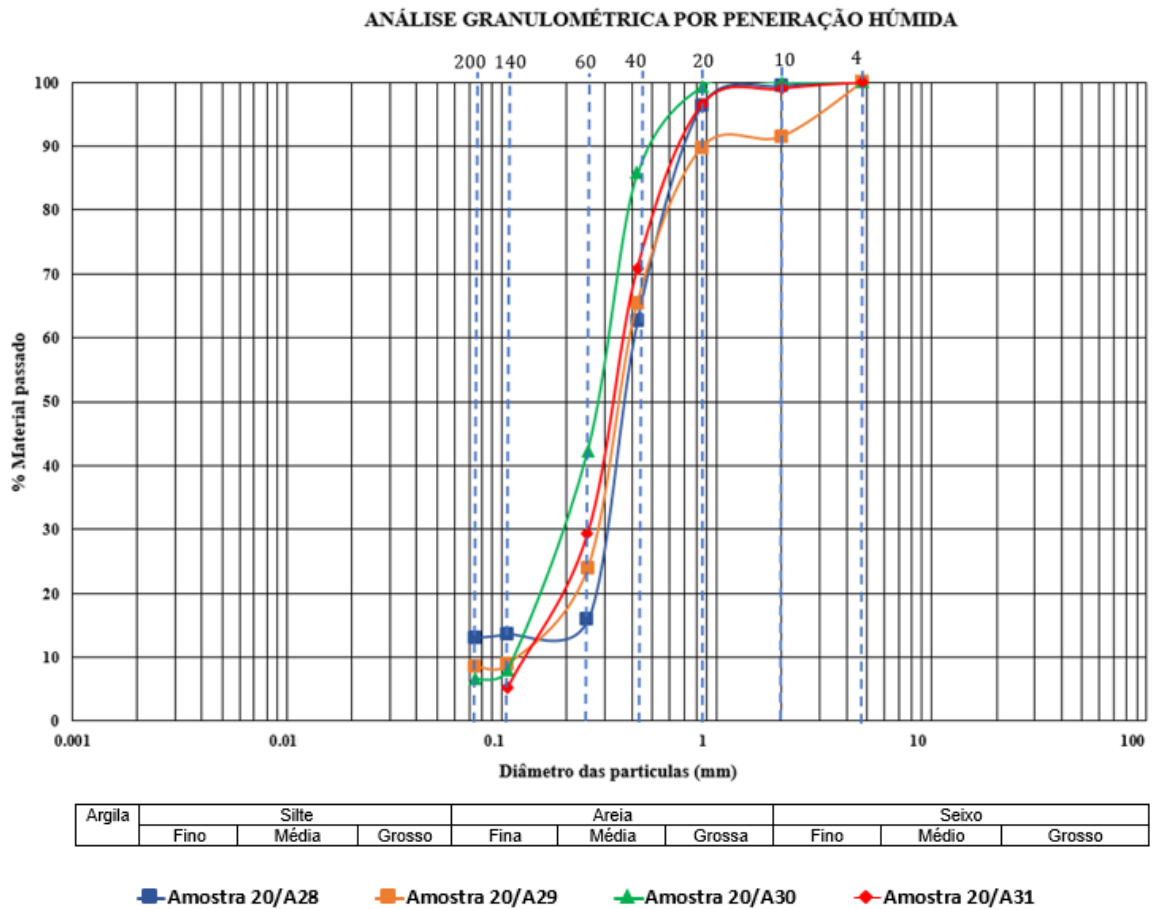


Figura 15 - Curvas granulométricas referentes às quatro amostras.

A análise das curvas granulométricas permite referir que o coeficiente de uniformidade da amostra 20/A28, visto que a fração fina é superior a 13%, corresponde a um solo mal graduado. Nas outras amostras 20/A29, 20/A30 e 20/A31 os coeficientes de uniformidade são de 3,08, 2,46 e 2,71 respetivamente, sendo classificadas como de granulometria uniforme, ou seja, bem graduadas.

Na Tabela 15 apresenta-se a composição granulométrica do solo, as 4 amostras correspondem a um solo arenoso com a composição de areias entre 82,89% a 94,63%, com poucas partículas finas, entre 4,35% e 13,01%. As curvas correspondentes a amostra 20/A28, 20/A29 e 20/A31 apresentam uma percentagem baixa de seixos entre 0,1% e 1,02%, enquanto a amostra 20/A29 evidencia, em valores percentuais, 8,5% de seixo. O D50 correspondente ao tamanho médio dos grãos pelo qual passam 50% das partículas do solo; varia entre 0,28 mm e 0,36 mm.

Tabela 15 - Valores da composição granulométrica.

Amostra	Composição Granulométrica								
	Seixo (%)	Areia (%)	Siltos + Argila (%)	D _{máx} (mm)	D _{ef} (D10) (mm)	D30 (mm)	D50 (mm)	D60 (mm)	Cu
20/A28	0,52	86,47	13,01	2	0	0,32	0,36	0,4	-
20/A29	8,5	82,89	8,61	2	0,13	0,27	0,35	0,4	3,08
20/A30	0,1	93,26	6,64	2	0,13	0,20	0,28	0,32	2,46
20/A31	1,02	94,63	4,35	2	0,14	0,25	0,33	0,38	2,71

2.9.3. Limite de consistência ou de *Atterberg*

Os limites de *Atterberg* foram realizados de acordo com Norma Portuguesa – NP143 (1969), “Determinação dos limites de consistência”, estes ensaios somente podem realizar-se em solos com 30% ou mais em massa de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm, o que não é o caso das amostras ensaiadas, sendo de salientar que por serem solos de natureza essencialmente arenosa isso não foi possível, considerando desde logo os solos em estudo como não plásticos (Índice de Plasticidade igual a zero).

2.9.4. Ensaios Proctor

No ensaio Proctor foram utilizadas as amostras 20/A28 e 20/A30, pois a composição das matérias contém a intercalação das argilas devido à localização numa vala (antiga linha de água).

Para realização dos diferentes ensaios Proctor utilizou-se o compactador automático de marca Adedis, adquirido em 1993 pelo Laboratório de Geotecnia do IPN, podendo-se ver esse equipamento na Figura 16 (B). Este ensaio foi efetuado com referência a norma internacional ASTM D-698 “*Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort*”.

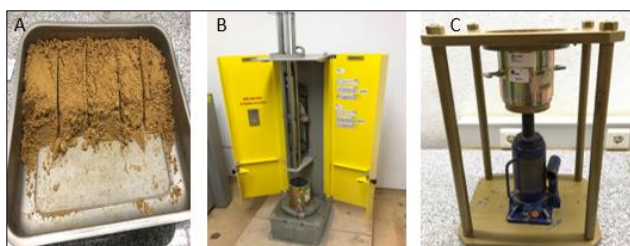


Figura 16 - Ensaio de compactação Proctor: Separação dos provetes em camadas (A); equipamento de compactação (B) e ensaio proctor realizado em molde grande (C).

As duas amostras foram testadas no ensaio proctor de molde pequeno e compactação pesada, em cada amostra foram executadas 6 provetes e os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 16, e os valores obtidos projetam-se nos gráficos da Figura 17 (A e B).

Tabela 16 - Resultados do peso volúmico seco máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) e o teor de água ótimo ($w_{\acute{o}pt}$) obtidos.

Amostra	20/A28						20/A31						
	Nº de provete	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
γ_s (kN/m ³)		16,97	17,77	17,36	17,46	17,27	17,07	17,56	17,56	17,56	17,76	17,85	17,17
w (%)		2,3	4,2	6,2	8,2	10,0	12,1	2,5	4,1	6,0	7,9	10,0	11,7

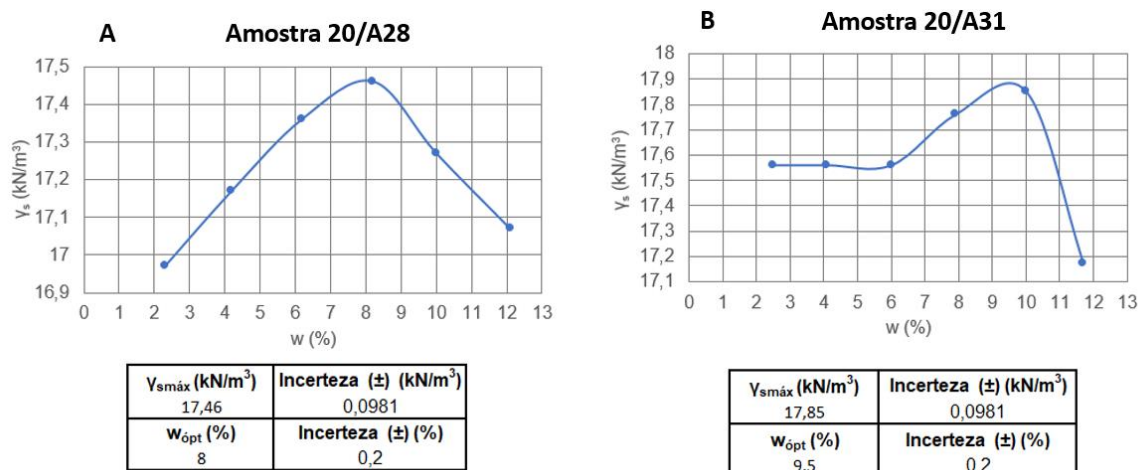


Figura 17 - Gráfico do resultado de ensaio Proctor: amostra 20/A28 (A); amostra 20/A31 (B).

Como se pode verificar na Figura 17 (A), a curva da compactação pesada resulta da realização dos 6 provetes, três com teores em água inferiores ao ótimo (ramo seco) e outros três com teores em água superiores ao ótimo (ramo húmido). Enquanto na Figura 17 (B), observa-se 4 provetes no ramo seco e 2 no lado húmido. Registou-se que o resultado obtido, o peso específico máximo ($\gamma_{sm\acute{a}x}$) da amostra 20/A31 (17,85 kN/m³) é superior ao da amostra 20/A28 (17,46 kN/m³). O teor em água ótimo ($w_{\acute{o}pt}$) respetivamente varia entre 8% referente à amostra 20/A28 e 9,5% para a amostra 20/A31.

Tratam-se no conjunto de solos caracterizados por apresentarem, na generalidade, valores de $\gamma_{sm\acute{a}x}$ relativamente elevados e valores de $w_{\acute{o}pt}$ relativamente baixos, o que significa que necessitam de pouca água para se obter o máximo arranjo das partículas.

2.9.5. Ensaio CBR (*California Bearing Ratio*)

As amostras utilizadas para ensaio de CBR foram a 20/A28 e a 20/A31. O procedimento do ensaio foi conforme a norma E198-1967, primeiramente recorreu-se ao ensaio de compactação Proctor, cada molde foi dividido em 5 partes iguais e cada uma delas sujeita a 55 pancadas (Figura 18 A).



Figura 18 - Realização do ensaio CBR: separação dos provetes em camadas (A); compactador automático (B); ensaio CBR na fase de expansão do material em molde grande com defletómetro (C); estrutura de compressão CBR (D)

Os ensaios foram preparados utilizando três moldes grandes para cada amostra, cujo diâmetro é de 152 mm e a altura é de 178 mm, cada um com o teor de água ótimo (w_{opt}) definida no ensaio Proctor. Nas tabelas 17 e 18 apresentam-se as massas dos moldes com água, e as medições iniciais e finais no deflectómetro em cada ensaio.

Tabela 17 - Massa por molde ensaiado em cada amostra.

Amostra	Massa por molde (g)		
	1	2	3
20/A28	3984	4021	4001
20/A31	4091	4134	4132

Tabela 18 - Medições iniciais e finais no deflectómetro em cada ensaio.

Amostra	Medições do defletómetro (mm)					
	1		2		3	
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
20/A28	6,09	6,20	5,86	5,86	1,13	1,14
20/A31	4,93	5,03	8,26	8,31	7,59	7,65

A medição da resistência à penetração do solo foi efetuada, considerando dois pontos essenciais, a força para penetrar 2,5 mm e 5,0 mm. O resultado do ensaio e os valores obtidos que foram utilizados para calcular o valor de CBR estão apresentados na Figura 19, e na Tabela 19 demonstram-se os resultados finais do ensaio CBR.

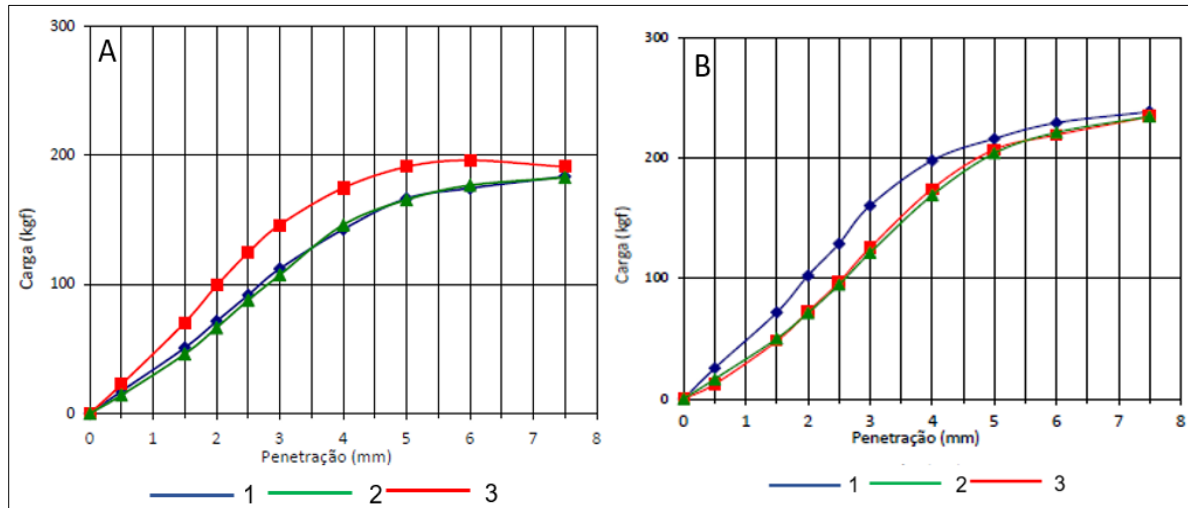


Figura 19 - Gráfico de curvas dos ensaios CBR das amostras A20/28 (A) e A20/31 (B) (onde: 1 – molde 1; 2 – molde 2 e 3 – molde 3).

Tabela 19 - Resultados dos ensaios CBR das amostras A20/28 e A20/31.

Amostra A20/28		Molde		
		1	2	3
Nº pancadas		55	55	55
Compactação relativa (%)		100	101	100
Expansão (%)		0	0	0
2,5	Força (kgf)	91,6	124,4	87,7
	CBR (%)	6,8	9,2	6,5
5	Força (kgf)	166,2	190,7	165,2
	CBR (%)	8,2	9,4	8,1
CBR (%)		9		

Amostra A20/31		Molde		
		1	2	3
Nº pancadas		55	55	55
Compactação relativa (%)		100	100	100
Expansão (%)		0	0	0
2,5	Força (kgf)	129,0	96,9	94,8
	CBR (%)	9,5	7,1	7,0
5	Força (kgf)	216,2	207,0	203,9
	CBR (%)	10,6	10,2	10,0
CBR (%)		10		

Os resultados obtidos pelo ensaio CBR mostram que o valor do CBR é maior na penetração de 5 mm, portanto utiliza-se como índice de CBR da amostra. Obtendo-se assim, o índice de CBR da amostra 20/A28 é de 9% e a amostra 20/A31 é de 10% para compactação relativa de 100%. Quanto à expansão, os baixos valores de expansibilidade registados refletem a fraca sensibilidade destes materiais com a água, o que os torna bons materiais para base de pavimentos. No entanto, esta apreciação não é extensível a toda a unidade, pois, como se mencionou anteriormente, existem níveis com teores em finos elevados que conferem propriedades de compactação muito diferenciadas das encontradas para as amostras ensaiadas.

Em relação à aplicabilidade dos materiais de solos em aterros segundo os requisitos do Caderno de Encargos das EP (EP – Estradas de Portugal S.A., 2009), considerando a classificação unificada e valores de CBR, as amostras 20/A28 e 20/A31 foram identificadas como classe S2 (CBR: 9% e classificação unificada: SM) e S3 (CBR: 10% e classificação unificada: SP), respetivamente. Isto é, os dois solos podem ser aplicados na construção dos aterros. Os níveis de argilas siltosas e de argilas arenosas que ocorrem intercalados nas areias não possuem, no entanto, características adequadas para a utilização em aterro, pelo que deverão ser conduzidos a vazadouro, ou caso se pretendam utilizar, deverão ser restringidos ao núcleo dos aterros.

Para a utilização dos solos para o Leito de pavimentos, segundo o critério do caderno de encargos, a percentagem do material que passa no peneiro 0,074 mm (peneiro ASTM nº 200) <20%, o índice de plasticidade (IP) < 6%, a expansibilidade (ensaio CBR) < 1,5%, logo considerando os dois solos estudados verifica-se que estão enquadrados nesse critério.

2.10. Classificação dos Solos

A partir dos ensaios laboratoriais com base nos resultados de análise granulométrica, limites de consistência, índice de grupo dos solos e o seu valor de coeficiente de uniformidade (Cu), efetuou-se a classificação da amostra utilizando as classificações para Fins Rodoviários (LNEC E 240-1970) e Unificada de Solos (ASTM D 2487-93).

Para as amostras estudadas segundo a Classificação Rodoviária identifica-se os dois tipos de solos como A-2-4(0) e A-3(0). A amostra 20/A28 classifica-se como A-2-4(0), este subgrupo são de materiais de areias siltosa ou argilosa, as amostras 20/A29, 20/A30 e 20/A31 classificam-se como A-3(0) sendo constituídas por areia fina. Classificando-se assim, as 4 amostras como correspondendo a solos constituídos por areia fina e areia siltosa ou argilosa, com um comportamento mecânico definido como excelente a bom de camada sob o pavimento.

Na utilização da Classificação Unificada identificaram-se 3 tipos de solos, SM, SP-SM e SP. Através desta classificação segundo Fernandes (2011), ainda é possível identificar quais os solos que poderão apresentar as características necessárias para determinada obra ou aplicação. Neste caso os solos das amostras 20/A29 e 20/A30, classificam-se como SP-SM - areias mal graduadas com silte, pois possuem areia com 5% a 12% de finos, com um comportamento quando compactado impermeável a permeável, apresentam boa resistência ao corte e baixa a muita baixa compressibilidade se saturados e a trabalhabilidade é razoável. A amostra 20/A28 classificada como SM – Areia siltosa, com comportamento quando compactada semipermeável a impermeável, apresentam boa resistência ao corte e baixa compressibilidade se saturado e de baixa trabalhabilidade. Enquanto a amostra 20/A31 pertence ao grupo SP, sendo classificada como areia mal graduada, contendo menos de 5% de finos, tem um comportamento quando compactada permeável, apresenta boa resistência ao corte e muito baixa compressibilidade se saturada e tem trabalhabilidade razoável como material de construção.

Na Tabela 20 estão apresentados os resultados dos ensaios ao solo e as normas que foram utilizadas.

Tabela 20 - Resultados dos ensaios realizados em laboratório e classificação dos solos.

Amostra		20/A28	20/A29	20/A30	20/A31
Localização		T1	T2	T3	T4
Profundidade da Recolha (m)		1 - 5	1 - 5	1 - 5	1 - 5
Análise granulométrica por peneiração húmida LNEC E 239: 1970	ϕ (mm)	Parâmetros granulométricos (% acumulada passada)			
	75	---	---	---	---
	50	---	---	---	---
	37,5	---	---	---	---
	25	---	---	---	---
	19	---	---	---	---
	9,5	---	---	---	---
	4,75	100,0	100,0	100,0	100,0
	2	99,5	91,5	99,9	99,0
	0,850	96,4	89,8	99,3	96,5
	0,425	62,6	65,4	85,7	70,9
	0,250	15,8	23,9	42,3	29,4
	0,106	13,6	8,9	8,0	5,3
0,075	13,0	8,6	6,6	4,4	
Determinação dos limites de consistência - NP 143: 1969	LL (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
	LP (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
	IP (%)	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Coeficiente de Uniformidade		Não uniforme	3,07 - Uniforme ou mal graduado	2,46 - Uniforme ou mal graduado	2,71 - Uniforme ou mal graduado
Índice de Grupo: E 240 - 1970		0	0	0	0
Classificação Unificada: ASTM D 2487 - 93		SM - Areia siltosa	SP-SM - Areia mal graduada com silte	SP-SM - Areia mal graduada com silte	SP - Areia mal graduada
Classificação Fins Rodoviários: LNEC E 240 - 1970		A-2-4(0)	A-3(0)	A-3(0)	A-3(0)
Caderno de encargos de de EP (2009)		S2 - ML	-	-	S3 - SP
Compactação Proctor - LNEC E 197: 1966	$\gamma_{smáx}$ (kN/m ³)	17,46	-	-	17,85
	W_{opt} (%)	8,0	-	-	9,5
CBR (%) – E 198 - 1967	Expansão (%)	0	-	-	0
	2,5 mm	8,0	-	-	8,0
	5,0 mm	9	-	-	10

2.11. Considerações finais e sugestões

O trabalho desenvolvido consistiu em efetuar a caracterização geológico - geotécnica de solos através da prospeção geotécnica e ensaios laboratoriais para construção de um pavilhão Industrial.

Prospeção Geológica e Geotécnica

Em conformidade com os resultados dos trabalhos de prospeção geológica e geotécnica, desenvolvidos na área em estudo, estes permitiram definir as seguintes considerações finais:

- O local de estudo onde irá ser construído o edifício industrial é constituído principalmente pela formação de areias da Gândara da época holocénica, mais precisamente pelas areias dunares (d_d).
- O local em estudo enquadra-se numa zona com elevada estabilidade tectónica e de risco sísmico reduzido;
- Foram definidas três zonas geotécnicas: ZG1, ZG2 e ZG3 (Anexo II) recorrendo-se ao programa AutoCAD.
- A zona geotécnica 1 (ZG1) corresponde à camada superficial constituída por areias fina de cor esbranquiçada com raízes, com uma espessura de 0,4 m a 1,6 m. Trata-se de uma zona geotécnica muito heterógena e de menor resistência, e que não apresenta características para solo de fundação, por isso não tem aptidão geotécnica, devendo ser removida antes de se executar qualquer fundação.
- A zona geotécnica 2 (ZG2), é a zona intermédia, sendo constituída por areia fina de resistência média com valores de SPT inferior a 34 pancadas. Trata-se localmente de uma zona transição entre os solos arenosos pouco compactos a compactos. Possui aptidão geotécnica para fundações das estruturas a construir e com valores de tensões admissíveis entre 325 kPa e 450 kPa.
- A zona geotécnica 3 (ZG3) encontra-se a partir da profundidade entre os 2,6 m e os 4,3 m nos DPSH7 e DPSH2, respetivamente, e é constituída por areias de granulometria fina de alta resistência com os valores SPT obtidos nesta zona variam entre as 34 pancadas e o valor da “nega” (60 pancadas), ou seja, o solo é compacto a muito compacto. Indicando as melhores condições geotécnicas para fundações de estruturas, a tensão admissível atribuída a esta zona é superior a 500 kPa.

- Relativamente à execução das fundações é importante considerar as dimensões das fundações propostas devido à identificação do nível freático, respetivamente, nas sondagens S1, S2, S3 e no T1 aos 6,5 m, 6m, 5,2 m e 3 m de profundidade. Uma vez que esta localização pode influenciar a estrutura do edifício.

A operação de decapagem corresponde às áreas sujeitas a terraplanagens com solo arenoso. De acordo com o Caderno de Encargos da antiga EP (atualmente IP), as superfícies de terrenos a escavar ou a aterrar abrangidas pelo projeto devem ser previamente limpas. De reconhecimento efetuado no campo, recomenda-se a limpeza e desmatação, esta deve incluir a remoção das raízes e do remanescente do corte das árvores. Através dos resultados da prospeção geotécnica diretas (sondagens a trado e sondagens com a execução de SPT) verifica-se que a espessura média do solo vegetal a decapar é de 0,4 m. Sendo assim, foi sugerido decapar os terrenos de ZG1 de 0,4 m a 1,6 m de profundidade e que têm baixa resistência até se encontrarem terrenos ZG2 com a capacidade de carga adequada para fundação das estruturas. Para a decapagem dos terrenos utilizaram-se meios mecânicos (pás mecânicas e/ou baldes de escavadoras).

Quanto à correlação entre N_{SPT} e N_{DPSH} , o objetivo do presente estudo foi investigar e comparar o comportamento dos solos em profundidade atravessados por dois tipos de diferentes ensaios referidos anteriormente. Das relações entre o número de pancadas de $K1=N_{DPSH}/N_{SPT}$ e de $K2=N_{SPT}/N_{DPSH}$ foram obtidos, respetivamente, os valores médios de 0,91 e de 1,14.

O coeficiente de determinação, R^2 das duas relações referidas os valores médios obtidos de 0,88 para $K1$ e 0,87 para $K2$, pelo que estão próximos de 1, logo o ajuste é bastante adequado e corresponde a uma boa correlação entre os resultados dos dois tipos de ensaios. Dos resultados obtidos face à linha da tendência das relações entre N_{DPSH}/N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH} , na Figura 13 (A e B), verifica-se um aumento da dispersão dos conjuntos de valores com o aumento do número de pancadas do SPT a partir de 39. A comparação dos valores de N_{DPSH} e de N_{SPT} permitiu estabelecer correlações satisfatórias, pois, os resultados obtidos, são semelhantes dos outros autores e de igual modo tiveram comportamentos semelhantes, entre os distintos ensaios.

Ensaio Laboratoriais

Na caracterização geológica-geotécnica de quatro solos realizaram-se vários ensaios laboratoriais (análise granulométrica, limites de consistência, ensaio de compactação Proctor e ensaio CBR), de modo a determinar o possível uso dos solos na

obra de construção. Através dos resultados destes ensaios, verificou-se que as amostras correspondem a solos constituídos por areia fina e areia siltosa ou argilosa não plásticas, com um excelente a bom comportamento mecânico sob o pavimento.

A amostra 20/A28 foi classificada como SM – Areia siltosa e A-2-4(0) de acordo com a classificação rodoviária AASHTO. O comportamento mecânico desta amostra quando compactada apresenta-se semipermeável a impermeável, boa resistência ao corte e baixa compressibilidade se saturada e de baixa trabalhabilidade.

Os solos da amostra 20/A29 e de 20/A30 classificaram-se como SP-SM – areias mal graduadas com silte e A-3(0) segundo a classificação rodoviária AASHTO. Quanto ao comportamento quando compactado são impermeáveis a permeável, quando compactado e saturado apresentam boa resistência ao corte e baixa a muita baixa compressibilidade e em termos de trabalhabilidade foi definida como razoável.

A amostra 20/A31 pertence ao grupo SP, e foi classificada como areia mal graduada e A-3(0) de acordo com a classificação rodoviária AASHTO. Esta amostra possui um comportamento mecânico quando compactada considerada permeável, uma boa resistência ao corte e muito baixa compressibilidade se saturada e apresenta uma trabalhabilidade razoável como material de construção.

Segundo a classificação Unificada e os valores de CBR dos solos em estudo, estes cumprem os requisitos do Caderno de Encargos das EP (EP – Estradas de Portugal S.A., 2009) para aplicação em zonas de aterro e leitos do pavimento.

3. Segundo Caso de Estudo: Caracterização geotécnica para avaliação da estabilidade de um talude rochoso

3.1. Caracterização geomecânica dos maciços rochosos

Segundo Hoek (1983), o maciço rochoso define-se como um conjunto de blocos de rochas justapostos e articulados por um sistema de descontinuidade, que podem estar com ou sem preenchimentos por outros materiais. É, geralmente, um meio descontínuo, heterogêneo e anisótropo. Dependendo do efeito da escala, um maciço rochoso apresenta diferentes graus de alteração e fraturação e as características podem variar de local para local, consoante a história geológica de cada região.

A rocha intacta refere-se aos blocos não fraturados entre descontinuidades dos maciço rochosos.

A interrupção de qualquer entidade geológica à continuidade física de uma unidade geológica, assim como, falhas, diaclases, contacto geológicos, estratificação e xistosidade designa-se por descontinuidade (Hoek, 1983; Brady e Brown, 2004). A descontinuidade pode ser definida como uma superfície natural em que a resistência à tração é nula ou muito reduzida (ISRM, 1978). A determinação do comportamento geomecânico do maciço rochoso é fundamental para a análise da estabilidade de taludes, das escavações subterrâneas e de outras obras de engenharia.

Na avaliação da qualidade do maciço rochoso, a análise das características das descontinuidades é o fator mais importantes na estabilidade e comportamento do maciço rochoso fraturado, uma vez que condicionam a permeabilidade, a deformabilidade e a resistência ao corte do maciço rochoso e, conseqüentemente determinam o seu comportamento físico e mecânico (Hudson e Harrison, 1997).

3.2. Ensaios de caracterização geomecânicos em laboratório

3.2.1. Análise mineralógica por difração de Raios-X

A difração de Raios-X (XRD) é uma técnica analítica, versátil e não destrutiva destinada a efetuar a caracterização de materiais em relação à sua estrutura cristalina, que fornece informações quanto à qualificação e quantificação dos minerais presentes na amostra através da identificação de estruturas, fases, orientações e outros parâmetros estruturais. Tem aplicações em diversos campos da engenharia, ciências de materiais e geociências (Paulo, 2006; Bunaciu *et al.*, 2015).

O método utilizado neste trabalho foi o de difratômetro de pó em que a amostra é previamente pulverizada. Nesta técnica um feixe de radiação X incide, segundo um determinado ângulo, nos diferentes planos ou camadas de átomos de uma amostra cristalina, os cristais refletem parte dessa radiação com um ângulo de reflexão igual ao ângulo de incidência. Para que a radiação refletida tenha máxima intensidade deve se verificar uma relação entre o comprimento de onda da radiação, a distância interplanar dos cristais e o ângulo de incidência, expresso pela Lei de Bragg (Falcão, 2010), definida pela equação 17.

$$n \cdot \lambda = 2d \cdot \sin \theta \quad (17)$$

Onde, n é o número inteiro (ordem de refração), λ é o comprimento de onda da radiação, d é a distância interplanar ou espaçamento interatômico dos cristais, e θ é o ângulo de difração do Raios-X.

O resultado de ensaio é apresentado num gráfico difratograma cujas variáveis são a intensidade dos picos difratados nas ordenadas e o ângulo 2θ ou da distância interplanar (d) característica nas abcissas. A conversão dos ângulos de difração em espaçamentos interplanares - d , permite identificar os minerais existentes na amostra (Bunaciu *et al.*, 2015). Para a identificação de fases dos minerais no difratograma recorreu-se à base de dados da International Centre for Diffraction Data (ICDD) e das tabelas de Brindley e Brown (1980).

No presente estudo, foi utilizado um difratômetro de Raios-X, modelo Aeris da Malvern Panalytical, pertencente ao Laboratório Geoquímico e de Raios - X do DCT-FCTUC (Figura 20).



Figura 20 - Difrátometro de Raios-X utilizado para identificação mineralógica por difração dos Raios X.

3.2.2. Massa volúmica aparente e Porosidade aberta

Estas duas propriedades índice das rochas dependem dos minerais constituintes, do tamanho de grãos, da estrutura, da forma, da textura e da distribuição de vazios, sendo também estes fatores condicionantes da circulação de água, da durabilidade e da resistência mecânica do material (Zhang, 2005). A massa volúmica aparente e a porosidade aberta são determinadas segundo o procedimento sugerido pela ISRM (1979) e os seus valores podem ser classificados segundo a IAEG (1979), nas Tabelas 21 e 22 respetivamente.

Tabela 21 - Classificação da massa volúmica aparente (adaptado de IAEG, 1979).

Classe	Massa volúmica aparente (kg/m ³)	Descrição
1	< 1835	Muito baixa
2	1835 - 2243	Baixa
3	2243 - 2599	Média
4	2599 - 2803	Elevada
5	> 2803	Muito elevada

Tabela 22 - Classificação de porosidade adaptado de IAEG (1979).

Classe	Porosidade (%)	Descrição
1	> 30	Muito elevada
2	15 - 30	Elevada
3	5 - 15	Média
4	1 - 5	Baixa
5	< 1	Muito baixa

No presente estudo, na realização do ensaio foram utilizados 10 provetes de

geometria irregular para cada amostra. Os provetes foram submetidos ao vácuo num exsiccador (ver Figura 21, A), durante 4 horas de modo a remover o ar presente nos poros dos provetes. Seguidamente, introduziu-se lentamente água no recipiente a 800 Pa ou 6 torr até os provetes ficarem completamente imersos (Figura 21, A) num período de 4 horas, durante o qual se agitou levemente e periodicamente o exsiccador para eliminar o ar contido no recipiente. Após as mencionadas quatro horas, coloca-se o exsiccador à pressão atmosférica normal e deixam-se os provetes submersos durante (24 ± 2) horas. De seguida, retiram-se os provetes e pesam-se, registando a massa submersa ou massa hidrostática (m_{sub}) (Figura 21, B), a seguir limpa-se superficialmente os provetes com um pano humedecido e procede-se à pesagem da massa dos provetes saturados em água (m_{sat}). Após terminar as pesagens e o registo dos valores, colocaram-se as amostras na estufa a $70\text{ }^\circ\text{C}$ durante 24 ± 2 horas. Posteriormente, retiram-se os provetes da estufa e colocam-se num exsiccador para que a amostra arrefeça durante pelo menos 20 minutos. Por último faz-se a determinação da massa seca da amostra (m_{sec}).

Os procedimentos foram repetidos para vários provetes. Depois de se obterem os dados necessários foram efetuados os respetivos cálculos através das equações 18, 19 e 20.

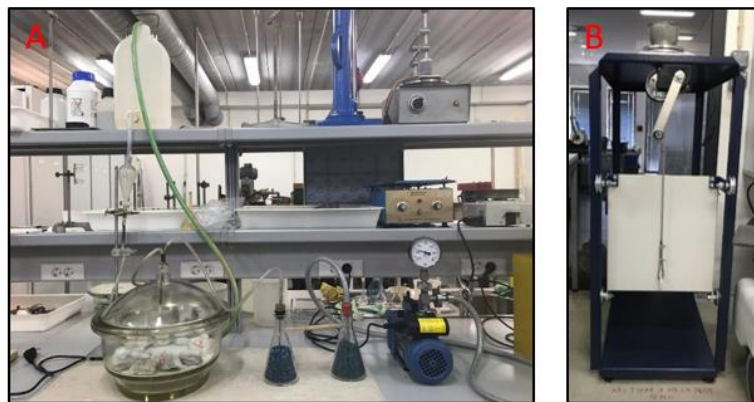


Figura 21 - Equipamentos utilizados para o ensaio de massa volúmica aparente e porosidade aberta. Imersão dos provetes em vácuo (A); Balança digital para pesagem hidrostática (B)

A massa volúmica é expressa (em g/cm^3) pela razão entre a massa do provete seco e o seu volume aparente através da equação 18:

$$MVA = \frac{m_{sec}}{m_{sat} - m_{sub}} \times p_{rh} \quad (18)$$

Onde, MVA é a massa volúmica do provete (g/cm^3), m_{sec} é a massa do provete seco (g/cm^3), m_{sub} é massa do provete imerso em água ou a correspondente pesagem

hidrostática (g/cm^3), m_{sat} é a massa do provete saturada (g/cm^3) e p_{rh} é a massa volúmica da água a 20 °C ($998 \text{ kg/m}^3 = 0,998 \text{ (g/cm}^3) = 9,81 \text{ (kN/m}^3)$).

Os cálculos foram previamente efetuados em g/cm^3 por serem as unidades de medida e posteriormente foram convertidos para kg/m^3 e kN/m^3 .

A porosidade aberta (em %) é definida pela razão entre o volume dos poros abertos e o volume aparente do provete pela equação 19. Esta propriedade representa a proporção do volume ocupado pelos vazios que podem ser preenchidos por ar e/ou água, relativamente ao volume total da amostra.

$$n = \frac{M_{\text{sat}} - M_{\text{sec}}}{M_{\text{sat}} - M_{\text{sub}}} \times 100\% \quad (19)$$

O volume de poros abertos (V_o) é definido pela equação 20:

$$V_o = \frac{M_{\text{sat}} - M_{\text{sec}}}{p_{\text{rh}}} \times 1000 \text{ ml} \quad (20)$$

Os resultados dos ensaios de provetes obtidos são definidos em média aritmética.

3.2.3. Desgaste em meio aquoso “*Slake Durability Test*”

O ensaio de desgaste em meio aquoso estuda o comportamento da rocha em relação à sua resistência aos processos de desintegração e desagregação em meio aquoso e processo de secagem, no decorrer de um determinado tempo (Franklin and Chandra, 1972 e Singh *et al.* 2005).

O procedimento da realização do ensaio no presente estudo foi baseado na recomendação da ISRM (1979). O ensaio consiste em preparação de dez provetes de forma irregular (cada um com uma massa entre 40 e 60 g), com uma massa total entre 450 g a 550 g, os provetes devem ser previamente secos numa estufa a 105 °C, para cada ciclo do ensaio os provetes são colocados em cilindros de redes metálicas com uma abertura de 2 mm (ver Figura 22), que vão estar parcialmente imersos em água, e que vão efetuar uma rotação em torno de um eixo horizontal numa velocidade de 20 rpm durante 10 minutos. O choque dos fragmentos de rocha entre si e o contacto com a água favorecem a sua desagregação e alteração. Em seguida, para cada ciclo procede-se à secagem dos provetes na estufa (24 ± 2 horas a 105°C) e a sua massa seca é

determinada. Este ciclo padronizado de secagem-embebição e ação mecânica é repetido no decorrer da realização do ensaio.

O índice de durabilidade (I_d) é calculado através da razão entre a massa seca do material retido após o ensaio e a sua massa seca inicial (equações 21 e 22), sendo que geralmente utilizado na classificação das rochas. É de referir que quanto maior este índice, maior é a durabilidade do material rocha.

As expressões para o cálculo de I_{d1} (1º ciclo) e I_{d2} (2º ciclo), expressos em percentagem são apresentadas, respetivamente, nas equações 21 e 22:

$$I_{d1} = \frac{B - D}{A - D} \times 100\% \quad (21)$$

$$I_{d2} = \frac{C - D}{A - D} \times 100\% \quad (22)$$

Onde, A é a massa do tambor com a amostra seca, antes do 1º ciclo (g), B é a massa do tambor com a amostra seca, antes do 2º ciclo (g), C é a massa do tambor com a amostra seca, depois do 2º ciclo (g) e D é a massa do tambor (g).

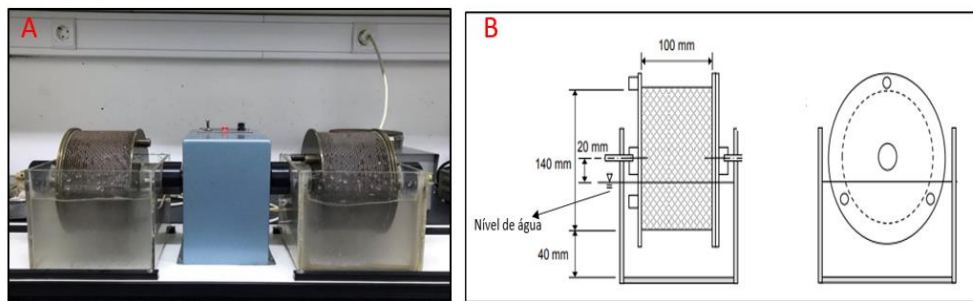


Figura 22 - Equipamento utilizado para o ensaio desgaste em meio aquoso (A) e o esquema do equipamento (adaptado de Franklin e Chandra, 1972) (B).

A durabilidade do material é classificada segundo Gamble (1971) como apresentado na Tabela 23.

Tabela 23 - Classificação de Gamble (1971) para o índice de durabilidade do 2º ciclo.

Índice de Durabilidade (%)	Classificação
0 - 30	Muito baixo
30 - 60	Baixo
60 - 85	Médio
85 - 95	Médio alto
95 - 85	Alto
98 - 100	Muito alto

3.2.4. Ensaio de resistência à carga pontual (*Point Load Test*)

O ensaio de resistência à carga pontual, também conhecido como ensaio de Franklin, foi desenvolvido com o objetivo de determinação da resistência das rochas sob a ação de uma carga pontual (Broch e Franklin 1972, Bieniawski 1975, Gunsallus e Kullhawy 1984, ISRM 1985). Este ensaio permite avaliar a resistência à compressão simples das rochas através da determinação da resistência à carga pontual (Is). O equipamento utilizado (Figura 23) tem a particularidade de ser facilmente transportado, o que possibilita a realização do ensaio em campo durante a execução de sondagens, bem como em laboratório.

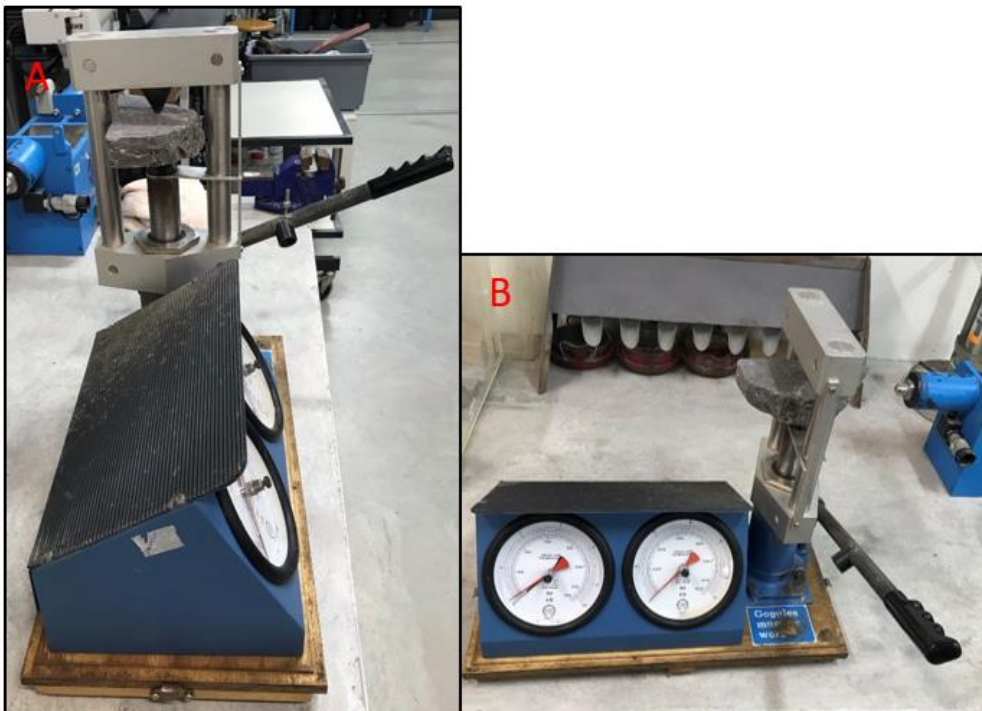


Figura 23 - Equipamento utilizado no ensaio de determinação de resistência à carga pontual.

A determinação do índice de resistência à carga pontual (Is) foi efetuada de acordo com as recomendações da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM, 1985). Pode ser obtido a partir de provetes com formas diversas, e neste trabalho recorreu-se a fragmentos irregulares.

A Figura 24 mostra os requisitos e o procedimento para provetes rochosos de formas irregulares para a determinação da resistência à carga pontual, sugerido pelas recomendações da ISRM (1985).

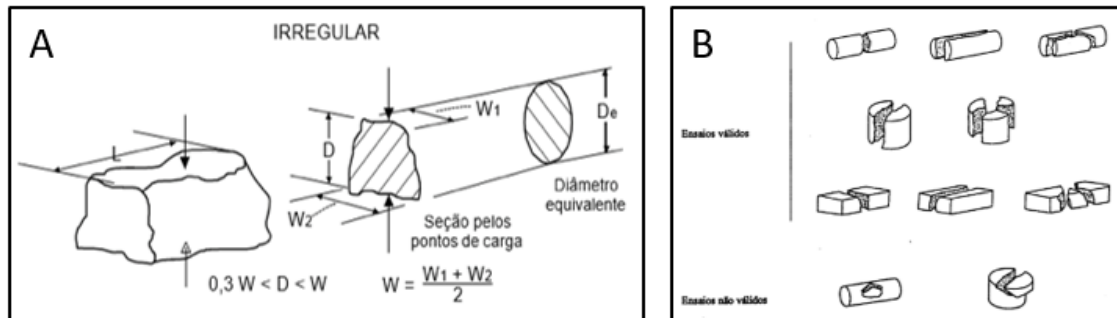


Figura 24 - Relação de dimensões dos provetes irregulares a satisfazer nos ensaios de carga pontual (adaptado da ISRM, 1981) (A) e Fraturas válidas e não válidas nos ensaios de carga pontual (ISRM, 1985 citado por Lima e Menezes, 2008) (B).

O ensaio consiste na preparação de uma amostra, a partir da qual se obtêm vários provetes, seguidamente para cada um deve medir-se o comprimento (L), a largura (W) e a distância entre os pontos de aplicação da carga (D), procede-se à colocação do provete entre as ponteiros cónicas e é aplicada uma carga, que com o seu incremento vai proporcionar a rotura do provete. Assim que se dá a rotura, regista-se a força de rotura que é apresentada no manómetro em kilo Newton (kN). Por último, fez-se o tratamento de dados.

O Is do ensaio de carga pontual realizado sobre provetes de forma não cilíndrica deve ser calculado pela expressão da equação 23:

$$I_s = \frac{P}{De^2} \quad (23)$$

Onde, Is é o Índice de carga pontual sem estar corrigido e De corresponde ao diâmetro equivalente, que, é definido, para provetes irregulares e prismáticos, através da equação 24:

$$De^2 = \frac{4A}{\pi} \quad (24)$$

Onde A é área seccional dos provetes, onde é aplicada a carga, e é determinada através da equação 25:

$$A = W \times D \quad (25)$$

Como padrão, o índice de carga pontual é definido para o ensaio realizado com provetes cilíndricos de rocha com diâmetro D igual a 50 mm, no entanto, para os ensaios realizados com provetes de diâmetros distintos de 50 mm, deverá ser multiplicada por um

fator corretivo F de modo a se obter o índice de carga pontual corrigido para um diâmetro de 50 mm, $I_{s(50)}$, ver equações 26 e 27:

$$I_{s50} = F \frac{P}{D^2} \quad (26)$$

$$F = \left(\frac{De}{50}\right)^{0,45} \quad (27)$$

Em rochas de características isotrópicas, o ideal é que sejam realizados pelo menos 10 ensaios válidos, visto que para calcular o valor representativo da resistência à carga pontual, devem eliminar-se os dois resultados mais elevados e os dois mais baixos, após o que se determina a média com os restantes 6 valores. Para os ensaios serem considerado válidos a superfície de rotura tem que passar pelos dois pontos de carga aplicada.

O valor de $I_{s(50)}$ pode ser utilizado diretamente na classificação da resistência das rochas, enquanto a correlação com a resistência à compressão uniaxial proposta pela ISRM(1981) pode ser determinada através da relação expressa na equação 28:

$$\sigma_c = (20 \text{ a } 25) \times I_{s50} \quad (28)$$

Onde, σ_c é a Resistência à compressão uniaxial.

No estudo realizado por Heidari *et al.* (2012), determinou-se a correlação entre o $I_{s(50)}$ e a resistência à compressão uniaxial do material de gesso como apresentado na equação 29:

$$\sigma_c = 3,495 \times I_{s50} + 24,84 \quad (29)$$

A Tabela 24 seguinte mostra os valores de referência da classificação da resistência do material rochoso em função do ensaio de resistência à carga pontual.

Tabela 24 - Estimativas de resistência á compressão uniaxial e de carga pontual (adaptado de Brown, 1981).

Grau	Designação	σ_c (MPa)	Is ₅₀ (MPa)	Análise expedita
R6	Extremamente resistente	>250	>10	A rocha lasca depois de sucessivos golpes de martelo e ressoa quando batida.
R5	Muito resistente	100 - 250	4 - 10	Requer muitos golpes de martelo para partir pedaços de rocha.
R4	Resistente	50 - 100	2 - 4	Pedaços pequenos de rocha seguros com a mão são partidos com um único golpe de martelo.
R3	Mediante resistente	25 - 50	1 - 2	Um golpe firme com a ponta do martelo de geólogo faz sulcos de até 5mm; o canivete consegue raspar a superfície da rocha.
R2	Branda	5 - 25	(*)	O canivete corta a amostra mas não molda
R1	Muito branda	1 - 5	(*)	Esmigalha-se com o impacto da ponta do martelo, pode ser raspada com o canivete.
R0	Extremamente branda	0,25 - 1	(*)	Pode ser marcado com a unha.

*não são fiáveis as correlações com a resistência a compressão simples.

3.2.5. Determinação de dureza através do Martelo de Schmidt

O martelo de Schmidt é um pequeno cilindro metálico que contém uma mola e uma ponta retráctil no seu interior, que quando comprimida contra uma superfície de uma descontinuidade provoca um ressalto (Figura 25), corresponde a um equipamento que é muito utilizado na caracterização mecânica das rochas.

A realização deste ensaio permite estimar, de forma aproximada, a resistência à compressão simples (σ_c) da matriz rochosa ou da superfície de uma descontinuidade e do módulo de deformabilidade (E_m), tanto em condições laboratoriais como no campo mediante a utilização de correlações (ISRM, 2015).

O ensaio consiste em colocar o martelo na perpendicular ao plano onde se vai efetuar a medição e de seguida pressioná-lo (Figura 25). A energia é armazenada numa mola que se liberta automaticamente originando o ressalto no martelo e este ressalto (R) é medido instantaneamente numa escala existente no martelo, que pode ir de 10 a 100 e é assumida como uma medição da dureza.

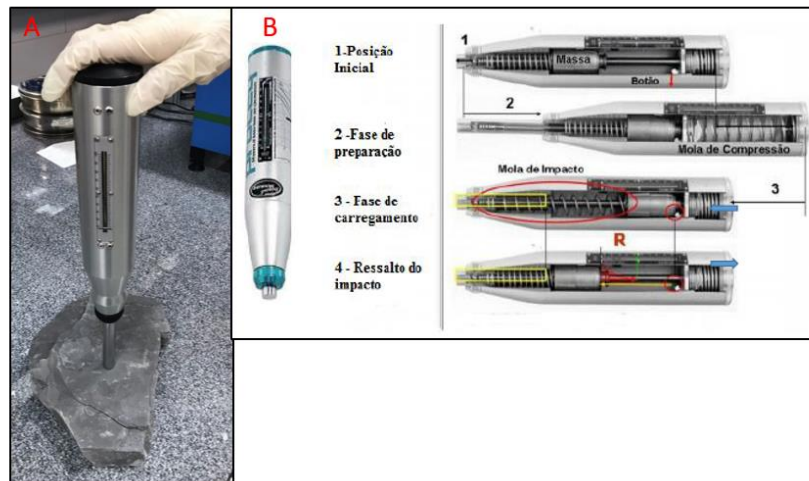


Figura 25 - Exemplo do Martelo de Schmidt do tipo L (A), Esquema simplificado do funcionamento do Martelo de Schmidt (adaptado de Ramos, 2009) (B).

Neste estudo utilizou-se o martelo de Schmidt do tipo L, que possui uma energia de impacto de 0,735 N.m (Zhang, 2006), os resultados foram projetados no ábaco de Deere e Miller (1966) para a definição da resistência à compressão uniaxial, a partir da dureza de R.

Na realização do ensaio seguiu-se recomendação sugerida pela ISRM (1978) que consiste em efetuar, pelo menos, dez medições em cada superfície a testar, e os valores considerados são os cinco valores mais elevados e os restantes cinco, de menor valor, são retirados ou excluídos. O valor final será a média dos cinco maiores valores de ressaltos que foram obtidos. Outra recomendação é que o ensaio seja repetido na superfície ensaiada 20 vezes ou até quando se obtêm 10 medidas consecutivas com variações de ± 4 (ISRM, 2015). Através do valor do ressalto (R) lido no dispositivo, e também em função do valor médio do peso volúmico seco da rocha (kN/m^3), é permitido estimar num ábaco de Deere e Miller (1966), o intervalo de valores da resistência à compressão uniaxial do material ensaiado expresso em MPa.

3.3. Classificação Geotécnica e Geomecânica de Maciços

Rochosos

As classificações geomecânicas têm como objetivo caracterizar os maciços rochosos através de um conjunto de propriedades identificadas quer por observação direta e ensaios realizados *in situ*, quer por análise de amostras das sondagens. Neste trabalho apresentam-se as classificações geomecânicas, pois permitem quantificar a qualidade dos maciços rochosos e fornecem uma base de dados para estimar algumas propriedades mecânicas, como a deformabilidade e a resistência dos maciços rochosos para a sua utilização na análise de estabilidade de taludes.

Existem diversos sistemas de classificação geomecânica de maciços rochosos das quais no presente trabalho serão destacados os sistemas Rock Mass Rating, RMR (Bieniawski, 1973 e 1989) e o Geological Strength Index, GSI (Hoek, 1994).

3.3.1. Classificação de Rock Mass Rating (RMR)

O sistema classificativo *Rock Mass Rating* (RMR), foi desenvolvido por Bieniawski no ano de 1973 (Bieniawski, 1979), inicialmente para aplicação em obras subterrâneas e é atualmente utilizado em vários tipos de aplicações em maciços rochosos como galerias, minas, taludes e fundações.

O sistema RMR utiliza na sua classificação os seguintes seis parâmetros, com respectivos pesos relativos atribuídos:

- Resistência à compressão simples da rocha intacta; 0 - 15
- Rock Quality Designation – RQD; 0 - 20
- Espaçamento das descontinuidades; 0 - 20
- Condição das descontinuidades; 0 - 30
- Condições da água subterrânea; 0 – 15
- Orientação das descontinuidades; 0 – (-50)

Na determinação deste sistema de classificação, o maciço rochoso é dividido em um número de zonas de características estruturais e geológicas semelhantes e cada zona é classificada separadamente. Em alguns casos, essa divisão se dá por mudanças significativas no espaçamento de descontinuidades ou características dentro de um mesmo tipo de rocha, podendo haver a divisão da massa rochosa num número de

pequenas zonas estruturais. Após as zonas estruturais serem identificadas, os parâmetros de classificação para cada região estrutural são determinados a partir de medições em campo e servem como informações para o formulário de entrada de dados (Bienieawski, 1979). A classificação do sistema RMR obtém-se através do cálculo do índice RMR que se determina a partir do somatório dos pesos atribuídos a cada parâmetro em função do que se verifica no maciço.

Uma das aplicações do RMR é a determinação das propriedades mecânicas dos maciços rochosos. Isto é, utilização dos parâmetros mecânicos na análise da estabilidade de um talude de mina ou escavação e também auxiliar na obtenção dos valores de resistência através da correlação entre as classes e os valores de coesão e ângulo de atrito conforme apresentado na Tabela 25 (Bieniawski, 1989).

Tabela 25 - Classificação do maciço rochoso (adaptado de Bieniawski, 1989).

Valores	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
Nº Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Maciço rochoso de muito boa qualidade	Maciço rochoso de boa qualidade	Maciço rochoso de qualidade razoável	Maciço rochoso de fraca qualidade	Maciço rochoso de muito fraca qualidade
Coesão (KPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	<100
Ângulo de atrito (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	>15

A partir dos valores de RMR pode-se estimar ainda o valor do módulo de deformabilidade do maciço (em GPa), para isso utilizam-se duas equações, uma foi sugerida por Bieniawski (1978) quando o valor de RMR é superior à 50 (equação 30) e a outra foi proposta por Serafim e Pereira (1983) quando o valor de RMR é inferior a 50 (equação 31).

$$E_m = 2 \times RMR - 100 \quad [GPa] \text{ (para } RMR \geq 50) \quad (30)$$

$$E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}} \quad [GPa] \text{ (para } RMR < 50) \quad (31)$$

Onde, E_m é o módulo deformabilidade (GPa)

RQD (Índice de Qualidade da rocha):

Este parâmetro é correntemente determinado através de testemunhos de sondagens, no entanto na ausência de testemunhos pode ser encontrado pelas equações proposta por Hudson e Harrison (1997) (equação 32) e Palmstrom (1982)

(equações 33 e 34), que permitem a correlação entre o espaçamento das descontinuidades e o RQD.

As equações de obtenção do RQD propostas são:

$$RQD = 100e^{-0,1f} \times (0,1f + 1) \quad (32)$$

$$RQD = 115 - 3,3 \times J_v \rightarrow J_v > 4,5 \quad (33)$$

$$RQD = 100 \rightarrow J_v \leq 4,5 \quad (34)$$

Onde, f é o número de descontinuidades por unidade de comprimento e J_v é o índice volumétrico de diaclases. O espaçamento das descontinuidades é determinado *in situ*. O J_v corresponde ao número de diaclases por unidade de volume do maciço rochoso, e é determinado pela equação 35:

$$J_v = \sum \frac{1}{S_i} \quad (35)$$

Onde, J_v é o somatório do número de descontinuidades por unidade de comprimento para o conjunto de famílias; S_i é o espaçamento das diaclases em metros para a referida família de diaclases. Os pesos associados aos parâmetros citados estão representados no Anexo VI.

3.3.2. Classificação de *Geological Strength Index* (GSI)

O índice GSI foi desenvolvido inicialmente por Hoek *et al.* (1994), e é parte integrante do critério de rotura de Hoek e Brown. O GSI é um índice que permite estimar as propriedades mecânicas dos maciços rochosos através da observação visual de dois dos principais fatores condicionantes de um maciço rochoso, ou seja, a estrutura e as condições das descontinuidades (Wyllie e Mah, 2004). O resultado desta análise pode ser obtido através de um ábaco proposto por Hoek e Marinos (2000) como mostrado na Figura 38 e é dado em intervalos de valores.

O valor de GSI pode ser definido através de uma correlação com o valor de classificação RMR que é apresentada na equação 36, esta última só é aplicada nos maciços rochosos de melhor qualidade, e não faz sentido a sua utilização nos maciços de baixa qualidade e heterogêneos com $GSI < 35$ (Marinos *et al.*, 2005).

$$GSI = RMR - 5 \text{ (para } RMR \geq 23) \quad (36)$$

A classificação da qualidade do maciço rochoso determinada segundo os valores do GSI, é apresentada na Tabela 26.

Tabela 26 - Classe do maciço rochoso determinado a partir do GSI (adaptado de Hoek, Kaiser e Bawden, 1995).

Valor de GSI	< 20	21 - 35	36 - 55	56 - 75	76 - 95
Qualidade do maciço rochoso	Muito baixa	Baixa	Razoável	Bom	Muito bom

O critério de Hoek-Brown também permite determinar os valores do módulo de deformabilidade (equações 37 e 38) e do coeficiente de *Poisson* (equação 39) do maciço rochoso aplicando as seguintes fórmulas (Hoek *et al.*, 2002).

- Para $\sigma_c \leq 100$ MPa

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \times 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (37)$$

- Para $\sigma_c > 100$ MPa

$$E_m(GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \times 10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (38)$$

Onde, E_m é o módulo de deformabilidade em GPa, σ_c é a Resistência à compressão uniaxial da rocha intacta, GSI é o *Geological Strength Index*, D é um fator que depende da perturbação que o maciço rochoso apresenta devido à ação de explosivos e do relaxamento de tensões.

$$v = 0,32 - 0,15 \times \left(\frac{GSI}{100}\right) \quad (39)$$

Onde, v é o Coeficiente de *Poisson*.

3.3.2.1. Determinação dos parâmetros de resistência para caracterização do maciço rochoso

3.3.2.1.1. Critério generalizado de rotura de *Hoek-Brown*

Em relação à resistência do maciço rochoso, Hoek *et al.* (2002) propôs o critério de rotura não linear de Hoek e Brown devido às dificuldades em determinar as forças existentes no maciço rochoso. Este método foi inicialmente desenvolvido para permitir uma estimativa inicial da resistência de maciço rochoso em projetos de escavação

subterrânea. Posteriormente sofreu modificações que tornaram possível a sua aplicação em taludes rochosos, sob a condição do maciço poder ser considerado como homogêneo e isotrópico (composto por rocha intacta ou estar intensamente fraturado) (Hoek e Marinos, 2007). Para determinar a resistência dos maciços rochosos, estabeleceu-se o Critério Generalizado de Hoek – Brown (2002), o qual define uma sequência de cálculo recomendados para a aplicação do critério de rutura e a determinação dos parâmetros de ângulo de atrito e da coesão, que são usados na análise de estabilidade de taludes, designadamente em vários programas informáticos de geotecnia (Wyllie e Mah, 2004). O que é atualmente conhecido como Critério de Rotura de Hoek-Brown Generalizado, pode ser expresso pela equação 40. Este critério correlaciona a tensão principal maior (σ_1) e a tensão principal menor (σ_3) com os parâmetros característicos do maciço rochoso.

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (40)$$

Onde, σ'_1 é a tensão principal maior; σ'_3 é a tensão principal menor, σ'_{ci} é a resistência à compressão uniaxial da rocha intacta e a e m_b são constantes do maciço rochoso. Os parâmetros m_b , s e a são constantes do material que são dependentes da natureza do maciço rochoso. Estes parâmetros são diretamente relacionados com o sistema de classificação GSI, com o grau de perturbação do maciço rochoso devido a desmonte a fogo que está relacionado com o parâmetro D , e pela constante do material referente à rocha intacta, m_i . As equações para definição das constantes m_b , s e a são apresentadas respetivamente nas equações 41, 42 e 43. Para a rocha intacta as constantes são definidas como $s = 1,0$, $a = 0,5$ e $m_b = m_i$.

$$m_b = m_i \times e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14 \times D} \right)} \quad (41)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3 \times D}} \quad (42)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \times \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right) \quad (43)$$

Onde, m_b é o valor reduzido da constante do material intacto m_i , S e a são constantes do maciço rochoso, GSI é o Índice de resistência geológica, m_i é um valor constante da rocha intacta e D é o fator que depende da perturbação que o maciço rochoso apresenta com os processos de desmonte. O valor do parâmetro D varia entre 0 e 1, sendo 1 para

maciços altamente perturbados e 0 para maciços sem perturbação (Hoek et al., 2001). O parâmetro m_i refere-se à natureza da rocha intacta e a forma mais aconselhável para a sua determinação é através da realização de ensaios triaxiais. Quando na ausência de ensaios a constante m_i pode ser estimada de acordo com valores típicos sugerido por Hoek (2001).

3.3.2.1.2. Critério de Mohr – Coulomb

A partir das constantes definidos do Critério de Hoek-Brown é possível calcular os valores dos parâmetros da resistência de Mohr – Coulomb. A coesão e o ângulo do atrito são obtidos através das seguintes equações (Hoek et al., 2002)

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \quad (44)$$

$$c = \frac{\sigma_{ci}[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}](s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1})/((1+a)(2+a))}} \quad (45)$$

Sendo, ϕ é o ângulo do atrito, c é a coesão, σ_{3n} é a tensão máxima $\sigma_{3máx}$ dividida pela resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso. O valor de σ_{3n} para taludes pode ser estimado pela equação 46 proposta por Hoek et al. (2002).

$$\frac{\sigma'_{3max}}{\sigma'_{cm}} = 0,72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0,91} \quad (46)$$

Onde, γ é o peso específico da rocha, H é a altura do talude, σ'_{cm} é a resistência à compressão uniaxial do maciço rochoso, $\sigma_{3máx}$ refere-se ao limite superior da faixa da tensão, m_b é o valor reduzido da constante do material intacto m_i e S e a são os valores constantes do maciço rochoso.

Os critérios de resistência permitem determinar os valores máximos para os quais um material pode estar submetido, sem comprometer a sua integridade, ou seja, sem sofrer deformação ou rutura (Hoek, 2002).

Atualmente existem programas informáticos como o RocLab V1.0 e o RocData V5.0, ambos da empresa *Rocscience*, que são baseados nos trabalhos de Hoek – Brown (1988), Hoek (1990, 1994), e Hoek et al. (2002), e que realizam os cálculos citados para a determinação dos parâmetros de resistência do maciço rochoso e geram de forma expedita os gráficos relacionados.

3.4. Fatores condicionante da estabilidade de taludes em Maciço Rochosos

De acordo com Hoek e Bray (1981), as descontinuidades presentes no maciço têm grande influência sobre a sua estabilidade. Quando as descontinuidades são verticais ou horizontais, o maciço romperá provavelmente por fratura da rocha intacta. Porém, quando há descontinuidades mergulhando em direção à face do talude em ângulos entre 30° e 70° pode haver planos preferenciais para situações de escorregamentos. Os principais tipos de instabilidades encontrados em taludes rochosos são deslizamentos, tombamentos e quedas.

A estabilidade de um talude é condicionada por fatores geométricos (pendor e altura), fatores hidrogeológicos (ocorrência de água), fatores geológicos (zonas de anisotropia e de fracturação no talude) e fatores geotécnicos relacionados com as características mecânicas do maciço (deformação e resistência). Quando combinados, são estes os fatores que podem determinar a possível ocorrência da rotura de uma ou várias superficiais, originando instabilidades.

Segundo Vallejo *et al.* (2002), definem-se dois tipos de fatores que influenciam a instabilidade de taludes: fatores condicionantes e fatores desencadeadores. Os primeiros referem-se aos fatores hidrogeológicos, geológicos e geotécnicos, e caracterizam-se por serem intrínsecos aos materiais naturais. Os fatores desencadeadores são fatores externos ao maciço que modificam as suas características, condições de equilíbrio e propriedades dos taludes.

3.5. Tipos de Mecanismo de Rotura

Em taludes rochosos, os diferentes tipos de rotura são determinados pelo grau de fraturação do maciço rochoso e pela direção e distribuição das descontinuidades presentes no talude. A estabilidade é definida pelas descontinuidades e pelos parâmetros de resistência da matriz rochosa. No maciço rochoso resistente, a condição da superfície de rotura é determinada pelas descontinuidades, enquanto no maciço rochoso formado principalmente por rocha branda, a matriz rochosa desempenha um papel decisivo no mecanismo de geração e rotura dessas superfícies (Vallejo *et al.*, 2002).

Os tipos de rotura mais frequentes nos maciços rochosos são a rotura planar, rotura em cunha, toppling e queda de blocos, podendo também ocorrer a rotura circular.

Com base nas observações realizadas na área de trabalho, considerou-se a instabilidade ou rotura mais provável de ocorrer nos taludes em estudo, as roturas por cisalhamento de tipo rotacional/circular e as quedas de blocos.

3.5.1. Rotura Circular

A rotura circular pode ocorrer em maciços rochosos brandos pouco competentes e em maciços muito alterados ou com elevado nível de fraturação. Estes materiais normalmente apresentam um comportamento isotrópico em que os planos de descontinuidade não controlam o comportamento mecânico, comportando-se o maciço como um solo (Vallejo, 2002). Segundo Hoek (1987), uma fraturação de espaçamento reduzido, com pressões intersticiais elevadas, com um grau de alteração elevado no caso dos maciços rochosos, pode originar este tipo de movimento. Neste tipo de instabilidade, a superfície de rotura assume uma forma com a concavidade voltada para cima (Figura 26).

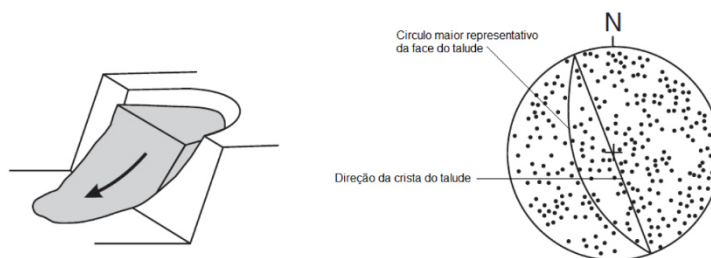


Figura 26 – Esquema representativo da rotura circular e projeção estereográfica típica das descontinuidades neste tipo de taludes (adaptado de Wyllie e Mah, 2004).

3.5.2. Quedas de blocos

As quedas são caracterizadas por serem roturas superficiais que surgem em taludes de maciço rochoso e em que uma parte considerável da movimentação ocorre em queda livre, podendo também verificar-se movimentos que podem ser de salto, rolamento ou deslizamento no talude ou encosta (Figura 27). As quedas de material, verificam-se devido à vegetação existente que provoca mudanças nas forças atuantes, devido à infiltração de água das chuvas, erosão do terreno relacionada com a precipitação intensa, situações de congelamento/descongelamento, degradação química do bloco, crescimento das raízes da vegetação, e ação de ventos fortes (Hoek, 2007, Vallejo et al., 2002).

Num desprendimento de blocos, o fator mais importante que controla a sua trajetória de queda é a geometria do talude, principalmente a inclinação da face

(Ritchie, 1963; Hoek, 2007). Entre outros fatores que também influenciam a trajetória dos blocos temos a sua dimensão e forma, o coeficiente de atrito da superfície do maciço rochoso e a possibilidade de fragmentação do bloco no momento de impacto com a face do talude, mas são fatores menos relevantes do que a geometria do talude ou o coeficiente de restituição.

Os maciços rochosos com as superfícies muito regulares e lisas são considerados mais perigosos, porque não retardam qualquer tipo de movimento na queda de blocos, deve assinalar-se que naqueles em que existe a presença de algum tipo de vegetação, conseguem diminuir a velocidade de queda dos blocos e absorver a sua energia. Esta característica que retarda o movimento dos blocos na superfície dos taludes designa-se como coeficiente de restituição, que é parte integrante dos vários modelos de simulação das trajetórias das quedas de blocos. As variáveis que influenciam na escolha das medidas de segurança para as situações de queda de blocos rochosos são: a distância a ser percorrida, o peso do bloco, a velocidade e a energia do bloco durante a queda (Giani, 1992).

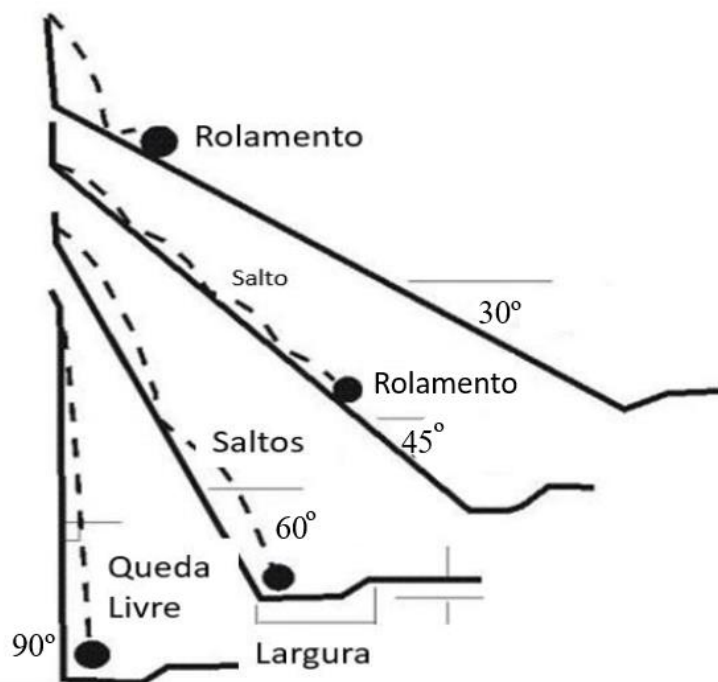


Figura 27 - Tipos de movimento ao longo de uma queda de blocos por influência da inclinação de talude (adaptado de Ritchie, 1963).

3.6. Análise da estabilidade de taludes em maciço rochoso

A análise da estabilidade de taludes em maciços rochosos consiste numa avaliação que permite a definição da possibilidade de ocorrência de rutura do maciço em taludes naturais ou de escavação, mediante a determinação de um coeficiente de segurança (F.S.). Esta análise permite definir a geometria do talude e as forças externas que devem ser aplicadas. Uma vez que os taludes são instáveis, a análise permite estabelecer medidas corretivas ou de estabilização adequadas de forma a evitar novos movimentos do talude (Vallejo, 2002).

De acordo com Eberhardt (2003), geralmente, os principais objetivos das análises de estabilidade de taludes rochosos são: determinar as condições de estabilidade do talude; investigar possíveis mecanismos de rotura; definir a sensibilidade ou suscetibilidade do talude a vários mecanismos desencadeadores; testar e comparar possíveis opções de contenção; e projetar taludes escavados ideais em termos de segurança, fiabilidade e economia.

Segundo Ping Zou et al. (2019), o fator de segurança é um valor constante muito importante na avaliação da estabilidade de um talude. No geral, após considerar os parâmetros geotécnicos, hidrogeológicos, em minas, o fator de segurança mínimo a considerar deve ser:

Normal: $[K] = 1,15$, com ação sísmica: $[K] = 1,05$.

Se o fator de segurança estimado é superior, $FS > [K]$, o talude representa condição estável; se $1 < FS < [K]$, o talude é geralmente estável, quando $FS < 1$, a condição do talude é instável.

No entanto, de acordo com a *Canadian Geotechnical Society* (1992), os valores de fator de segurança mínimos para a exploração mineira, são em média de 1,3 como se pode verificar na Tabela 27.

Tabela 27 - Valores de fator de segurança mínimo proposto por Canadian Geotechnical Society, 1992 (adaptado de Wyllie e Mah., 2004).

Categoria	Fator de Segurança
Escavações	1,3 - 1,5
Estrutura de contenção e escavações	1,5 - 2,0
Fundações	2,0 - 3,0
Mineração	1,2 - 1,4

3.7. Caso de Estudo – Caracterização Geotécnica de um talude de uma pedreira de gesso localizada em Avarela (Óbidos)

3.7.1. Enquadramento Geográfico

A Pedreira de gesso de Avarela localiza-se no concelho de Óbidos, pertencente ao distrito de Leiria, e tem como coordenadas geográficas de Latitude: 39°22'37.80"N e Longitude: 9° 9'21.12"O (Figura 28).

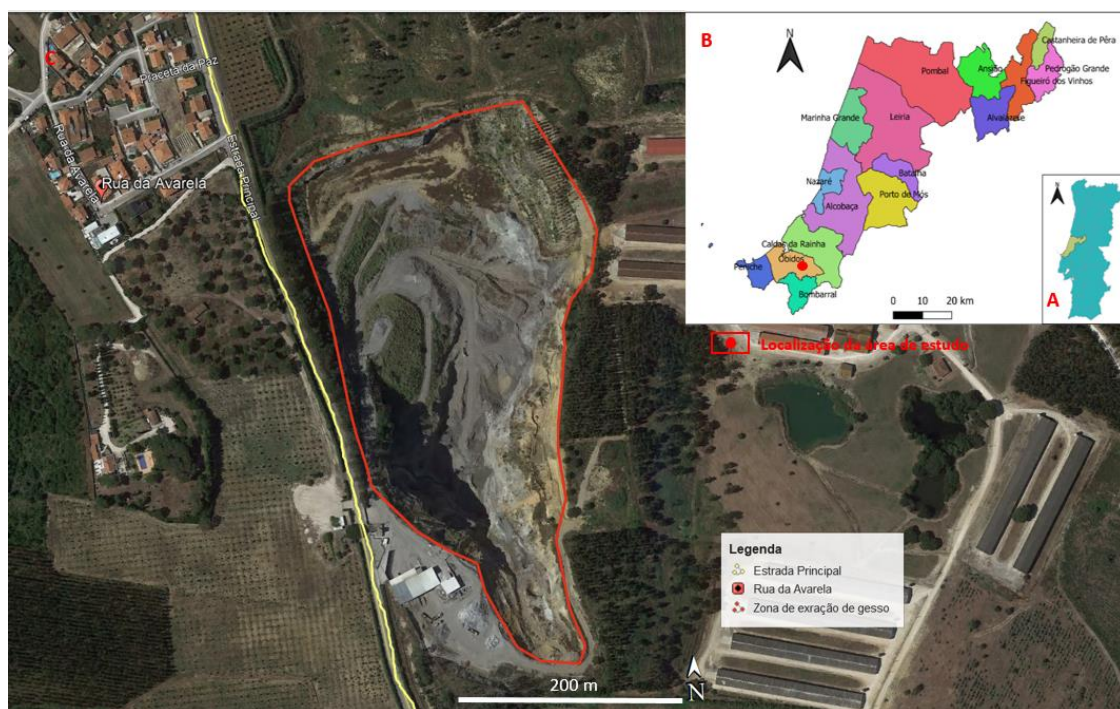


Figura 28 - Localização da área de estudo. A pedreira em estudo é delimitada pela linha vermelha. (A – Mapa de Portugal; B – Mapa do distrito de Leiria; e C – Mapa da área de estudo (Google Earth, 2018)).

3.7.2. Enquadramento Geológico Regional

A pedreira de gesso de Avarela encontra-se num contexto geológico relacionado com a evolução das bacias meso-cenozóicas portuguesas, inserindo-se na Orla Mesocenozóica Ocidental, conhecida como Bacia Lusitânica, que corresponde a uma depressão alongada com direção NNE-SSW, cuja abertura coincide com os primeiros estádios da abertura do Atlântico. Esta bacia é limitada a leste pela falha Porto-Coimbra-Tomar, que a separa do Maciço Hespérico, e a oeste por um *horst* hercínico, incorporado atualmente pelos granitos e rochas metamórficas do arquipélago das Berlengas. O bordo

sul é limitado pela falha da Arrábida, existindo a norte o confinamento com a Bacia do Porto (Kulberg *et al.*, 2006).

Na região verifica-se a presença de sedimentos depositados a partir do Triásico que apresentam uma espessura máxima de 5 km, sendo o Grupo de Silves o mais antigo do conjunto sedimentar. As formações do Jurássico são constituídas por uma sequência essencialmente carbonatada, com alternâncias de calcários, margas, calcários margosos e calcários dolomíticos, sendo que o Cretácico apresenta séries detríticas e carbonatadas. Superiormente encontram-se os sedimentos Cenozóicos, formados essencialmente por depósitos detríticos (Ribeiro *et al.*, 1979).

3.7.3. Enquadramento Geologia Local

A área do concelho de Óbidos é caracterizada fundamentalmente por terrenos sedimentares de natureza carbonatada e detrítica, formados a partir do Jurássico inferior, pertencendo estrutural e estratigraficamente à área normalmente designada por Vale Tifónico das Caldas da Rainha. A pedreira de gesso de Avarela localiza-se na área abrangida pela Folha 26-D (Caldas da Rainha) da Carta Geológica de Portugal Continental à escala 1:50.000, e enquadra-se no Complexo de Dagorda – Margas e Calcários (J^{1}_{ab}), de idade Jurássica inferior (Hetanginao-Retiano) (Figura 29). Esta formação é constituída por margas, argilas salíferas, areias e por margas gessosas avermelhadas, por vezes acinzentadas ou esverdeadas, fortemente enrugadas com intercalações de calcários margosos e dolomíticos. A Formação (J^{1}_{ab}) pode constituir alinhamentos de cabeços no vale tifónico de Caldas da Rainha.

O complexo de Dagorda é coberto por formações do Pliocénico (Figura 30), de acordo com Zbyszewski e Almeida (1960) estas são constituídas por areias com clastos rolados e grés argiloso, lentículas de cascalheiras roladas e lentículas de argilas, mais ou menos micáceas, intercaladas com areias e grés, por vezes ferruginoso, que passam superiormente a depósito de praia (atribuídos ao Vilafranquiano), diatomitos e lignitos. Esta formação é designada por Complexo Astiano de Nadadouro e Águas Santas e Camadas Vilafranquianas com lignitos e diatomitos de Rio Maior, e constitui o principal material de preenchimento do vale tifónico, onde assenta sobre o complexo evaporítico hetangiano.

Na área da Pedreira e nas zonas adjacentes ocorrem Filões de Rochas Vulcânicas, estes apresentam orientação variável e na forma de chaminés que atravessam o Complexo de Dagorda. Na pedreira, estas formações correspondem a domos Doleríticos de ordem da dezena de metros cúbicos e apresentam-se bastante

alterados, sendo constituídos por albite sericitizada e epidotizada, verificando-se a inexistência de augite, enquanto a olivina mostra alteração total para boulingite com fendas preenchidas por lamelas de hematite.

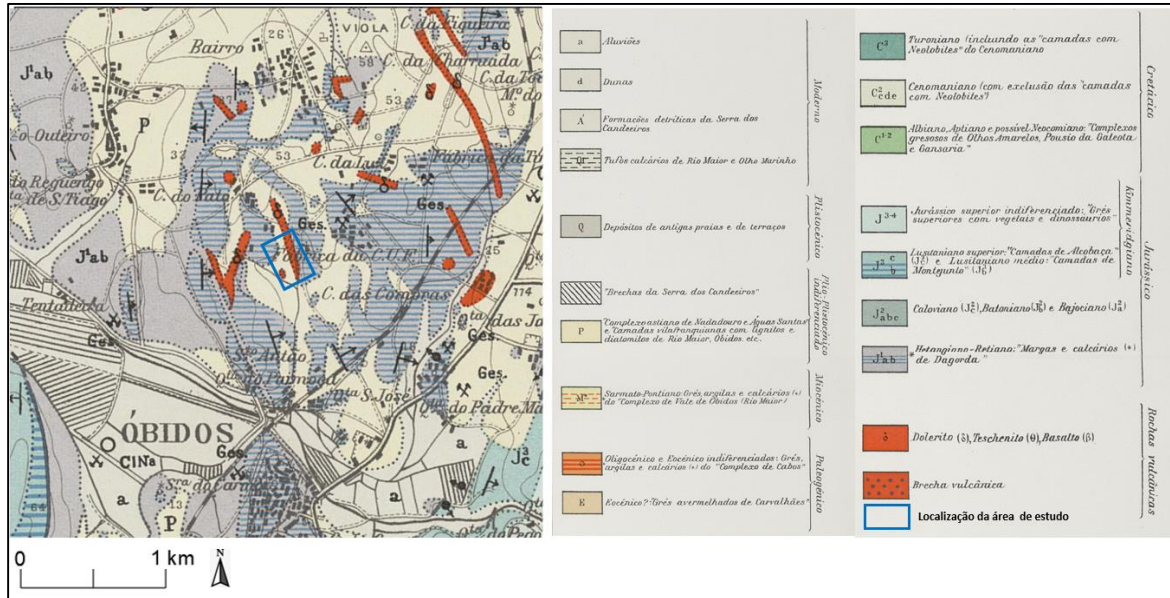


Figura 29 - Localização da área de estudo (retângulo de cor azul) sobre extrato da Folha 26-D da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000. (Zbyszewski e Almeida, 1960)



Figura 30 - Talude de pedra constituído por Formação Pliocénica sobre o maciço constituído por gesso.

A partir da observação realizada no campo, constatou-se que a estrutura das massas do gesso apresenta-se muito dobrada e cisalhada, induzindo a existência de bandas anóxicas e outras oxidadas. A massa do gesso possui um comportamento dúctil, sendo possível observar que o maciço rochoso da pedra se apresenta muito deformado. Verifica-se que o gesso ocorre em massas e em corpos lenticulares no meio das litologias arenoargilosas, e em algumas zonas é intersectado por camadas carbonatadas. O gesso apresenta uma estrutura granular do tipo sacaroide de cor branca ou de cor cinzenta, neste último caso devido à presença de matéria orgânica. Por vezes, também ocorre gesso fibroso a preencher algumas fraturas e cristais do gesso (Sogerela, 2014).

3.7.4. Tectónica e Sismicidade

Do ponto de vista tectónico, a estrutura regional do local de estudo enquadra-se numa área afetada pela tectónica associada ao diapiro das Caldas da Rainha. O vale tifónico das Caldas da Rainha, tem a sua origem relacionada com a existência de falhas profundas que perturbam o soco varisco e com duas direções predominantes, designadamente NNE-SSW a N-S e ENE-WSW a E-W, foi constituído posteriormente à deposição das areias com lignites e diatomitos do Pliocénico, tendo estes depósitos sido preservados no interior da depressão (Cabral, 1995) (Figura 31). Devido aos acidentes tectónicos da região formaram-se o início de terrenos gesso-salíferos do Jurássico inferior, cujo maior desenvolvimento pode ser observado no núcleo do vale tifónico de Caldas da Rainha.

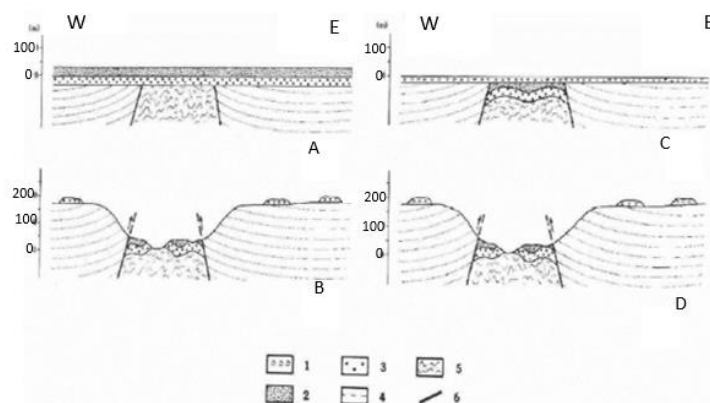


Figura 31 - Dois modelos possíveis da formação do Vales Tifónicos da Orla Ocidental: **1** – Areias azoicas constituídas por pequenos calhaus rolados de idade Pliocénico terminal (-2/-1,6 Ma?); **2** – Sedimentos argilo-arenosos, lignitises e diatomíticas (Pliocénico superior, -3/-2,3 Ma?); **3** – areias marinhas fossilíferas (Pliocénico superior, -3,5/-2,7 Ma); **4** – formações mesozoicas encaixantes, composto predominantemente pelos calcários de Jurrásico; **5** – Margas gipsíferas e salíferas dos núcleos diapíricos (Liásico inferior); **6** – falha de bordo do diápiro, com a direção de movimentos segundo a inclinação indicada pelas setas (Cabral, 1995 in Catarina L.A.,2014). (adaptado de Guerreiro, 2014)

As zonas sísmicas em Portugal Continental, apresentam os valores da aceleração máxima de referência a_{gR} para as várias zonas sísmicas e os dois tipos de ação sísmica a considerar são os indicados na Tabela 28.

Tabela 28 - Aceleração máxima de referência a_{gR} (m/s²) nas várias zonas sísmicas (NP 1998-1).

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	--	--

O EC8 (NP EN 1998-1, 2010) considera os mesmos cenários de sismo génese que os considerados pelo Regulamento de Segurança e Ações para Edifícios e Pontes (RSA): sismo afastado (interplaca) tipo 1 e sismo próximo (intraplacas) tipo 2. O zonamento proposto para estes dois cenários é diferente. O zonamento teve em conta estudos recentes de avaliação da perigosidade sísmica.

Segundo o EC8 (NP EN 1998-1, 2010) norma, a área em estudo está localizada na zona sísmica 1.5, com uma aceleração máxima de referência de 0,6 m/s², para o tipo 1. No caso da ação sísmica se tratar do tipo 2, corresponde à zona 2.3, com a aceleração máxima de 1,7 m/s².

3.7.5. Hidrogeologia e Características do Clima

Do ponto de vista hidrogeológico, o local em estudo pertence ao Sistema Aquífero de Caldas da Rainha – Nazaré (O33), da unidade Hidrogeológica Orla Ocidental e da Bacia Hidrográfica de Ribeiras do Oeste (Almeida et al., 2000). Este sistema aquífero tem uma área de 166 km², de características multicamada, livre a confinado, efetuando-se a recarga a partir da precipitação ou através de linhas de água. A massa de água deste sistema aquífero é constituída pelos depósitos que preencheram o vale tifónico das Caldas da Rainha. Em relação à estratigrafia e litologia, as formações aquíferas deste sistema são de idade pliocénica e assentam, sobre o complexo evaporítico hetangiano, cobertas em alguns locais por depósitos aluvionares e, na superfície aplanada de Olho Marinho, por tufos calcários. Segundo Cabral (1995), a formação da base é constituída por areias marinhas fossilíferas do Pliocénico superior, que assentam sobre a Formação de Dagorda. As espessuras desta formação variam entre 20 m a 30 m, enquanto a

espessura máxima da formação Dagorda é aproximadamente 150 m e em termos médios é de 70 m.

O clima em Óbidos é caracterizado como quente e temperado. Nos meses de Verão a temperatura média é de 20,6 °C. No inverno as temperaturas são mais baixas, com uma temperatura média de 11,1 °C (Figura 32). O verão é a estação do ano com uma menor pluviosidade. A média anual de pluviosidade é de 630 mm (Figura 33).

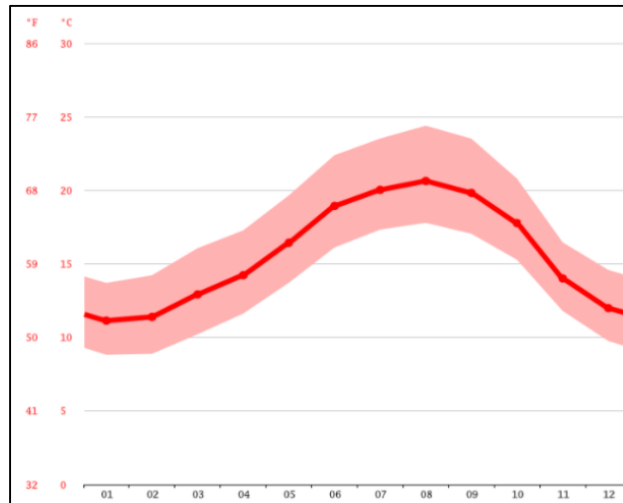


Figura 32 - Temperaturas médias anuais em Óbidos ao longo dos meses do ano, (climate-data.org, (2021).

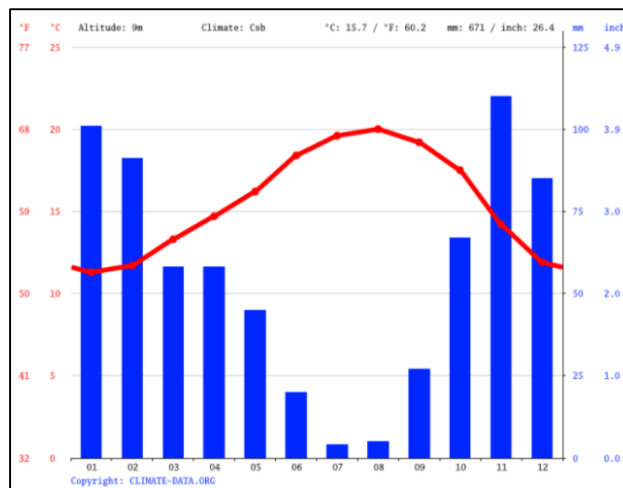


Figura 33 - Precipitação média em Óbidos, ao longo dos meses do ano, adaptada de climate-data.org, (2021).

Nos dois taludes da pedra em estudo, embora nenhuma exurgência de água tenha sido observada, existem algumas zonas onde a vegetação tem uma maior abundância, o que leva a considerar que o seu desenvolvimento está relacionado com a existência de uma maior humidade.

3.8. Análise dos resultados de caracterização geológica e geomecânica

No âmbito deste trabalho foram efetuadas saídas de campo à pedreira de gesso em Avarela. Foi inicialmente realizada uma avaliação visual por todo o talude da pedreira, identificando os possíveis instabilizações de taludes e que necessitavam de intervenção, foi efetuada a recolha de amostras de blocos representativas e procedeu-se à sua caracterização laboratorial, tendo-se realizado ensaios de identificação mineralógica, ensaios de determinação da massa volúmica aparente e porosidade aberta, ensaio de desgaste em meio aquoso, estimativa da resistência à compressão uniaxial através do martelo de Schmidt e o ensaio de resistência à carga pontual. Os procedimentos dos ensaios são descritos previamente na secção 3.2. As amostras ensaiadas foram preparadas em provetes irregulares.

Neste estudo foram escolhidas duas zonas de taludes para analisar as suas instabilidades. Durante o trabalho de campo, devido a questões de segurança, existiu alguma dificuldade em efetuar o levantamento geológico e geotécnico das descontinuidades, visto que as zonas estudadas correspondem a taludes declivosos e altos, destacando-se que o maciço rochoso é praticamente homogéneo nos dois taludes. Assim sendo os parâmetros das descontinuidades como: espaçamento, persistência, abertura, rugosidade, enchimento, estado de alteração das paredes de descontinuidade foram quantificados mediante observações visuais. Foram seguidas as recomendações propostas pela ISRM (1978, 1981) e por Bieniawski (1989).

O valor do índice RQD, normalmente obtido a partir de testemunhos de sondagens, no entanto na ausência destes, foi determinado através das equações proposta por Hudson e Harrison (1997) e Palmstrom (1982), que estabelecem correlação entre o espaçamento entre as descontinuidades e o valor de RQD, conforme descrito posteriormente na secção 3.8.2.1.

O valor da resistência do material utilizado como parâmetro da classificação de RMR, foi determinado no Laboratório de Geotecnia do DCT a partir da utilização do esclerómetro tipo L, segundo as recomendações da ISRM (2015), considerando-se o valor de R e também a massa volúmica da amostra, determinando-se deste modo o valor da resistência à compressão uniaxial.

Para a definição dos parâmetros geomecânicos a serem utilizados na análise de estabilidade realizaram-se ensaios laboratoriais com amostras recolhidas como referido anteriormente, recorrendo-se também aos dados do levantamento geológico-geotécnico

e à definição dos parâmetros de classificação do maciço considerados no sistema classificativo RMR e no GSI.

3.8.1. Ensaios de caracterização

No presente estudo foram recolhida na Pedreira, três tipos distintos do material de gesso (Figura 34) a utilizar na determinação das propriedades físicas e mecânicas no laboratório. Amostras de gesso tabular de cor esbranquiçada designada por gesso puro (GAV1), amostras do gesso tabular de cor acastanhada com matéria orgânica (GAV2) e amostras do gesso lamelar e compacta com dolomite de cor escura e com veios de cristais de calcite com dimensão milimétrica (GAV3).

Os resultados dos ensaios apresentados a seguir foram realizados nos Laboratórios de Geoquímico e de Raios-X para identificação dos minerais e de Geotecnia para ensaios de caracterização física e mecânica, ambos são de Departamento de Ciências da Terra da FCTUC.



Figura 34 - Três tipos de diferentes amostras do gesso de Avarela estudada.

3.8.1.1. Identificação mineralógica através da Difração de Raios-X

A partir da análise de Difração de Raios-X de três amostras foram obtidos três difratogramas distintos que são apresentados no Anexo VII. Estes resultados indicam que a amostra do gesso tabular (GAV1) é constituída essencialmente pelo mineral gesso – $[\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$, e a amostra do gesso GAV2 é composta por: gesso – $[\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}]$, dolomite – $[\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2]$, calcite – $[\text{CaCO}_3]$, pirite – $[\text{FeS}_2]$ e hoelite? – $[\text{C}_{14}\text{H}_8\text{O}_2]$. A

amostra GAV3 é constituída pelos seguintes minerais: dolomite – $[CaMg(CO_3)_2]$, quartzo – $[SiO_2]$, moscovite – $[KAl_2(AlSi_3O_{10})(OH)_2]$ e gesso – $[CaSO_4 \cdot 2H_2O]$.

Comparando as 3 amostras, o gesso tabular 1 (GAV1) considerando como gesso puro, o gesso tabular 2 (GAV2) apresenta para além de gesso também matéria orgânica e o gesso lamelar e compacta 3 (GAV3) inclui também o mineral dolomite.

3.8.1.2. Massa Volúmica Aparente e Porosidade Aberta

Os ensaios de caracterização física dos materiais estudados GAV1, GAV2 e GAV3 foram submetidas às temperaturas 70 °C e 105 °C, e as amostras ensaiadas foram 10 provetes irregulares para cada litotipo. Os resultados médios, valor mínimo, valor máximo e desvio padrão obtidos da massa volúmica aparente (MVA), as porosidades abertas(n) encontram-se na Tabela 29 a seguir.

Tabela 29 - Resultados médios de Massa Volúmica Aparente (MVA) e porosidade aberta (n).

Amostra	T (°C)	MVA				n		
		média (kg/m ³)	média (g/cm ³)	Mínimo - máximo (g/cm ³)	Desvio padrão	Média (%)	mínimo - máximo (%)	Desvio padrão
GAV1	105 °C	1916,76	1,92	1,87 -1,96	0,03	36,96	33,10 - 40,95	2,75
GAV2		2075,20	2,08	1,91 -2,28	0,09	30,20	25,13 - 37,54	4,37
GAV3		2545,36	2,55	2,49 -2,58	0,03	9,65	8,13 - 11,45	1,06
GAV1	70 °C	2255,02	2,26	2,20 - 2,33	0,34	3,52	1,56 - 5,72	1,29
GAV2		2242,21	2,24	2,18 - 2,32	0,05	6,49	1,03 - 10,11	3,37
GAV3		2660,51	2,66	2,61 - 2,69	0,02	5,43	4,79 - 6,45	0,59

Da Tabela 29, verifica-se que para o ensaio realizado com a temperatura 105 °C, os valores médios das MVA e porosidade variam, respetivamente, entre 1916,76 kg/m³ a 2545,36 kg/m³ e de 9,65% a 36,96%. Analisando a Figura 35 das três amostras dos ensaios realizados com a temperatura de 105 °C, a amostra GAV3, que tem uma maior quantidade de dolomite, apresenta a maior MVA e menor porosidade. A amostra que apresenta a menor densidade e maior porosidade é de GAV1 que corresponde ao gesso puro.

Nas amostras que foram ensaiadas à temperatura a 70 °C, verifica-se que se obtiveram os valores médios de MVA e porosidade aberta respetivamente compreende entre 2242,21 kg/m³ a 2660,51 kg/m³ e de 3,52% a 6,49% (Tabela 29).

A amostra com o maior valor de MVA é de GAV3 que corresponde ao gesso com dolomite e menor MVA é de GAV2 (gesso com matéria orgânica). Quanto a porosidade, a amostra GAV2 apresenta o valor maior porosidade e GAV1 exhibe o menor valor de porosidade.

Visto que nos ensaios realizados a temperatura 70 °C, o valor médio da MVA das amostras GAV1 é ligeiramente superior à de GAV2, sendo que a porosidade das primeiras é inferior às da segundas, isto devido aos provetes 3, 6 e 8 da amostra GAV2 constituem pouca matéria orgânica e apresentam uma porosidade que variam entre 1,02% e 2,72% e nos restantes provetes apresentam uma porosidade que compreende entre 7,77% e 10,11% portanto a amostra GAV2 apresenta a porosidade inferior da amostra GAV1.

Ao comparar os dois ensaios com diferentes temperaturas utilizadas, registou-se que com uma temperatura de secagem de 105 °C, os valores médios da MVA decrescem relativamente aos valores médios da MVA definidos para uma temperatura de secagem de 70 °C, registando-se uma situação inversa com a porosidade aberta. Uma possível explicação, para as diferenças encontradas, são as eventuais modificações relacionadas com a desidratação de gesso que se podem verificar com a secagem a 105 °C.

Para a classificação dos resultados das amostras ensaiadas com a temperatura de 105 °C, e de acordo com IAEG (1979), a MVA das amostras de GAV1 e GAV2 é considerada como baixa e a porosidade como muito elevada, enquanto a MVA e porosidade da amostra GAV3 é classificada como média. Para os ensaios realizados com a temperatura de 70 °C, segundo a mesma classificação da IAEG (1979), definiram-se as amostras de GAV1 como de MVA média e de baixa porosidade, as amostras de GAV2 apresentaram uma MVA baixa e uma porosidade média, e por último os resultados da GAV3 evidenciaram uma MVA elevada e uma porosidade média.

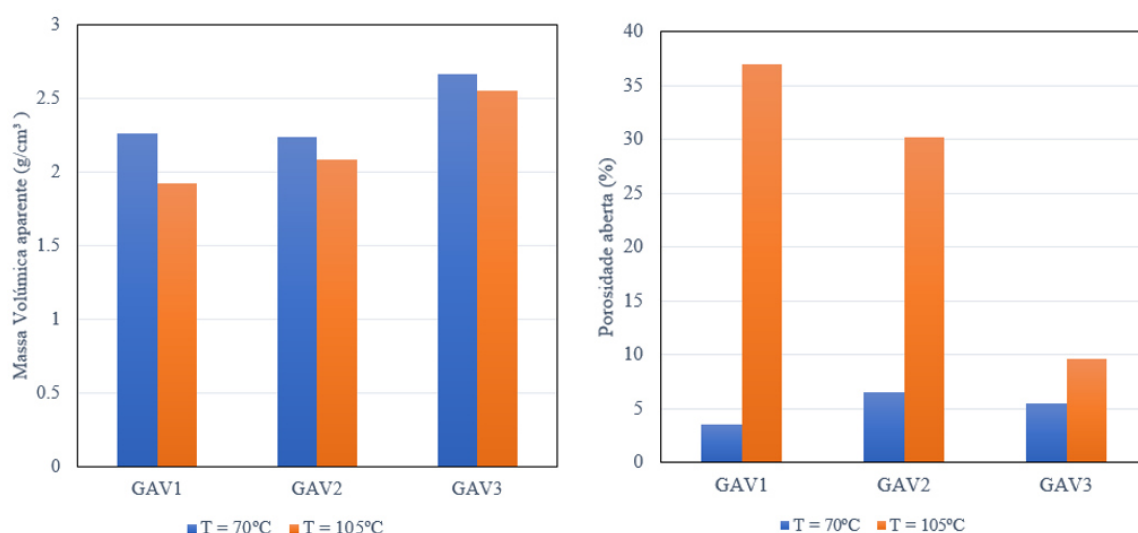


Figura 35 - Massa volúmica aparente (A) e porosidade aberta (B) das amostras previamente secas com temperatura 70 °C e 105 °C.

Segundo os estudos realizados por Bell (1984), Giambastian (2005) e Papadopoulos *et al.* (1994), o gesso apresenta a massa volúmica e a porosidade que variam respetivamente de 2,05 g/cm³ a 2,67 g/cm³ e de 0,9% a 7,1%, o que se verifica para as amostras GAV1, GAV2 e GAV3 ensaiadas à temperatura de 70 °C, mas não para a porosidade das amostras realizada à temperatura de 105 °C, que apresentam valores de porosidade muito superiores.

3.8.1.3. Ensaio de desgaste em meio aquoso (*Slake Durability Test*)

Os valores do Índice de durabilidade (Id) determinados no ensaio de desgaste em meio aquoso, das amostras estudadas são apresentados na Tabela 30.

Na Figura 36, apresenta-se a evolução do Índice de durabilidade de cada amostra em estudo ao longo de três ciclos.

Tabela 30 - Resultados dos ensaios de desgaste em meio aquoso para amostras GAV1, GAV2 e GAV3. Id1 – Índice de durabilidade para o 1º ciclo, Id2 - Índice de durabilidade para o 2º ciclo, Id3 - Índice de durabilidade para o 3º ciclo.

Amostra	Massa seca inicial (g)	Massa seca após 1º ciclo (g)	Massa seca após 2º ciclo (g)	Massa seca após 3º ciclo (g)	Id ₁ (%)	Id ₂ (%)	Id ₃ (%)
GAV1	446,73	0,46	-	-	0,10	-	-
GAV2	431,18	220,16	191,21	149,18	51,06	44,35	34,60
GAV3	542,48	527,88	521,29	516,4	97,31	96,09	95,19

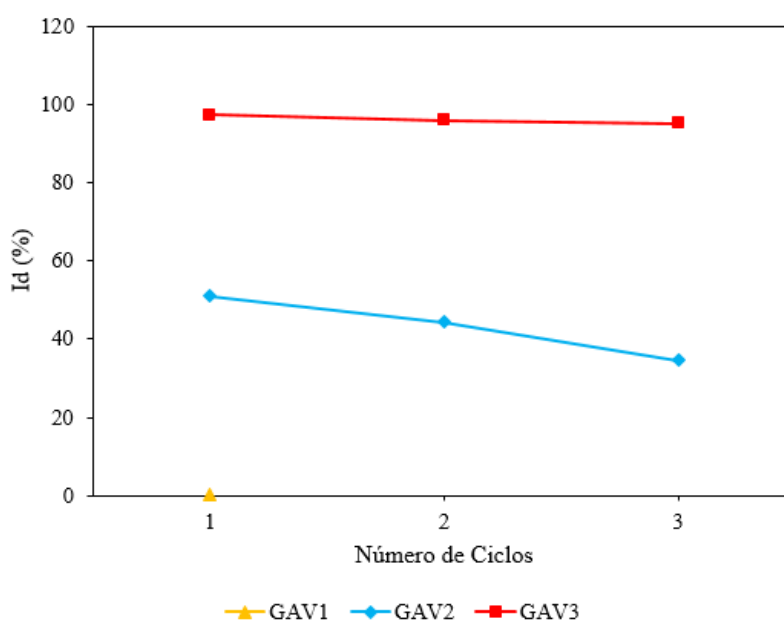


Figura 36 – Variação dos Índices de durabilidade (Id) das amostras de gesso.

Da análise dos resultados apresentados na Tabela 30 e Figura 36, a amostra GAV1 que tem uma maior porosidade apresentou maior perda de material, enquanto que as amostras GAV2 e GAV3 com porosidade médias apresentaram perdas reduzidas de material. Os valores do índice da durabilidade do segundo ciclo das amostras GAV1, GAV2 e GAV3 são de 0 %, 44,35% e 96,09% respectivamente.

De acordo com os estudos realizados por Bell (1984) e Papadopoulos *et al.* (1994), o Id2 do gesso apresenta um valor que varia entre 89,4% e 95%, o que se verificou para GAV3, mas não para as restantes amostras estudadas.

Dos resultados obtidos, segundo a classificação de Gamble (1971), a durabilidade (Id2) de GAV1 é muito baixa, a de GAV2 é baixa e a de GAV3 é elevada.

3.8.1.4. Ensaio de resistência à Carga Pontual

Os ensaios de resistência à carga pontual corrigido foram determinados utilizando 10 provetes irregulares para cada litotipo.

Na Tabela 31 apresenta-se o resumo dos resultados obtidos dos valores média, mínimo, máximo e desvio padrão do ensaio de carga pontual e os valores estimados para a compressão uniaxial (σ_c).

Tabela 31 - Resultados dos valores média do ensaio de carga pontual e de compressão uniaxial (σ_c) das amostras de GAV1, GAV2 e GAV3.

Amostra	Anisotropia	Is ₅₀ (MPa)			Heidari <i>et al.</i> , 2012	ISRM (1981)
		Mínimo - máximo	média	Desvio padrão	σ_c (MPa)	σ_c (MPa)
GAV1	⊥	0,36 – 0,45	0,42	0,03	26	9
GAV2	⊥	0,46 – 1,31	0,76	0,29	27	17
GAV3	⊥	1,87 – 3,21	2,64	0,58	34	58

Da Tabela 31, verifica-se que os resultados dos valores médios de Is₅₀ das três amostras analisadas variam entre 0,42 MPa a 2,64 MPa. A amostra GAV1 apresenta menor valor de Is₅₀ e GAV3 apresenta o maior valor de Is₅₀.

Conforme os trabalhos de Bell (1981, 1984) e de Papadopoulos *et al.* (1994), o gesso apresenta Is₅₀ que varia respectivamente entre 0,2 MPa e 2,4 MPa, o que se verifica para as amostras GAV1 e GAV2, mas não para a amostra GAV3 que apresenta um valor ligeiramente superior. Sendo que este material possui a maior quantidade de dolomite, o que pode explicar a sua maior resistência.

Relativamente aos valores médios da resistência à compressão uniaxial estimados a partir da I_{s50} , as amostras GAV1, GAV2 e GAV3 possuem pela correlação de ISRM (1981), respetivamente, os valores de 9 MPa, 17 MPa e 58 MPa. Enquanto através da correlação proposta por Heidari *et al.* (2012), a resistência à compressão uniaxial das referidas três amostras é, respetivamente, de 26 MPa, 27 MPa e 34 MPa.

Considerando a classificação ISRM (1981), pode classificar-se o I_{s50} das amostras GAV1 e GAV2 como branda, enquanto a GAV3 é considerada como dura.

Pela classificação Bieniawski (1973, 1989), as amostras GAV1 e GAV2 classificaram-se como de baixa resistência e a amostra GAV3 definida resistência intermédia.

3.8.1.5. Determinação da Dureza através do Martelo Schmidt

Este ensaio foi realizado no laboratório realizando 40 medições para cada amostra de dimensões mais elevadas e 10 medições para cada amostra de dimensões mais reduzidas. O resumo dos resultados obtidos para a dureza de Schmidt (R) e a respetiva definição da resistência à compressão uniaxial são apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 - Resultados da dureza de Schmidt e da Resistência à Compressão Uniaxial.

Amostra	Dimensão	Direção (°)	Medições	Dureza de Schmidt tipo L			γ (kN/m ³)	σ_c (MPa)
				R				
				Mínimo - máximo	média	Desvio padrão		
GAV1	Bloco Menor	↓	10	10 – 13	11	1,2	18,84	-
GAV2		↓	10	10 – 13	12	1,41	20,40	17
GAV3		↓	10	18 - 21	20	1,14	25,02	28
GAV1	Bloco Maior	↓	40	14 – 21	17	2,23	22,17	21
GAV2		↓	40	18 – 28	21	3,02	21,97	25
GAV3		↓	40	31,5 – 39,5	35	2,61	26,10	67

Ao observar os valores obtidos de dureza de Schmidt das amostras de menor e maior dimensão na Tabela 32, verifica-se que as amostras de menor dimensão apresentaram valores de R entre 11 a 20. A maior dureza corresponde à da amostra GAV3 e a menor dureza pertence à amostra GAV1. Os valores de σ_c foram obtidos a partir do ábaco de Deere e Miller (1966) apresentado na Figura 37, considerando-se o valor da dureza de Schmidt e o valor da massa volúmica do material rochoso ensaiado. Das três amostras de menor dimensão analisadas, estimaram-se os valores de resistência à compressão uniaxial para GAV2 e GAV3, respetivamente, de 17 MPa e de

28 MPa. Enquanto para GAV1 não foi possível estimar, pois, o valor da massa volúmica é muito baixo e não consta no ábaco anteriormente referido.

Para as amostras de maior dimensão, o valor médio da dureza de Schmidt está compreendido entre 17 e 35. O maior valor de R foi encontrado para GAV3 e o menor foi definido para GAV1. Quanto à resistência à compressão uniaxial que foi obtido a partir do ábaco de Miller (Figura 37), registou-se que para as amostras GAV1, GAV2 e GAV3 obtiveram-se, respetivamente, valores médio de 21 MPa, 25 MPa e 67 MPa. O desvio padrão dos valores médios de R para as amostras de menor e também de maior dimensão apresentaram uma dispersão relativamente reduzida.

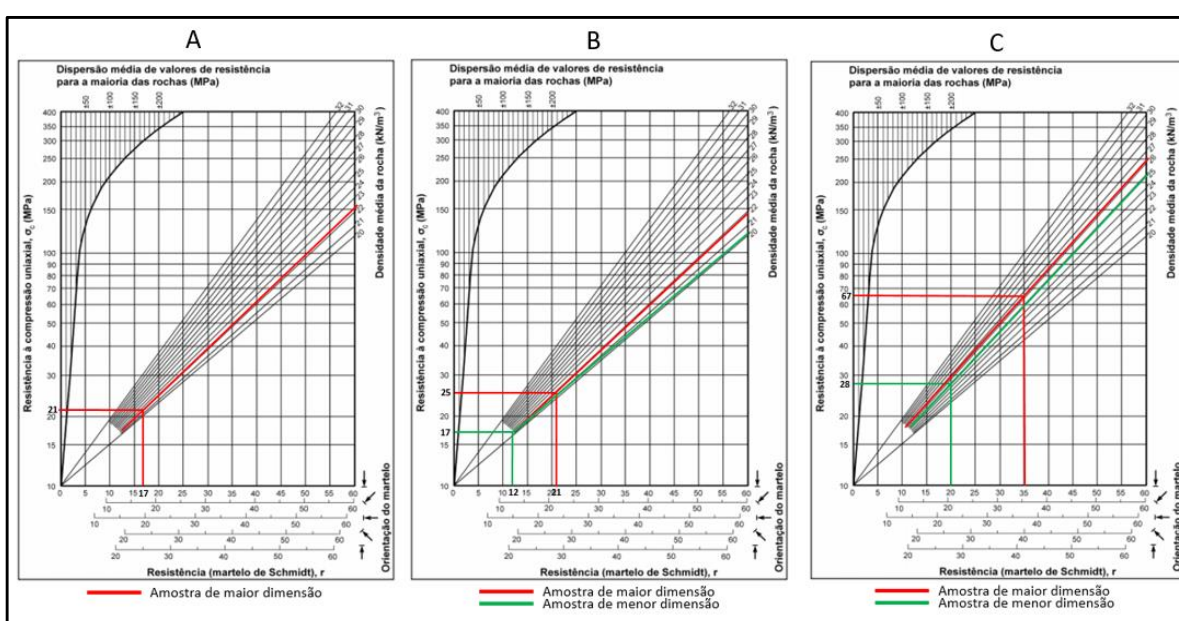


Figura 37 - Determinação da Resistência à Compressão Uniaxial, das amostras de maior e de menor dimensão, através do Ábaco de Miller calculada através da dureza de Schmidt e do peso volúmico: gesso puro (A), gesso com matéria orgânica (B) e gesso com dolomite (C). (Fonte de ábaco de Miller: Lima, 2014).

Da comparação dos valores obtidos com os valores de referência da bibliografia para gesso, segundo os estudos realizado por Bell (1981, 1984), Papadopoulos *et al.* (1994), Giambastian (2005) e Liang *et al.* (2012), constatou-se que o gesso apresenta a dureza de Schmidt que variam entre 11 e 44. Para gessos em estudo registou-se que as amostras de GAV1, GAV2 e GAV3 apresentam valores de dureza no intervalo de valores referenciados pelos autores mencionados.

Para a classificação da σ_c obtida pela dureza de Schmidt, das amostras de dimensão menor, e considerando a classificação da ISRM (1981), registou-se que para as amostras GAV1 não foi atribuída classificação, pois, não foi possível determinar a sua resistência, as amostras GAV2 identificam-se como branda e as amostras GAV3

pertencem à classe de resistência definida como moderadamente dura. Segundo a classificação Bieniawski (1973, 1989), de igual modo não foi possível classificar as amostras GAV1. Quanto às amostras GAV2 classificaram-se como de resistência muito baixa e as amostras GAV3 identificaram-se como de baixa resistência. Tendo em atenção a σ_c para as amostras de maior dimensão obtidas através da dureza de Schmidt, as amostras de GAV1 e GAV2 foram classificadas como de resistência baixa pela classificação Bieniawski (1973, 1989) e como brandas pela classificação da ISRM (1981) e as amostras GAV3 foram consideradas como de resistência média pela classificação Bieniawski (1973, 1989) e como duras pela classificação da ISRM (1981). O valor médio de σ_c destas amostras foram considerados e utilizados como correspondentes à resistência da rocha intacta nas determinações do módulo de deformabilidade.

3.8.1.6. Módulo de deformabilidade

O módulo de deformabilidade da rocha intacta pode ser determinado a partir da equação 47 que foi sugerida por Deere (1968).

$$E_i \text{ (MPa)} = MR \times \sigma_c \quad (47)$$

Através da equação 47 calcula-se o módulo de deformabilidade para as amostras de gesso:

$$GAV\ 1 = 350 \times 21 = 7350 \text{ MPa} = 7,35 \text{ GPa}$$

$$GAV\ 2 = 350 \times 25 = 8750 \text{ MPa} = 8,75 \text{ GPa}$$

$$GAV\ 3 = 350 \times 67 = 23450 \text{ MPa} = 23,45 \text{ GPa}$$

Onde, MR é para o gesso definido como igual a 350. Este valor foi obtido a partir dos valores tabelados sugerido por Hoek e Diederichs (2005) e σ_c é a resistência compressão uniaxial da rocha intacta. Esta relação é útil quando os valores do módulo de deformabilidade da rocha intacta não se encontram disponíveis ou quando as amostras não se encontram em condições para que este parâmetro seja determinado.

De acordo com Bell (1981, 1994), Papadopoulos *et al.* (1994), Giambastian (2005) e Yilmaz e Sendir (2002), o gesso apresenta um valor de módulo de deformabilidade de

0,76 GPa a 36 GPa, o que se verifica para o maciço rochoso em estudo em que o módulo se encontra no intervalo da referenciado.

3.8.2. Classificação do Maciços Rochoso

3.8.2.1. Classificação de Rock Mass Rating (RMR)

RQD (Índice de Qualidade da rocha):

Para a determinação deste parâmetro recorreu-se inicialmente ao cálculo do valor de J_v que foi obtido a partir de uma estimativa baseada no espaçamento e frequência das fraturas que se observam no campo, e seguindo a proposta de Palmstrom (1982) (Figura do Anexo VI). Seguidamente, determinou-se o valor de RQD através da equação 32 proposta por Palmstrom (1987). O valor de J_v para o talude 1 é de 19 e obteve-se assim para o RQD um valor de 52% e para o talude 2 estimou-se o J_v como igual a 17,91 e o valor de RQD calculado foi de 56%.

Na Tabela 33 encontram-se os cálculos do valor de RMR com os pesos atribuídos a cada parâmetro para os Taludes 1 e 2. A Tabela 34 apresenta-se descrição da qualidade do maciço com base nos valores de somatório total de RMR, indicando a classe de qualidade dos respetivos taludes de acordo com Bieniawski (1989).

Foram estimados, em todos os parâmetros das descontinuidades os valores mais conservativos para o cálculo de RMR. Os taludes foram considerados ligeiramente húmidos a secos de acordo com as observações *in situ*, sendo de referir que a influência da água foi igualmente introduzida nas retroanálises relacionadas com a estabilidade dos taludes.

Tabela 33 - Cálculo do índice de RMR para os taludes 1 e 2 (Bieniawski, 1989).

Parâmetros		Valores		
		Talude 1	Talude 2	
1	σ_c (MPa)	40	40	
	Peso	3	3	
2	RQD (%)	52	56	
	Peso	11	11	
3	Espaçamento das descontinuidades	100 – 500 mm	100 - 500 mm	
	Peso	7	7	
4	Condição das descontinuidades	Persistência	1 – 3 m	1 - 3 m
		Peso	4	4
		Abertura	1 – 5 mm	1 - 5 mm
		Peso	1	1
		Rugosidade	rugosa a ligeiramente rugosa	
		Peso	4	4
		Enchimento	enchimento duro < 5 mm	
		Peso	5	5
		Alteração	moderada	reduzida
		Peso	3	5
Peso		17	20	
5	Percolação de água	Condições gerais	Ligeiramente húmido a seco	Ligeiramente húmido a seco
		Peso	13	13
RMR		51	54	

Tabela 34 - Descrição da qualidade do maciço e dos intervalos dos valores de coesão e ângulo de atrito com base no valor de RMR e módulo de deformabilidade (Bieniawski, 1978, 1989).

Talude	RMR	Classe	Descrição	c (kPa)	Φ (°)	Em (GPa)
1	51	III	Rocha razoável	239 - 260	30 - 33	2
2	54	III	Rocha razoável	254 - 280	32 - 36	8

Ao verificar as Tabelas 33 e 34, os taludes 1 e 2 apresentam respetivamente o índice RMR de 51 e de 54.

Segundo a classificação Bieniawski (1989), o maciço rochoso do talude 1 foi classificado como classe III, rocha razoável. A partir desta mesma classificação é possível estimar os parâmetros da resistência de coesão e ângulo de atrito interno. Assim sendo, obtiveram-se os valores de coesão entre 239 e 260 kPa, o ângulo atrito enquadrou-se no intervalo entre 30° e 33° e o módulo de deformabilidade de 2 GPa.

Em relação ao talude 2, do mesmo modo foi considerado como classe III, rocha razoável e obtiveram-se os valores de coesão e ângulo de atrito, respetivamente, de 254 kPa a 280 kPa e de 32° a 36° pela classificação de Bieniawski (1989). Quanto ao módulo de deformabilidade obteve-se o valor de 8 GPa.

3.8.2.2. Classificação de Geological Strenght Index (GSI)

A partir das observações realizadas no campo, os maciços rochosos apresentam praticamente um comportamento homogéneo nos dois taludes, tendo-se recorrido à utilização da classificação do GSI. Os resultados obtidos e a descrição da qualidade do maciço rochoso são apresentados na Figura 38 e Tabela 35.



Figura 38 – Estimativa dos valores de GSI dos Taludes 1 e 2 a partir da observação de campo (representação gráfica do GSI de Marino *et al.*, 2005 in Damasceno, 2008).

Tabela 35 - Classificação de GSI para os taludes 1 e 2 (adaptado de Hoek e Brown, 1997).

Talude	Zona	Valor do GSI	Qualidade do Maciço rochoso
1	Camada de gesso	40 - 46	Estrutura bastante dobrada, fraturada e de qualidade razoável a boa
2	Camada de gesso	46 - 52	Estrutura bastante dobrada, fraturada e de qualidade razoável a boa

Ao analisar os resultados obtidos na Tabela 35 e a Figura 38, observou-se que os Taludes 1 e 2 apresentam valores de GSI compreendidos, respetivamente, entre 40 e 46 e entre 46 e 52. Através da classificação de Hoek e Brown (1997), os dois taludes são classificados como de qualidade razoável a boa, sendo estruturalmente considerados como bastante dobrados e fraturados.

Em relação ao valor de GSI obtido através da relação existente entre as classificações RMR e GSI sugerida por Marinós et al., (2005) para valores de RMR ≥ 23 (equação 36), desta forma obteve-se os valores de GSI para os dois taludes rochosos que são apresentados na Tabela 36 seguinte.

Tabela 36 - Classificação GSI obtido a partir de RMR.

Talude	RMR	GSI = RMR - 5	Descrição
1	51	46	Razoável
2	54	49	Razoável

Pode-se verificar que ambos os valores obtidos se encontram no intervalo definido pela classificação de GSI anteriormente apresentada. O maciço rochoso dos dois taludes é classificado como rocha de qualidade razoável segundo a classificação de Hoek e Brown (1997).

A estimativa dos parâmetros de deformabilidade e coeficiente de Poisson do maciço rochoso podem ser determinados baseados nas equações 37 e 39 sugerida por Hoek *et al.*, (2002) e assumindo o valor médio de GSI para Taludes 1 e 2 respetivamente de 43 e 49, valor médio da resistência da rocha intacta igual a 40 e D igual a 0,8 (maciço rochoso não danificado). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 37 a seguir.

Tabela 37 - Resultados do módulo de deformabilidade (E_m) e coeficiente de Poisson (ν) obtido a partir do valor de GSI.

Talude	GSI	E_m (GPa)	ν
1	43	2,54	0,256
2	49	3,58	0,247

3.8.2.3. Critério de rotura de Hoek-Brown Generalizado

Os parâmetros da resistência de Hoek-Brown (m_b , s e a) e Mohr- Coulomb (coesão e ângulo de atrito) foram determinados através do Programa RocLab V1.0. Neste programa foram inseridos os valores de parâmetros de GSI, σ_c , m_i , D e também a altura de talude (Tabela 38) e os resultados dos parâmetros de maciço rochoso obtidos são apresentados na Tabela 39.

Tabela 38 - Valores dos parâmetros do maciço rochoso entrada no RocLab V1.0.

Talude	Parâmetro de Hoek e Brown					
	GSI	mi	D	σ_c	Altura de talude (m)	Peso volúmico (MN/m ³)
1	43	8	0,8	40	63	0.022
2	49	8	0,8	40	75	0.022

Tabela 39 - Resultados dos parâmetros do maciço rochoso saída de RocLab V1.0.

Talude	Mohr-Coulomb		Critério de Hoek e Brown		
	c (MPa)	ϕ (°)	mb	s	a
1	0,246	33	0,269	0,0002	0,509
2	0,330	35	0,384	0,0004	0,506

Observa-se na Tabela 34, que os valores de coesão e do ângulo de atrito determinados segundo a classificação RMR são semelhantes aos valores calculados pelo programa RocLab V1.0 (Tabela 39), sendo estes últimos que foram introduzidos no programa SLIDE V9.0 para a análise de estabilidade de taludes do maciço rochoso da pedreira de gesso.

3.9. Análise da Estabilidade dos Taludes da Pedreira de Gesso de Avarela

Para a realização da análise de estabilidade de taludes no presente estudo, foram escolhidas duas secções dos taludes da pedreira, nomeadamente Talude 1 (A-A') e Talude 2 (B-B') como se apresenta na Figura 39. Estas secções são analisadas quanto à possibilidade de ocorrência de deslizamentos e quedas dos blocos, neste último caso com a definição da trajetória e o alcance provável desses blocos, tendo em atenção as informações recolhidas durante o trabalho de campo. Procedeu-se à identificação dos taludes considerados mais suscetíveis a situação de instabilidade, e que caso ocorram, podem trazer consequências graves, com perdas materiais e danos à integridade física das pessoas expostas.

A geometria das duas secções Talude 1 (A-A') e Talude 2 (B-B') consideradas foram extraídas num documento de AutoCAD fornecido pela empresa Sogerela que é proprietária da pedreira de gesso, a partir do referido documento foram importadas as coordenadas dos taludes para os programas de SLIDE2 V9.0 e RocFall V8.0, posteriormente foram elaborados os perfis transversais dos taludes rochoso com o objetivo de incluir as diferentes combinações de unidades geotécnicas e das geometrias das faces dos taludes.

As características geométricas do Talude 1 correspondem a uma altura de 70 m e ângulo de face que varia entre 77° e 87°, enquanto o Talude 2 possui uma altura de 87 m e o ângulo de face compreendido entre 71° e 74° (Figura 39).

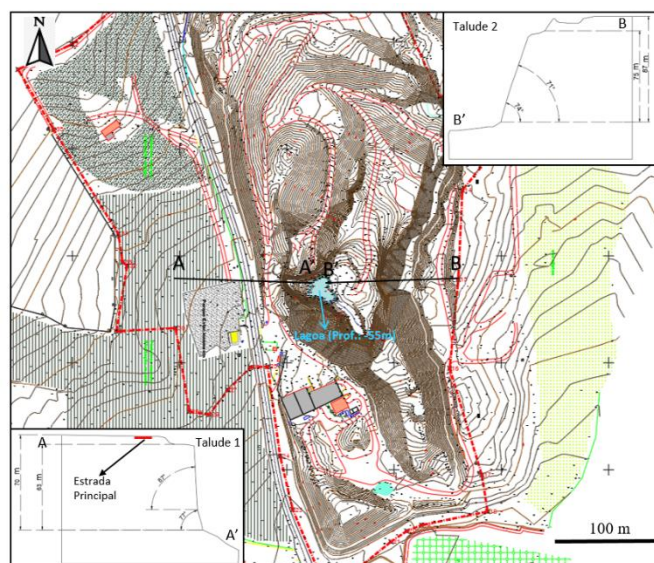


Figura 39 - Planta da Pedreira e a localização dos dois taludes em estudo: Talude 1 (A – A'); Talude 2 (B – B').

3.9.1. Análise de estabilidade com recurso de SLIDE

No presente estudo realiza-se a análise de estabilidade de taludes em duas dimensões (2D) com o recurso ao programa SLIDE V9.0. Este é um programa informático desenvolvido pela empresa Rocscience que permite a análise da estabilidade de taludes de solo ou rocha e, também efetuar uma análise de sensibilidade e probabilística. O programa fornece um conjunto de recursos de análise, incluindo projeto de suporte, análise integrada elemento finitos, presença de águas subterrâneas e análise probabilística (Rocscience, 2020).

Na realização da análise de estabilidade dos taludes da pedreira em estudo, considerou-se a observação efetuada em campo. Os maciços rochosos apresentam características mecânicas homogêneas e uma deformação intensa, pelo que se pode originar uma superfície de rotura circular. Assim sendo, baseando-se nos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (ângulo de atrito, ϕ e coesão, c) do maciço rochoso constituinte do talude e das características geométricas deste último, é obtido um valor de fator de segurança. Este pode indicar o quanto o talude se encontra estável ou não.

A realização desta análise no presente estudo consiste em determinar o perfil do talude e as propriedades geomecânicas dos materiais (coesão, ângulo de atrito e peso volúmico). Seguidamente, são introduzidos os parâmetros da entrada no Programa SLIDE V9.0 como: as propriedades dos materiais, os níveis de água e a aceleração máxima de referência. O resultado obtido será a probabilidade de rotura e o fator de segurança associado ao perfil do talude de maciço rochoso.

Para o critério de resistência utilizado na análise de estabilidade de taludes recorreu-se ao critério de Mohr-Coulomb, estes parâmetros foram determinados a partir do Programa RocLab V1.0 (Tabela 39).

Devido à escassez de dados relativamente à presença de água na área de estudo, foi considerada a existência de um nível de água a uma profundidade de cerca de 14 m com base numa concentração de água que se localiza no Oeste da Pedreira numa distância de aproximadamente 550 m. O valor máximo de aceleração sísmica horizontal na área em estudo é de 0,17 obtido a partir de relação entre a ação sísmica do Tipo 2 ($1,7 \text{ m/s}^2$) e a aceleração da gravidade da terra ($9,8 \text{ m/s}^2$). Visto que, os materiais rochosos existentes na pedreira são compostos por três tipos de gesso, foram considerados os valores intermédios das propriedades como parâmetro da entrada no programa SLIDE V9.0.

Na Tabela 40 estão apresentados os diferentes parâmetros geotécnicos considerados para a simulação no programa SLIDE, nomeadamente a coesão, o ângulo de atrito e o peso volúmico. É de destacar que os valores dos solos do Pliocénico foram baseados nos estudos realizados na Formação Pliocénica do Vale Tifónico por Veiga e Quinta-Ferreira (2009, 2010) e Veiga (2011).

Tabela 40 - Valores dos parâmetros geotécnicos inserido no programa SLIDE.

Parâmetros	Talude 1		Talude 2	
	Material do gesso	Material do Pliocénico	Material do gesso	Material do Pliocénico
Ângulo de atrito, ϕ (°)	33	40	34	40
Coesão, c (kPa)	246	150	330	150
Peso volúmico, γ (kN/m ³)	22	19	22	19
Aceleração sísmica horizontal do solo	0,17		0,17	
Nível de água (m)	14		14	

Na análise da rotura circular em estudo utilizaram-se três métodos do equilíbrio limite, como os métodos de Bishop Simplificado (1955), Janbu Simplificado (1967) e Spencer (1967) em que o primeiro é aplicado a superfícies de rotura circulares e os dois últimos podem ser utilizados para diferentes tipos de superfícies de rotura.

O método de equilíbrio limite assume como hipótese, geralmente, o critério de rotura de Mohr-Coulomb. Neste critério a deformação do material não é considerada, sendo as condições de equilíbrio determinadas pelo equilíbrio das forças e dos momentos. Para tal, este critério descreve uma relação linear entre as tensões normais e de cisalhamento (ou tensões principais máximas e mínimas) na rutura e admite-se que a rutura irá ocorrer numa superfície preferencial onde a resistência ao cisalhamento será mobilizada pela massa rompida (Wyllie e Mah, 2004).

Os resultados obtidos na análise de estabilidade dos Taludes 1 e 2 da pedreira do gesso de Avarela são apresentados na Figura 40.

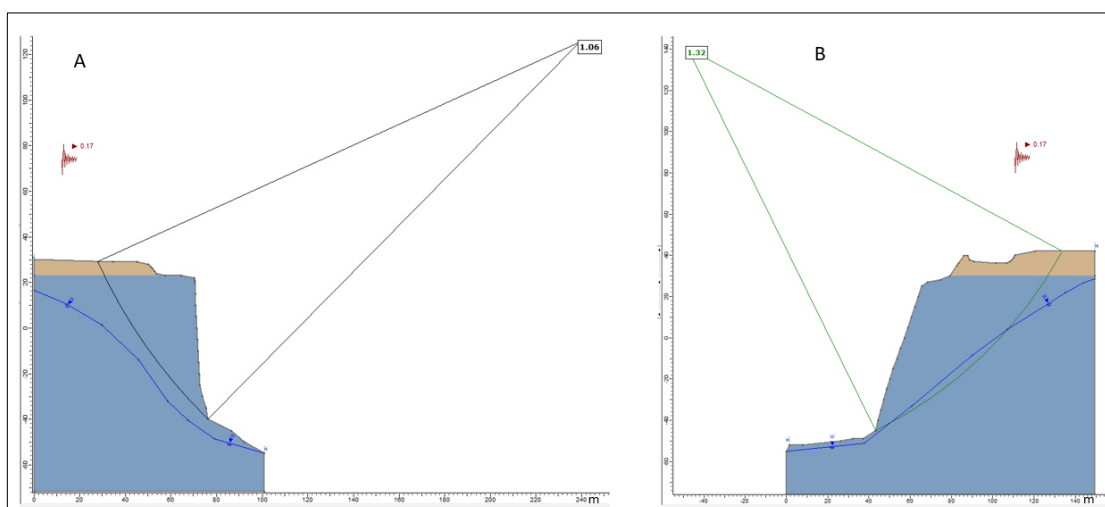


Figura 40 - Análise do talude global: talude 1 (A) e talude 2 (B).

Foram realizadas análises pelo método de refinamento automático que conforme mostrado na Figura 40, permitiram a obtenção do fator de segurança da superfície global do Talude 1 de 1,06, tendo em atenção a utilização dos métodos de Janbu Simplificado, Bishop Simplificado e Spencer, enquanto para o talude 2, os valores de fator de segurança para os três métodos referidos, são, respetivamente, de 1,24, 1,34 e 1,34.

Comparando os três métodos Janbu Simplificado, Bishop Simplificado e Spencer indicaram o mesmo valor de fator de segurança para o talude 1, enquanto no talude 2, o primeiro método apresentou um valor menor de fator de segurança.

Segundo a classificação proposta por Ping Zou et al. (2019), os dois taludes têm fator de segurança superior a 1,05, podendo ser classificados como estáveis. No entanto, segundo a classificação sugerida pela *Canadian Geotechnical Society* (1992), o valor mínimo de fator de segurança exigida na exploração mineira é de 1,3, o que se confere no talude 2 mas não no talude 1.

Com base na observação efetuada *in situ* para todas as secções, embora as inclinações sejam na sua maioria subverticais, os taludes encontram-se atualmente em condições estáveis. Assim, concluiu-se que os resultados de análise são satisfatórios.

Os valores resumidos do fator de segurança obtidos para os dois taludes são apresentados na Tabela 41.

Tabela 41 - Resultados resumidos de fator de segurança dos taludes 1 e 2.

Fator de Segurança				
Talude	Janbu Simplificado	Bishop Simplificado	Spencer	médio
1	1,06	1,06	1,06	1,06
2	1,24	1,32	1,34	1,3

3.9.2. Análise de estabilidade com recurso ao RockFall

No presente estudo, para a análise de quedas de blocos em 2D recorreu-se ao programa RocFall V8.0 da empresa RocScience. O RocFall é um programa desenvolvido especialmente para estimar, em termos estatísticos, a trajetória de blocos em queda de um talude (RocScience, 2016). O programa determina ainda outros resultados, como a energia cinética dos blocos durante a queda, a velocidade e a altura do salto, bem como a localização final da queda dos blocos (RockFall, 2002).

O programa tem dois métodos de análise, a Massa Concentrada (*Lumped Mass*) e Corpo Rígido (*Rigid Body*). O método utilizado neste estudo é a Massa Concentrada, visto que neste método os blocos rochosos são modelados como pontos adimensionais, simulando uma partícula de Massa Concentrada no seu centro de gravidade com uma determinada massa e sem dimensão física. O mecanismo de cálculo utilizado corresponde a uma análise de partículas que consiste em três algoritmos: de partículas, de projeto e de deslizamento.

O algoritmo de partículas certifica-se de que os parâmetros de simulação sejam válidos, configura as condições iniciais e dá o início ao algoritmo de projétil. O algoritmo do projétil é utilizado para determinar o movimento da rocha enquanto ela está no ar. O algoritmo de deslizamento é usado para calcular o movimento da rocha durante o seu contacto com a superfície do talude.

O método Corpo Rígido (*Rigid Body*), não foi considerado devido a este necessitar da definição da geometria do bloco rochoso, visto que alguns blocos rochosos poderão ser bastantes irregulares e ser difícil de obter os seus parâmetros. Assim sendo, procurou-se homogeneizar o processo de simulação de trajetórias, e recorreu-se ao método da Massa Concentrada (*Lumped Mass*) e foram seguidos os procedimentos descritos no tutorial do RocFall (2020).

Na utilização do RocFall procedeu-se à criação do perfil transversal do talude rochoso, recorreu-se a importação de um ficheiro Excel com as coordenadas dos pontos obtidos a partir de um documento de AutoCAD fornecida pela empresa Sogerela, seguidamente definiram-se as propriedades dos materiais existentes, como coeficiente de restituição normal e tangencial, ângulo de atrito e rugosidade do talude, posteriormente definiram-se as condições iniciais das rochas a analisar, como a localização ou origem da queda, o número dos blocos rochosos, as características dos blocos, como densidade e massa incluindo a velocidade inicial (horizontal e vertical) e ainda a velocidade rotacional e rotação inicial. Por último obtiveram-se os seguintes

resultados: a localização horizontal do ponto de chegada dos blocos das rochas, a energia cinética (translacional, rotativa e total), a velocidade de deslocação e a altura do salto do bloco.

Face ao anteriormente descrito, nos dois taludes foram considerados os materiais como *bedrock* (gesso) e *Talus cover* (fragmentos do gesso localizado na base das frentes de exploração) com os valores que se apresentam na Tabela 42.

Relativamente à localização da origem da queda dos blocos, esta foi assumida como originada nas proximidades do topo do talude.

O estudo foi realizado para diferentes características dos coeficientes de fatores de restituição normal (R_n) e tangencial (R_t) e também do ângulo de atrito (ϕ) para cada condição de talude. Os dois parâmetros de restituição foram estimados a partir da Tabela elaborada por Rocscience (2016) e Wyllie, C. e Mah, W. (2004). O valor do ângulo de atrito é possível determinar pela equação 48 apresentada no Rocscience (2003). No entanto, para o caso do presente estudo foi adotada a partir da retroanálise da trajetória dos blocos observados no campo com base na simulação de 10 blocos onde foi testado para diferente ângulo de atrito que considerando mais realistas. Nas simulações realizadas, o autor obteve-se um valor de 30° para talude (*bedrock*) e de 31° para tálus que correspondem a alcance dos blocos verificados *in situ*. Visto que, estes valores são menores aos valores que teriam sido obtidos a partir do valor de R_t .

$$\text{Ângulo de atrito} = \frac{(1 - R_t)}{R_t} \quad (48)$$

Onde, R_t é o fator de restituição tangencial.

O resultado do valor obtido a partir da equação 48 é expresso em radianos, portanto é necessário converter esse valor em graus.

Devido à inexistência de valores de R_n e R_t para o gesso, optou-se por considerar os valores intermédios das rochas carbonatadas como calcário e dolomite, respetivamente, de 0,3 e 0,6 para o *bedrock* e de 0,2 e 0,53 para o tálus (Rocscience, 2016).

A rugosidade do talude pode influenciar a trajetória da queda dos blocos, dado estar relacionada com as pequenas inclinações e irregularidades da face do talude. Caso os blocos caíssem ao longo de uma superfície lisa, sem qualquer irregularidade, os movimentos observados seriam o deslizamento ou rolamento. Com o incremento da rugosidade, os blocos irão ter movimentos em forma de saltos.

De acordo com o valor da massa volúmica média do gesso em estudo, e a dimensão dos blocos estimados, considerou-se para a massa dos blocos, respetivamente, 45 kg e de 250 kg. Os valores considerados para velocidade inicial horizontal dos blocos foram de 0,5 m/s para dois taludes, devido à condição estática do estado inicial das quedas dos blocos rochosos.

Na Tabela 42, são apresentados os valores dos diferentes parâmetros utilizados no programa RocFall, nomeadamente o coeficiente de restituição normal (Rn), o coeficiente de restituição tangencial (Rt) e o ângulo de atrito (ϕ) para os diferentes materiais litológicos existentes no local, incluindo as características dos blocos como massa dos blocos simulados (M) em cada setor, a massa volúmica da rocha (d) e o número de blocos.

Tabela 42 - Valores dos parâmetros da entrada no RocFall V8.0 (Extraído de Rocscience (2016)).

Parâmetros		Características do talude			Características dos blocos		
Talude	Zona	Rn	Rt	Φ (°)	Massa (kg)	Massa volúmica (kg/m ³)	Nº de bloco
1	Talude	0,30	0,60	30	45; 250	2240	10
	Tálus	0,20	0,53	31	-	-	-
2	Talude	0,30	0,60	30	45; 250	2240	10
	Tálus	0,20	0,53	31	-	-	-

Quanto aos resultados, o programa Rocfall V8.0 permite obter perfis referentes à trajetória de movimentação dos blocos rochosos, a localização final dos blocos, a altura dos seus saltos, bem como a definição da energia cinética total, das energias cinéticas translacional e rotacional, velocidade linear e angular dos blocos rochosos em queda. Neste estudo, optou-se por apresentar os resultados mais significativos como, a trajetória de blocos, a altura máxima de salto, a energia cinética total e a localização final dos blocos. Para cada simulação realizada em cada dos dois taludes foram, respetivamente, lançados 10 blocos com massa de 45 kg e 250 kg. O resultado do percurso de queda de blocos é ilustrado na Figura 41.

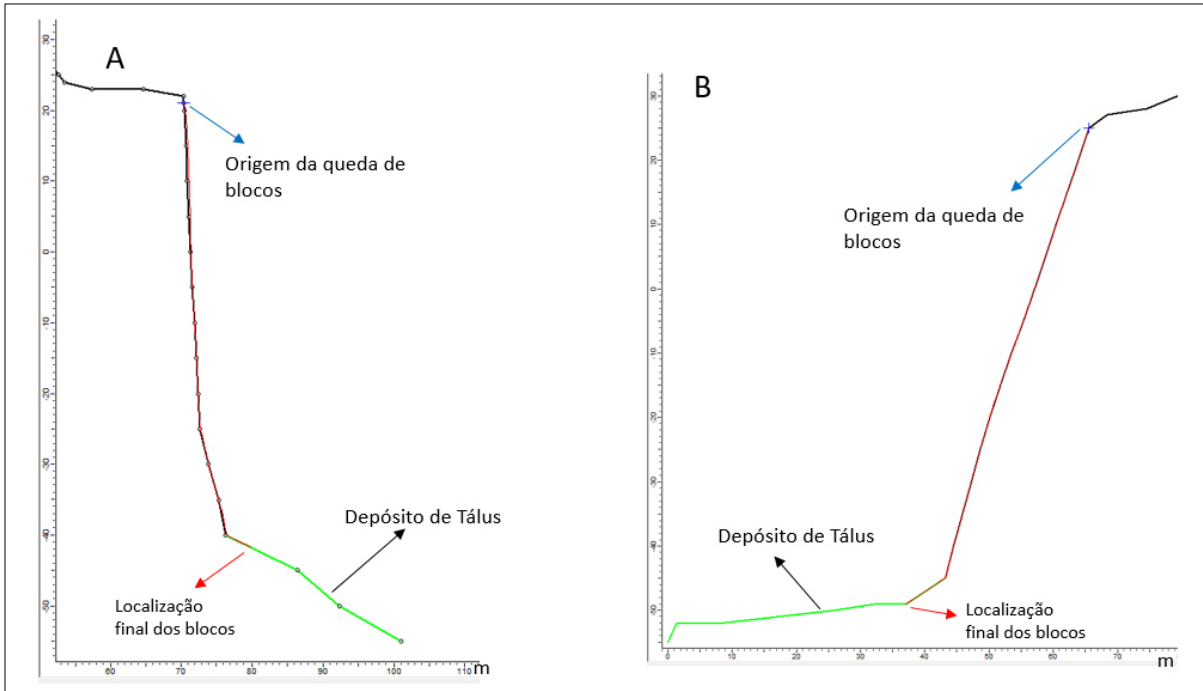


Figura 41 - Trajetória dos blocos de gesso com massa de 250 kg (linha de cor vermelha): talude 1 (A) e talude 2 (B).

Trajetória dos blocos rochosos e altura de salto

Ao observar a Figura 41, as trajetórias de quedas dos blocos em dois perfis mostram que os alcances dos 10 blocos lançados com uma massa de 45 kg e de 250 kg, para o perfil 1, os 10 blocos ficam acumulados no tálus numa distância horizontal ao pé do Talude 1 até cerca de 4 m. Para o Talude 2, os 10 blocos são parados ou acumulados nas proximidades de uma via de acesso da pedreira, e a uma distância horizontal à base do talude de cerca de 8 m. Uma vez que, os blocos rochosos atingem uma via de acesso e a parte inferior da pedreira, podendo danificar veículos e causar ferimentos ou mortes. Portanto, considera-se como um talude crítico.

A altura de salto depende da topografia da superfície, ângulo da inclinação da face do talude, da forma e tamanho dos blocos e ainda da velocidade inicial assumida na simulação. A análise mostra que, a partir de origem da queda, no Talude 1, inicialmente os blocos começam a movimentar-se em queda livre, e no talude 2 a movimentação se efetua em rolamento, seguidamente em ambos taludes, verificam-se pequenos saltos entre quatro a cinco vezes ao longo dos dois perfis e por último movimentam-se em rolamento até ao pé de taludes.

Os movimentos das quedas dos blocos de rocha em dois taludes tiveram o primeiro impacto ocorreu abaixo da origem da queda (Figura 41) cerca de 23 m para o talude 1 e 40 m para o talude 2.

A altura de salto máximo dos blocos 45 kg e 250 kg nos dois taludes (rocha) atingem um valor 1,44 m para o Talude 1 e de 0,19 m para o Talude 2. No entanto, quando os blocos colidiram com a superfície do talude imediatamente perderam a sua energia cinética. A altura máxima atingida pelos blocos de 45 kg e 250 kg nos talus dos Taludes 1 e 2 é, respetivamente, de 0,30 m e de 0,09 m.

Energia cinética total

A energia cinética tem uma relação direta com a massa dos blocos e a velocidade de queda. Portanto, os blocos de maior dimensão transmitem mais energia e causam uma queda dos blocos mais destrutiva. A velocidade do bloco de rocha durante a queda depende da inclinação do talude, altura de queda e do coeficiente de atrito do material constituinte do talude.

A energia cinética total máxima (ECTM) dos blocos de 45 kg e 250 kg no primeiro impacto nos dois taludes é de 9,99 kJ e 55,49 kJ para o Talude 1 e de 6,0 kJ e 33,37 kJ para o Talude 2. Após o primeiro impacto diminui ao longo do talude até chegarem ao talus da base dos Taludes 1 e 2, registando respetivamente um valor de 2,38 kJ e 13,27 kJ e de 4,21 kJ e 23,37 kJ. Os valores de velocidade e ECTM diminuem devido dos blocos de rocha salta e desgastando se superficialmente ao longo dos taludes.

Os valores referentes à altura de salto (ASM), a ECTM, a localização final dos blocos de rocha (L) dos blocos são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 - Resultados da altura de salto, energia e localização dos blocos rochosos movimentados através da análise de Rocfall V8.0.

Talude	Zona	M (kg)	ASM (m)	ECTM (kJ)	L (m)	
					No perfil	Ao pé de talude
1	Talude	45	1,44	9,99	-	
		250	1,44	55,49	-	
	Tálus	45	0,30	2,38	79,79	4
		250	0,30	13,27	79,79	4
2	Talude	45	0,19	6,0	-	
		250	0,19	33,37	-	
	Tálus	45	0,09	4,21	35,52	8
		250	0,09	23,37	35,52	8

M – Massa dos blocos; **ASM** – Altura de salto máxima; **ECTM** – Energia cinética total máxima; **L** – Localização (em termos do eixo horizontal da Figura 41).

Segundo Perret *et al.* (2004), a energia cinética caracteriza-se em três zonas de intensidade: A alta intensidade com um valor de energia > 300 kJ e que pode causar danos substanciais; intensidade média com uma energia que varia entre $30 - 300$ kJ, o que pode comprometer as infraestruturas e interromper os meios de transporte para um período de tempo considerável; e baixa intensidade com uma energia < 30 kJ, o que pode provocar danos aos veículos e risco de vida aos trabalhadores.

Concluindo-se os Taludes 1 e 2, são classificados como zonas de baixa a média intensidade.

Os resultados foram satisfatórios, visto que o alcance máximo para as duas análises (Figura 41), o depósito de tálus ficaram em torno de $79,79$ m (em termos do eixo horizontal da Figura 41) no Talude 1 e de $35,52$ m (em termos do eixo horizontal da Figura 41) no Talude 2, o que se verificou *in situ*, dado que os fragmentos de blocos analisados estavam presentes a uma distância de 4 a 9 m de pé do talude.

Como referido anteriormente, o programa RocFall pretende simular a trajetória de blocos, assumindo a existência de movimentos de quedas. Com base na observação no campo os dois taludes são aparentemente estáveis, mesmo assim as análises foram efetuadas de modo a compreender qual seria o comportamento de um bloco em caso de queda, pois se trata de uma Pedreira que ainda está ativa.

3.10. Considerações Finais e Recomendações

A realização da segunda parte do trabalho teve como objetivo a caracterização geológico-geotécnica e analisar as condições de estabilidade de dois taludes presentes na Pedreira de gesso de Avarela.

O estudo começou com a recolha de informações existentes sobre a Pedreira, recolha de elementos bibliográficos de modo a preparar os levantamentos a realizar na fase de trabalho de campo.

Durante a visita de campo foram efetuados um reconhecimento geológico e geotécnico dos taludes da Pedreira e a recolha das amostras; posteriormente procedeu-se à realização de ensaios de caracterização em laboratório.

A Pedreira de gesso de Avarela encontra-se inserida no Vale Tifónico de Caldas de Rainha, mais precisamente do Complexo de Dagorda – Margas e Calcários (J_{ab}^1), de idade do Jurássico inferior (Hetanginao-Retiano).

Os materiais encontrados na Pedreira consistem em três tipos de gesso sendo gesso puro (GAV1), gesso com matéria orgânica (GAV2) e gesso com dolomite (GAV3) que foram verificados através dos ensaios de identificação mineralógica por Difração de Raios-X.

Os resultados dos ensaios de propriedade índice submetidos à temperatura de 105 °C mostraram que as amostras GAV1 e GAV2 apresentaram uma MVA média e uma porosidade muito elevada, a amostra GAV3 revelou uma MVA e uma porosidade média. Quanto aos ensaios realizados a uma temperatura de secagem de 70 °C, a amostra GAV1 possui uma MVA média e porosidade baixa, e as amostras GAV2 e GAV3 apresentaram, respetivamente, uma MVA baixa e elevada e as duas amostras revelaram uma porosidade classificada como média.

Os índices de durabilidade do segundo ciclo (Id_2) das três amostras foram classificados, de acordo com Gamble (1971), deste modo: GAV1 como muito baixo, GAV2 como baixo e da GAV3 como elevado.

Segundo a ISRM (1981) foram classificados o $Is_{(50)}$ obtido a partir dos ensaios de resistência à carga pontual, bem como a resistência à compressão uniaxial estimado a partir da dureza de Schmidt das amostras GAV1 e GAV2 como branda, enquanto a amostra GAV3 como dura. Pela classificação de Bieniawski (1973, 1989), as amostras GAV1 e GAV2 definiram-se como de baixa resistência e a amostra GAV3 considerou-se como de resistência média.

A partir das informações do reconhecimento geológico em campo, segundo a classificação RMR, concluiu-se que o maciço rochoso dos dois taludes estudados se classificou como pertencente à classe III que corresponde a rocha razoável. Segundo os valores de GSI dos ambos taludes, compreendidos entre 40 e 46 e entre 46 e 52, estes dois taludes apresentam uma qualidade razoável. Visto que os maciços rochosos dos dois taludes são praticamente homogêneos, as situações de instabilidade que podem ocorrer estão relacionadas com uma possível superfície de rotura circular e com a queda de blocos rochosos.

Foram efetuadas análises de estabilidade dos dois taludes com a utilização do Programa SLIDE V5.0 com base em três métodos de equilíbrio limite (Bishop simplificado, Janbu Simplificado e Pancer) e uma simulação da trajetória dos blocos rochosos utilizando o programa RocFall V8.0, considerando o método de Massa Concentrada.

Através do programa informático SLIDE, foram utilizados os valores de parâmetros geotécnicos obtidos a partir de RocLab V1.0. O talude 1 apresentou um fator de segurança médio de 1,06 e no talude 2 encontrou-se um fator de segurança médio de 1,31. Os valores de fator de segurança obtidos para taludes 1 e 2, segundo classificação de Ping Zou et al, (2019) são estáveis. Enquanto a classificação proposta pela *Canadian Geotechnical Society* (1992), permitiu classificar o Talude 2 como estável e Talude 1 como não estável.

De acordo com as simulações realizadas no RocFall V8.0 para os dois taludes, os blocos rochosos alcançaram e acumularam-se na zona dos depósitos de talús com uma distância de 4 m a 8 m do pé do talude. Este resultado foi confirmado *in situ* na pedreira com uma acumulação de fragmentos de talús na zona do pé do talude.

Concluindo-se, os métodos de análise utilizado neste estudo permitiram uma compreensão da área da Pedreira, fornecendo informações importantes para o planeamento do avanço e de redimensionamento da geometria dos taludes. Contudo, recomenda-se a realização de ensaios do material existente na Pedreira para determinar o valor real da coesão e do ângulo de atrito, bem como uma caracterização mais completa das superfícies de descontinuidade.

Além disso, as informações provenientes de testemunhos de sondagens permitirão uma melhor modelagem do material constituinte dos taludes, o que permitiria apresentar resultados mais confiáveis em termos de análise de estabilidade.

Em relação aos desprendimentos de blocos rochosos e definição de possíveis trajetórias, recomenda-se a utilização do método do corpo rígido para avaliar a influência da forma do bloco na trajetória de queda de rochas e comparar os resultados obtidos

neste estudo com o intuito de verificar a fiabilidade dos modelos, bem como a realização dos ensaios de um número considerável de blocos à escala real, o que permitirá a determinação mais rigorosa de parâmetros, como coeficientes de restituição normal e tangencial.

4. Conclusões Gerais

Nesta dissertação foram desenvolvidos dois casos de estudos em diferentes áreas: o primeiro sobre a caracterização geológica e geotécnica dos solos a serem utilizados como base da fundação de uma unidade industrial em Cantanhede bem com a caracterização dos materiais a serem utilizados na terraplanagem e o segundo relativo à caracterização geológica e geotécnica de taludes de uma Pedreira de gesso em Avarela e em simultâneo analisar a sua estabilidade.

O presente trabalho permitiu aprofundar conhecimentos fundamentais na área do estudo de caracterização geológica e geotécnica de solos, maciços terrosos e rochosos. Principalmente, foram estudadas as características geomecânicas que têm uma influência considerável no comportamento físico e mecânico de solos e de rochas. Este trabalho possibilitou ao autor aprofundar os conhecimentos relacionados com os métodos de ensaios laboratoriais e de prospeção geotécnica em campo que permitem identificar as principais características geotécnicas de solos e de rochas, as suas importâncias e efetividade relativamente ao estudo concreto a realizar.

Importa mencionar que, a realização deste trabalho, permitiu ainda o autor desenvolver conhecimentos na área de aplicação de ferramentas específicas, como programas informáticos (AutoCAD, RocLab, RocFall e SLIDE) e normas e recomendações de ensaios específicos pertencentes à mecânica dos solos e de rochas.

Concluiu-se que, os objetivos definidos para a realização deste trabalho, como parte integrante de um estágio curricular na área da geotecnia, foram atingidos.

5. Referências Bibliográficas

- Afonso, A.F.G. (2016) - *Correlações entre resultados de ensaios in situ de Penetração Dinâmica DP com o Ensaio Standard Penetration Test*. Relatório Final de Projeto de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Politécnico de Bragança, Bragança, 121 pp.
- Almeida, C.; Mendonça, J.L.; Jesus M.R. e Gomes A.J. (2000) - Sistemas aquíferos de Portugal Continental. Instituto da Água, I.P.. *Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território. Lisboa, 2000.* 640 pp. Acedido em: 17/03/2021, em: [Ficha CaldasRainha Nazare.PDF \(apambiente.pt\)](#)
- ASTM D 2487 (1985) - *Standard Classifications of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
- ASTM D 5731-08 (2008) - *Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength. Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications*.
- Aydin, A. e Basu, A. (2005) - The Schmidt hammer in rock material characterization, *Engineering Geology*, 81 (1): 1-14.
- Barbosa, B.P.; Soares, A.F.; Rocha, R.B.; Manuppella, G., e Henriques, M.H. (2008) - *Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000, Folha 19-A, Cantanhede, com Notícia explicativa*. Serviços Geológicos de Portugal. Acedido em: 15/11/2020, em: [geoPortal do LNEG](#).
- Bessa, C. S. R. B. (2009) - *Caracterização mecânica dos maciços através de ensaios in situ*. Tese de Mestrado. Universidade da Beira Interior, Covilhã.
- Bell, F.G. (1981) - Geotechnical properties of some evaporitic rocks. *Bull. IAEG*. No24, pag: 137-144.
- Bell, F.G. (1994) - Survey of the engineering properties of some anhydrite and gypsum from the north and midlands of England. *Eng. Geol.* V38. (1-2), pag: 1-23
- Bieniawski, Z. T. (1989) - *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering*. New York: John Wiley e Sons, Inc.
- Brady, B. H. G. e Brown, E. T. (2005) - *Rock Mechanics for underground mining*. 3ª Edição, Springer Science e Business Media, Inc.
- Brindley, G.W. e Brown, G. (1980) - X-Ray Diffraction Procedures for Clay Mineral Identification. In: Brindley, G.W. and Brown, G., Eds., *Crystal Structures of Clay Minerals and Their X-Ray Identification*, *Mineralogical Society*, 305-356.
- Bunaciu, A. A.; UdriȘtioiu, E. G. e Aboul-Enein, H. Y. (2015) - X-ray diffraction: instrumentation and applications. *Critical Reviews in Analytical Chemistry*, 45(4), 289-299.
- Cabral, J. (1995) - Neotectónica em Portugal Continental. *Memórias do Instituto Geológico e Mineiro*, n.º 31. Lisboa. 265 pp.
- Caputo, H.P. (1976) - *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 3. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1976. Vol. 1. —. 1976.
- Cestari, F. (1991) - *Prove Geotechnique in situ*. Segrate: GEO-GRAPH SEGRATE.

- Coelho, Silvério (1996) - *Tecnologia de fundações*. Edições EPGE. Amadora.
- Damasceno, C.R.D. (2008) - *Modelagem Geológica e Geomecânica 3D e Análises de Estabilidade 2D dos Taludes da Mina de Morro da Mina, Conselheiro Lafaiete, MG, Brasil*. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 166 pp.
- DATAORG (2021). Acedido em: 28/03/2021, em:Clima Óbidos: Temperatura, Tempo e Dados climatológicos Óbidos - Climate-Data.org.
- Deere, D. (1989) - *Rock Quality Designation (RQD) after Twenty Years*. Vicksburg: US Army Corps of Engineers Contract Reepport, US Army Engineer Waterways Experiment Station.
- Eberhardt, E. (2003) - *Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced Numerical Techniques*. Earth and Ocean sciences at UBC. Vancouver - Canada.
- EN ISO 22476-2 (2005) - *Geotechnical investigation and testing - Field testing. Part 2: Dynamic probing*.
- EN ISO 22476-3 (2005) - *Geotechnical investigation and testing - Field testing. Part 3: Standard Penetration Test*.
- Estradas de Portugal, S.A. (2009) - *Terraplanagem - Características dos materiais. Caderno de Encargos tipo Obra*. 2009, Vol. 3, 14.
- ENV 1997-3 (1999) - *Eurocode 7: Geotechnical design - Part 3: Design assisted by fieldtesting*, CEN.
- Fernandes, M.M. (2011a) - *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Vol. 1, 2ª edição. Edições FEUP, Porto.
- Fernandes, M.M. (2011b) - *Mecânica dos Solos. Introdução à Engenharia Geotécnica*, Vol.2. Edições FEUP, Porto.
- Fonseca, A. (1996) - *Geomecânica dos Solos Residuais de Granítico do Porto. Critérios para o Dimensionamento de Fundações Directas*. (Dissertação para a obtenção do grau de Doutor em Eng. Civil), FEUP, Porto, 847 pp.
- Franklin JA, Chandra A (1972) - The slake durability test. *Int J Rock Mech Min Sci* 9(1):325–341
- Gamble, J. C., (1971) - *Durability plasticity Classification of Shales and other Argillaceous Rocks*. Ph.D. Thesis. University of Illinois-Urbana, USA, 161 p
- Giambastian M. (2005) - *Comportamento dependente do tempo de rochas sulfáticas de Anidrita e Gipsos*. (in Portuguese). PhD dissertation. EESC University of São Paulo, p 465
- Giani, G. P. (1992) - *Rock slope stability analysis*. CRC Press.
- Google Earth (2020) - *Google Earth Pro*.
- Guerreiro, N.A.L. (2014) - *Redefinição e Conceptualização do Sistema Aquífero da Lagoa de Óbidos*. Tese de Mestrado. Universidade de Lisboa, Lisboa. 117 pp.
- Heidari, M., Khanlari; G. R., Kaveh; M. T. e Kargarian, S. (2012) - Predicting the uniaxial compressive and tensile strengths of gypsum rock by point load testing, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 265-273.
- Hoek, E., e Bray, J. W. (1981) - *Rock Slope Engineering*. London, United Kingdom: Institution of Mining and Metallurgy, 358p.
- Hoek, E. (1983) - *Strength of Jointed Rock Masses*. *Geotechnique*, 3, pp 187-223.

- Hoek, E. (1994) - Strength of rock and rock masses, *ISRM News J*, 2(2), 4-16.
- Hoek, E.; Kaiser, P.K. e Bawden, W.F. (1995) - *Support of underground excavations in hard rock*. Rotterdam: Balkema.
- Hoek, E., e Brown, E. T. (1997) - Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165–1186.
- Hoek, E.; Marinos, P.; e Benissi, M. (1998) - Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 57(2), 151–160.
- Hoek, E. (2001) - Rock mass properties for underground mines. In: *Underground mining methods: engineering fundamentals and international case studies* Soc Min Metall Explor (SME) (2001).
- Hoek, E.; Carranza-Torres, C e Corkum, B. (2002) - Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition. *Proceedings of the NARMS-TAC Conference*, Toronto, 1, 267-273.
- Hoek, E. e Diederich, M. (2005) - Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43(2), 203-215.
- Hoek, E. (2007) - *Practical Rock Engineering*. Rocscience: Hoek's Corner.
- Hudson, J. e Harrison, J. (1997) - *Engineering rock mechanics: An introduction to the principles*. Elsevier Science Ltd., Oxford, United Kingdom, 444p.
- IAEG (1979) - Classification of rocks and soils for engineering geological mapping Part1-rock and soils materials. *Bulletin of the International Association Engineering Geology*, 19:355-371.
- ISRM (1978) - Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics*. Abstracts, 15(4), 319–368.
- ISRM (1979) - Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties. Parte 1, 3. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr.*, 16(2), 141-156.
- ISRM (1981) - Basic geotechnical description of rock masses. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geom. Abstr.*, 18:85-110.
- ISRM (1985) - Suggested Method for determining Point Load Strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geom. Abstr.*, 22:51-60.
- ISRM (2015) - *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007–2014*. In: Ulusay R., ed., suggested methods prepared by the commission on testing methods, ISRM. Springer, Cham, Heidelberg. 293 pp.
- Kullberg, J. C.; Rocha, R. B.; Soares, A. F.; Rey, J.; Terrinha, P. e Callapez, P., *et al.* (2006) - *A Bacia Lusitana: Estratigrafia, paleontologia e Tectónica*. *Geologia de Portugal no contexto da Ibéria*, Universidade de Évora , 317-368.
- Liang, W.; Zhang, C.; Gao, H.; Yang, X.; Xu, S. e Zhao, Y. (2012) - Experiments in mechanical properties of salt rocks under cyclic loading. *J Rock Mech Geotech Eng* 4(1):54–61
- Lima, C. e Menezes, J. E. (2008) - *Textos de apoio de Geologia de Engenharia*. Acedido em: 20/02/2021, em: http://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/ge_apontamentos.htm
- Lima, J.A.M. (2014) - *Otimização do processo de perfuração em maciços rochosos: consequências técnico-económicas*. (Tese de Mestrado). Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. 196 pp.

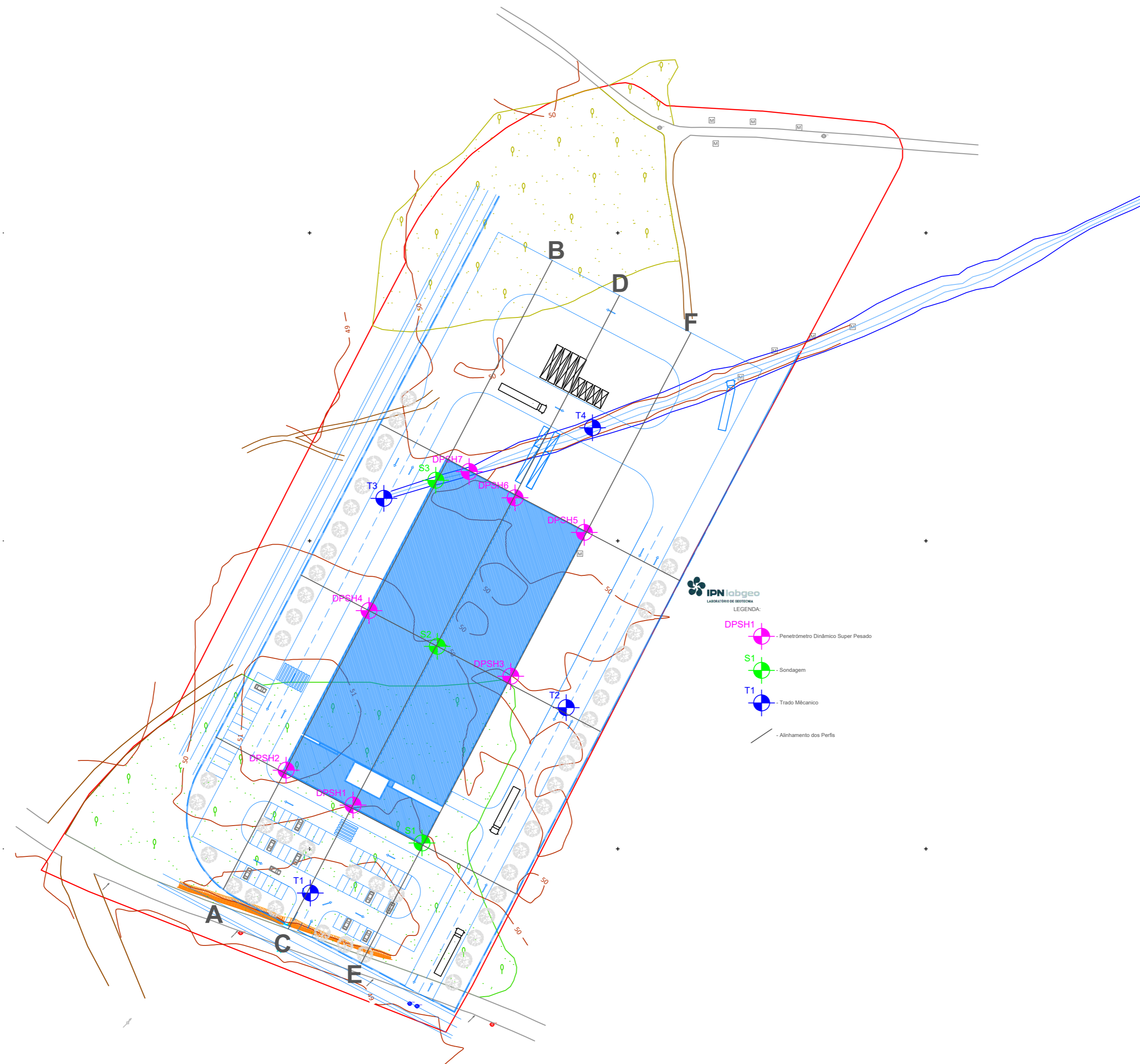
- LNEC E 240 (1970) - *Classificação dos solos para fins rodovias*.
- LNEC E 195 (1966) - *Solos – Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC E 196 (1966) - *Solos - Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 10 p.
- LNEC E 239 (1970) - *Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Lisboa, 3.
- LNEC E 197 (1966) - *Solos – Ensaio de compactação*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC E 198 (1967) - *Solos - Determinação do CBR*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Marinos, V.; Marinos, P. e Hoek, E. (2005) - The geological strength index: applications and limitations. *Bull Eng Geol Environ* 64(1):55–65
- NP – 143 (1969) - *Solos – Determinação dos limites de consistência*. Inspeção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais (IGPAI), Lisboa, Portugal, 6 p.
- NP – 84 (1965) - *Solos - Determinação do teor em água*. 1965.
- NP EN 1998-1 (2010) - Eurocódigo 8: *Projeto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português de Qualidade (IPQ), Lisboa, Portugal, 230.
- Palmström, A. (1982) - The volumetric joint count -a useful and simple measure of the degree of jointing. *Proc. Int. Congr. IAEG*, New Delhi, 1982, V, pp. 221-228.
- Papadopoulos, Z.; Kolaiti, E. e Mourtzas, N. (1994) - The effects of crystal size on geotechnical properties of neogene gypsum in Crete. *Quarterly Journ. Of Engin. Geol.* V27. 267-273.
- Paulo, R.S.V.M. (2006) - *Caracterização de argamassas industriais*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Cerâmica e do Vidro da Universidade de Aveiro, 149 pp.
- Perret, S.; Dolf, F. e Kienholz, H. (2004) - Rockfalls into forests: analysis and simulation of rockfall trajectories—considerations with respect to mountainous forests in Switzerland. *Landslides* 1 (2), 123–130.
- Ramos Azevedo, T.M.M (2009) - *Ensaios geomecânicos em rochas metassedimentares do maciço da Mina das Azeleiras (Mosteiro de Tibães): comparação, potencialidades e limitações*. (Dissertação de Mestrado). Departamento de Engenharia Geotécnica do Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 241 pp.
- Ritchie, A. M. (1963) - Evaluation of Rockfall and its Control. *Highway Reserch Board Rec* 17:13-27.
- Rocscience (2002) - *RocLab Tutorials V1.0*. Acedido em: 20/03/2021, em: [Welcome to RocLab \(rocscience.com\)](http://www.rocscience.com).
- Rocscience (2003) - *Advanced Tutorial*. Acedido em: 15/04/2021, em: [Microsoft Word - RocFallartEveedit_1.doc \(rocscience.com\)](http://www.rocscience.com).

- Rocscience (2016) - *Rocscience Coefficient of Restitution Table in RocFall*. Acedido em: 15/04/2021, em: https://www.rocscience.com/help/rocfall/baggage/rn_rt_table.htm.
- Rocscience (2018) - *SLIDE2 Tutorials V9.0*. Acedido em: 20/03/2021, em: [Slide Tutorials \(rocscience.com\)](https://www.rocscience.com).
- Rocscience (2020) - *RocFall Tutorials V8.0*. Acedido em: 20/03/2021, em: [RocFall Tutorials Overview \(rocscience.com\)](https://www.rocscience.com).
- Santos, J. A. (2012) - *Instituto Superior Técnico*. Obtido de Ensaios de campo Projecto Geotécnico I: Acedido em: 15/12/2020, em: [Microsoft PowerPoint - 12 Ensaios de campo imprimir.ppt \(utl.pt\)](#).
- Serafim, J. L., e Pereira, J. P. (1983) - Considerations on the geomechanical classification of Bieniawski. Proc. Int. Symp on *Eng. Geol. and Underground Construction*, I (II), 33-34. Lisboa, Portugal.
- SINERGEO (2021). Acedido em: 20/03/2021, em: [SPT Sinergéo Geologia, Hidrogeologia e Ambiente Lda. spt – Pesquisa Google](#).
- Singh, T.N.; Verma, A.K.; Singh, V.; e Sahu, A. (2005) - Slake durability study of shaly rock and its predictions. *Environ Geol* 47:246–253
- Sogerela (2004) - *Projeto de Ampliação da pedreira “Avarela”*. Relatório Síntese.
- Vallejo, L.; Ferre, M.; Ortuno, L. e Oteo, C. (2002) - *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson.
- Veiga, A.N. e Quinta-Ferreira, M. (2009) - Importância da geologia na geotecnia do vale tifónico de Parceiros-Leiria. In *Conferência Engenharias'09 - Inovação e desenvolvimento, ed. Universidade da Beira Interior*, 1 - 6. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- Veiga, A. e Quinta-Ferreira, M. (2010) - Caracterização geotécnica das margas da Dagorda do diápiro Parceiros-Leiria. In *VIII Congresso Nacional de Geologia da Sociedade Geológica de Portugal*. Revista Electrónica de Ciências da Terra, 9º Volume (1-4).
- Veiga, A. Q. N. (2011) - *Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros-Leiria*. Tese de Doutoramento. Universidade de Coimbra, Coimbra, 362 pp.
- Wyllie, D.C. e Mah, C.W. (2004) - *Rock Slope Engineering. Civil and Mining*. London: Spon Press.
- Yilmaz, I. e Sendir, H. (2002) - Correlation of Schmidt hardness with unconfined compressive strength and Young's modulus in Gypsum from Sivas (Turkey). *Eng Geol* 66:211–219.
- Zbyszewski, G. e Almeida, F, M. (1960) - *Carta Geológica de Portugal à escala 1/50000. Notícia explicativa da folha 26-D, Caldas da Rainha*. Serviço Geológico de Portugal, Lisboa, 56pp. Acedido em: 15/01/2021, em: [geoPortal do LNEG](#).
- Zhang, L. (2005) - Engineering properties of rocks. Elsevier Geo-Engineering. Vol. 4

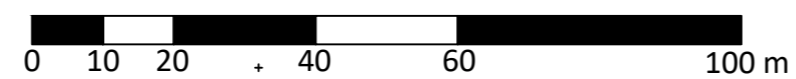
ANEXOS

Primeiro Caso de Estudo - Caracterização Geotécnica de uma área para instalação de uma unidade industrial em Cantanhede.

ANEXO I - Planta de Localização da Prospeção e dos Perfis Geológico - Geotécnicos



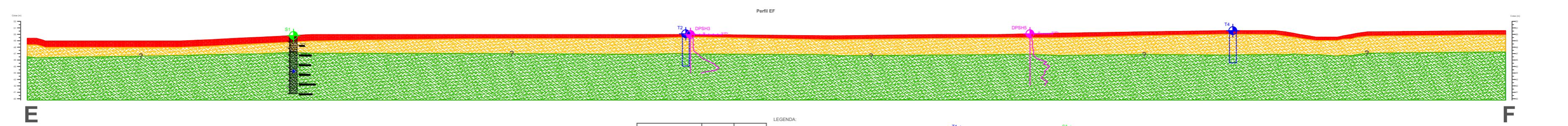
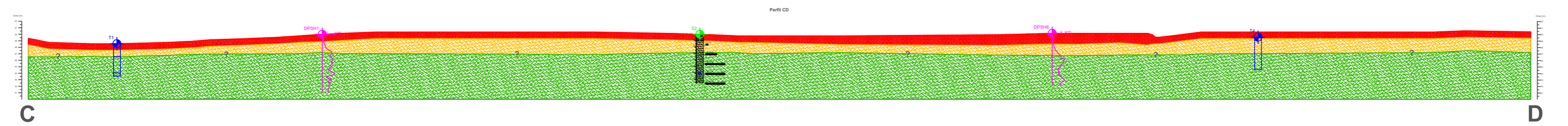
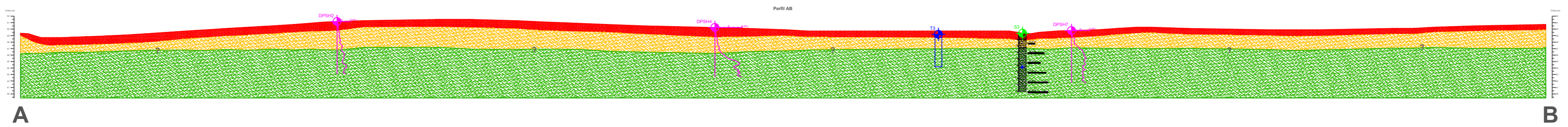
ESCALA GRÁFICA



ANEXO II - Perfis Geológico - Geotécnicos Interpretativos

SW

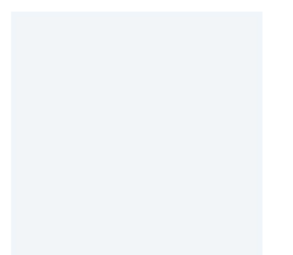
NE



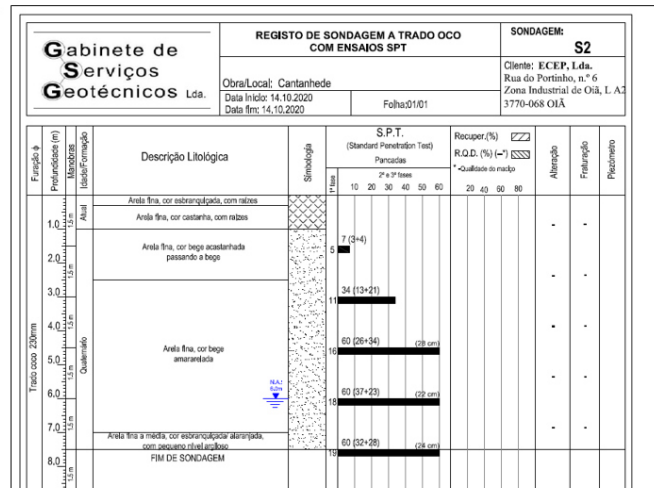
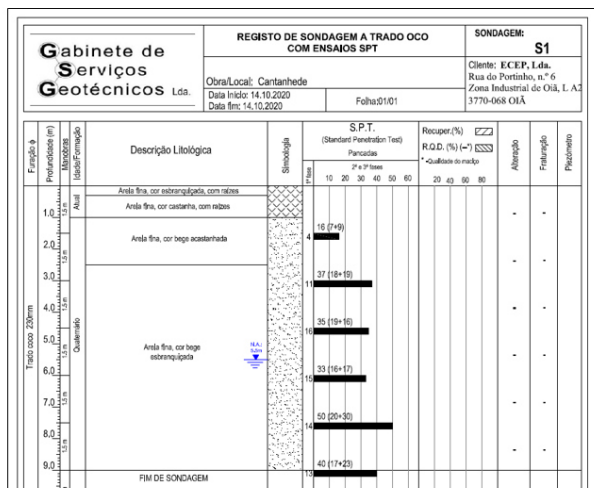
Perfil EF		Data	
Obs: Novas Instalações da ECPF no Parque Industrial de Carapicó		setembro de 2020	
Local: Carapicó			

LEGENDA:

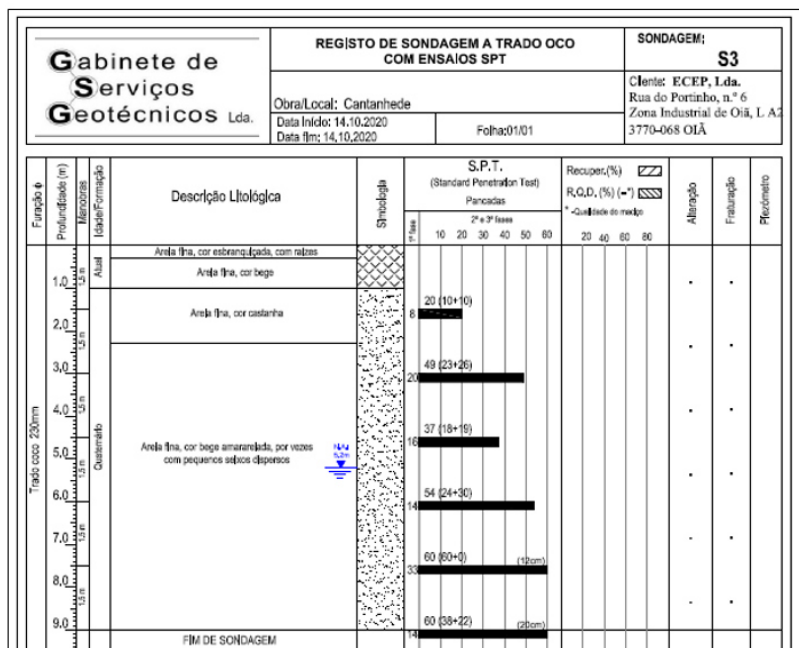
- Solo arenoso superficial de baixa resistência
- Solo arenoso SPT < 34 e qd < 20 MPa
- Solo arenoso SPT > 34 e qd > 20 MPa
- Zona Geotécnica 1
- Zona Geotécnica 2
- Zona Geotécnica 3
- Trado Mecânico
- Penetômetro Dinâmico Super Pesado
- Sondagem
- Nível Freático



ANEXO III – Gráficos das sondagens com os ensaios de SPT (Standard Penetration Test)

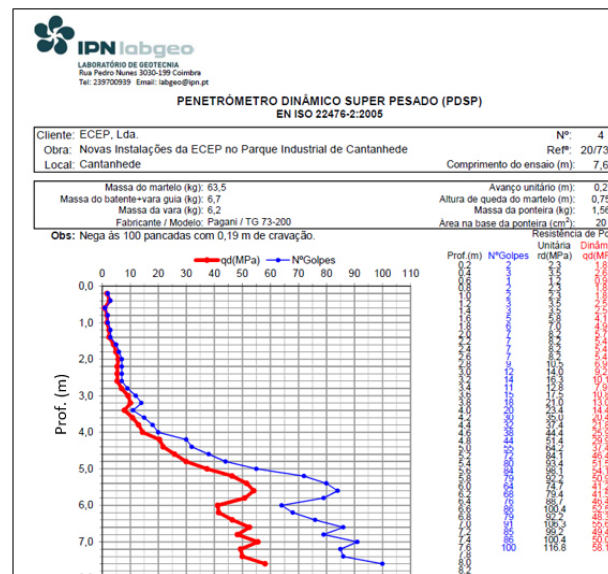
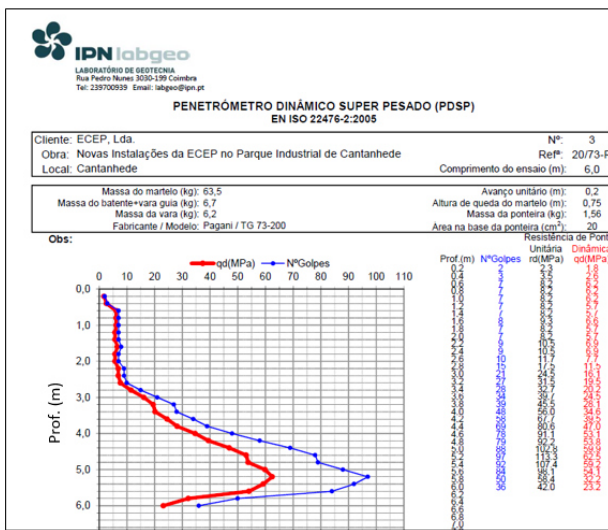
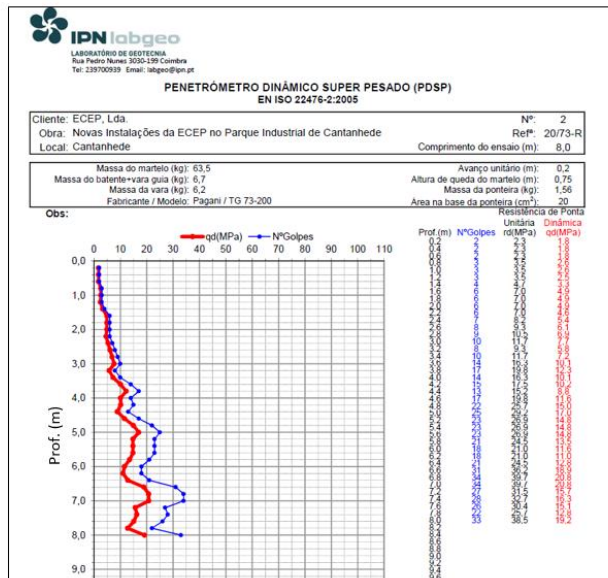
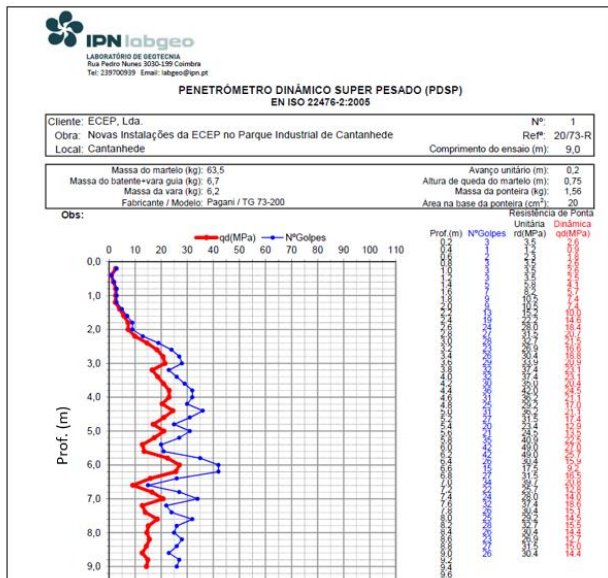


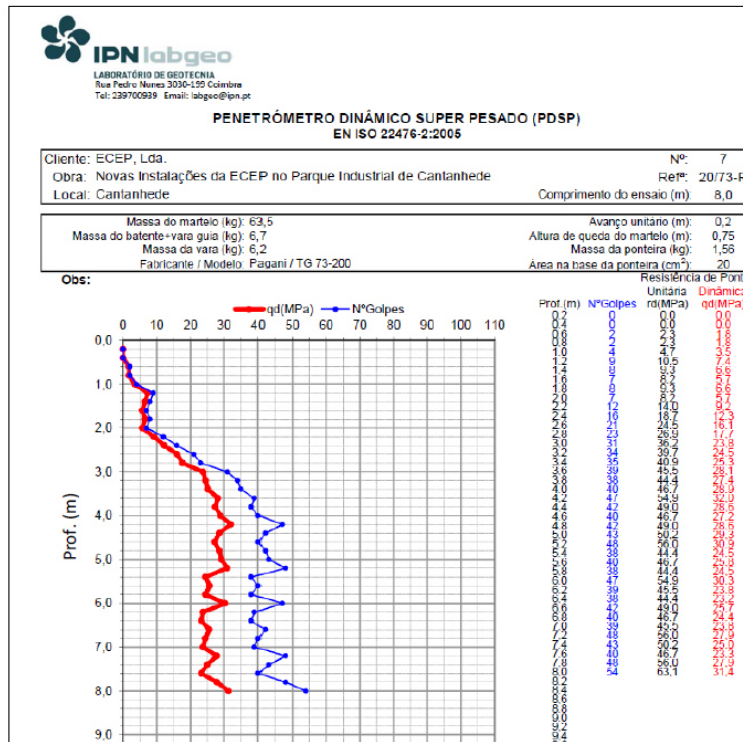
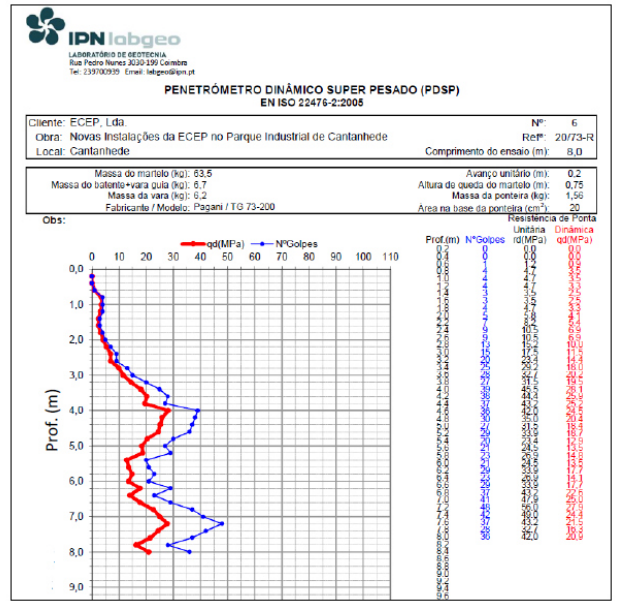
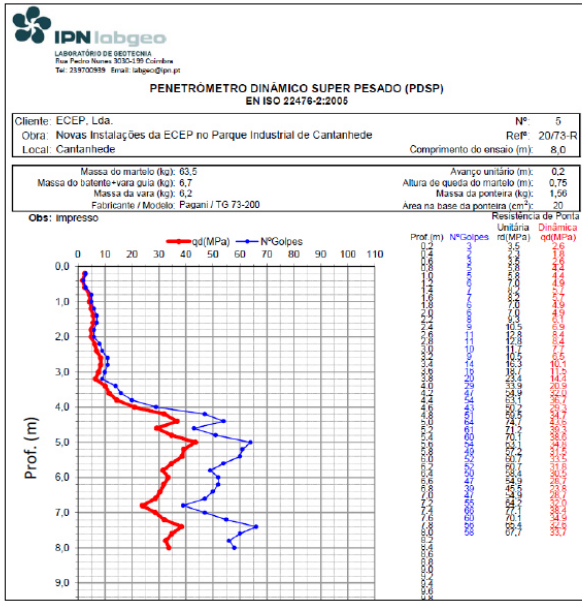
Equipamento
SMA 630 – fabrico nacional
φ externo: 230 mm
φ interno: 86 mm



Equipamento
SMA 630 – fabrico nacional
φ externo: 230 mm
φ interno: 86 mm

ANEXO IV - Resultados dos ensaios de Penetrómetros Dinâmicos Super Pesados (DPSH)



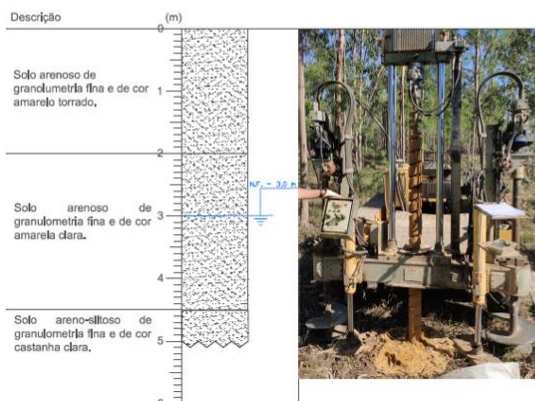


ANEXO V - Resultados dos ensaios de sondagens a trado (T)



SONDAGEM A TRADO

Cliente: ECEP, Lda. Nº: 1
 Obra: Novas Instalações da ECEP no Parque Industrial de Cantanhede Ref: 20/73-R
 Local: Cantanhede
 Profundidade da sondagem a trado (m): 5,0

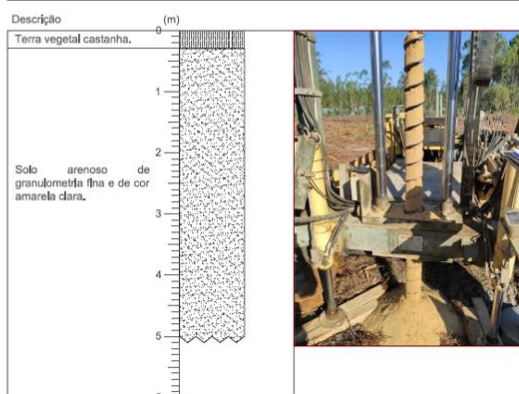


Observações: dada a finalidade do trabalho, não foram excedidos os 5,0 m de profundidade.



SONDAGEM A TRADO

Cliente: ECEP, Lda. Nº: 2
 Obra: Novas Instalações da ECEP no Parque Industrial de Cantanhede Ref: 20/73-R
 Local: Cantanhede
 Profundidade da sondagem a trado (m): 5,0

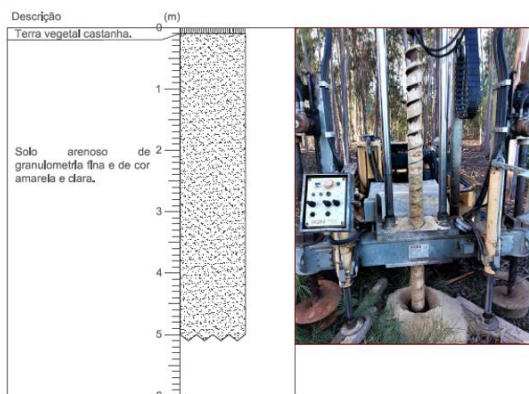


Observações: dada a finalidade do trabalho, não foram excedidos os 5,0 m de profundidade.



SONDAGEM A TRADO

Cliente: ECEP, Lda. Nº: 3
 Obra: Novas Instalações da ECEP no Parque Industrial de Cantanhede Ref: 20/73-R
 Local: Cantanhede
 Profundidade da sondagem a trado (m): 5,0

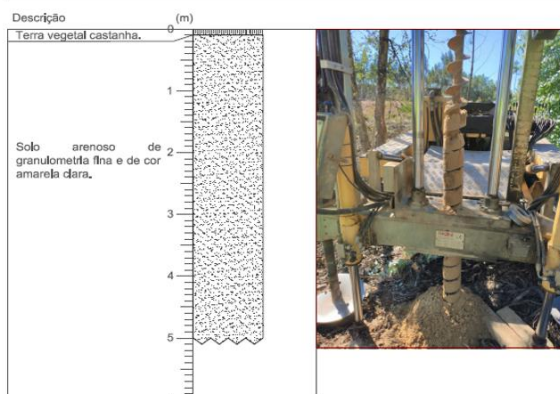


Observações: dada a finalidade do trabalho, não foram excedidos os 5,0 m de profundidade.



SONDAGEM A TRADO

Cliente: ECEP, Lda. Nº: 4
 Obra: Novas Instalações da ECEP no Parque Industrial de Cantanhede Ref: 20/73-R
 Local: Cantanhede
 Profundidade da sondagem a trado (m): 5,0



Observações: dada a finalidade do trabalho, não foram excedidos os 5,0 m de profundidade.

Segundo Caso de Estudo – Caracterização Geotécnica de um talude de uma pedreira de gesso localizada em Avarela (Óbidos).

ANEXO VI - Parâmetros utilizados na classificação RMR

Formulário de classificação do RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

Parâmetros de classificação									
1	Resistência do material rochoso intacto	Point Load (MPa)	>10	4 - 10	2 - 4	1 - 2	Ver compressão uiaxial		
		σ_c (MPa)	>250	100 - 250	50 - 100	25 - 50	5 - 25	1 - 5	<1
	Peso	15	12	7	4	2	1	0	
2	RQD (%)	90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	<25			
	Peso	20	17	13	8	3			
3	Espaçamento das descontinuidades (m)	>2	0,6 - 2	0,2 - 0,6	0,06 - 0,2	<0,06			
	Peso	20	15	10	8	5			
4	Condições das descontinuidades	Comprimento descontinuidade (m)	<1	1 - 3	3 - 10	10 - 20	>20		
		Peso	6	4	2	1	0		
		Abertura (mm)	Nenhuma	<0,1	0,1 - 1	1 - 5	>5		
		Peso	6	5	4	1	0		
		Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Ligeiramente rugosa	Ondulada	Suave		
		Peso	6	5	3	1	0		
		Preenchimento (mm)	Nenhuma	Duro <5	Duro > 5	Mole <5	Mole > 5		
		Peso	6	4	2	2	0		
		Meteorização	Inalterada	Ligeiramente e alterada	Moderadamente alterada	Muito alterada	Decomposta		
		Peso	6	5	3	1	0		
5	Presença de água	Condições gerais do maciço	Seco	Ligeiramente e húmido	Húmido	Escorrimientos	Fluxo abundante		
		Peso	15	10	7	4	0		

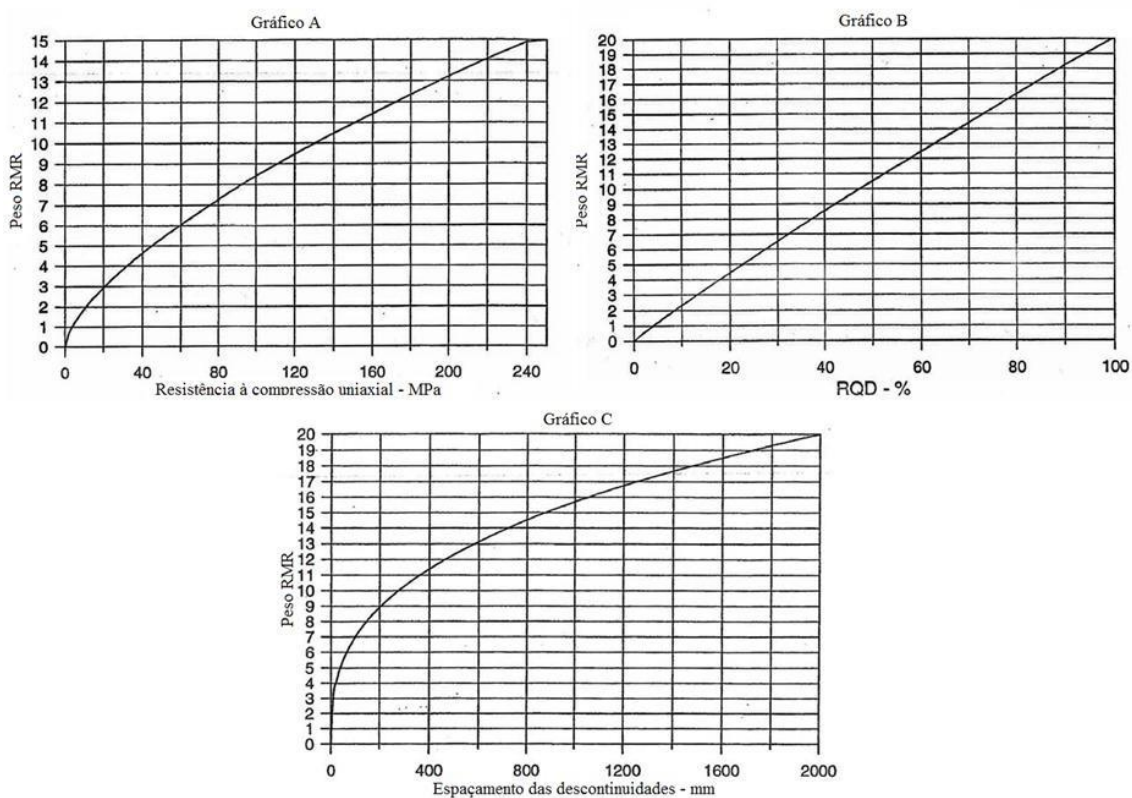
Classificação dos maciços rochosos de acordo com o RMR (adaptado de Bieniawski, 1989).

Somatório dos pesos (RMR)	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	<20
Classes	I	II	III	IV	V
Qualidade do maciço	Muito bom	Bom	Razoável	Fraco	Muito fraco
Coesão da massa rochosa (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
Angulo de atrito da massa rochosa	>45	35<45	25<35	15<25	<15

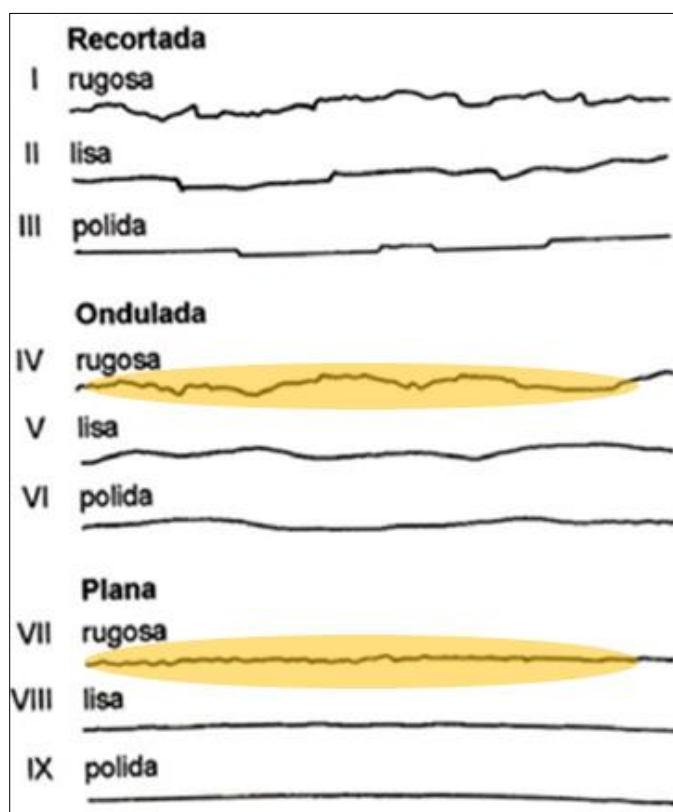
Classificação do espaçamento das diclas e j_v (Fonte: Palmstrom, 1982)

FRACTURE FREQUENCY												
50	20	10	5	2	1	0.5	0.2					
VERY BROKEN		BROKEN		BLOCKY		MASSIVE		COATES 1965				
VERY CLOSE		CLOSE		MODERATELY CLOSE	WIDE	VERY WIDE		DEERE 1963				
EXTREMELY LOW	LOW	MEDIUM	HIGH	VERY HIGH	EXTREMELY HIGH			FRANKLIN 1971				
0.01	0.02	0.05	0.1	0.2	0.5	1.0	2.0	5.0				
FRACTURE SPACING (m)												
NUMBER OF JOINTS PER m ³												
200	100	50	30	20	10	6	3	2	1	0.6	0.3	
VERY HIGH			HIGH		MODERATE		LOW		VERY LOW			(Jv)

Gráficos para obtenção dos pesos correspondentes à resistência à rotura em compressão uniaxial, ao RQD e ao espaçamento entre descontinuidades para avaliação do índice RMR (Fonte: Bieniawski, 2007)

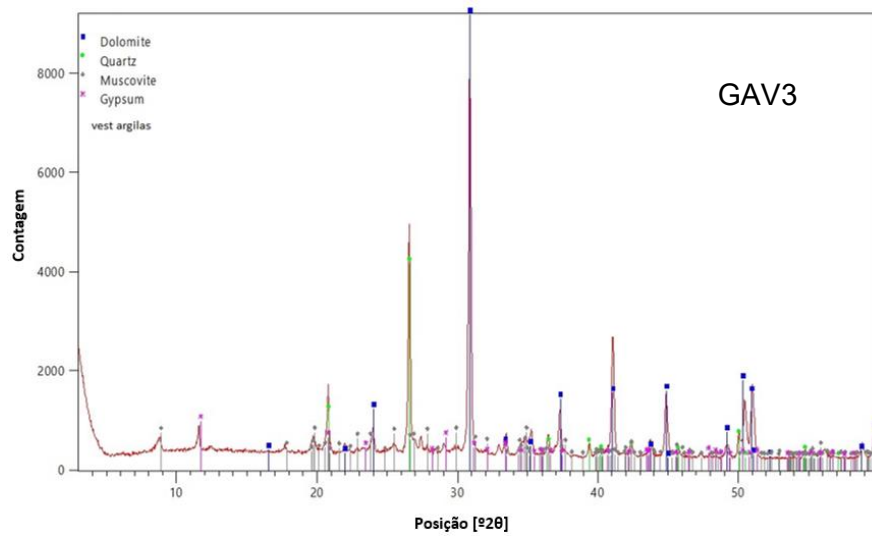
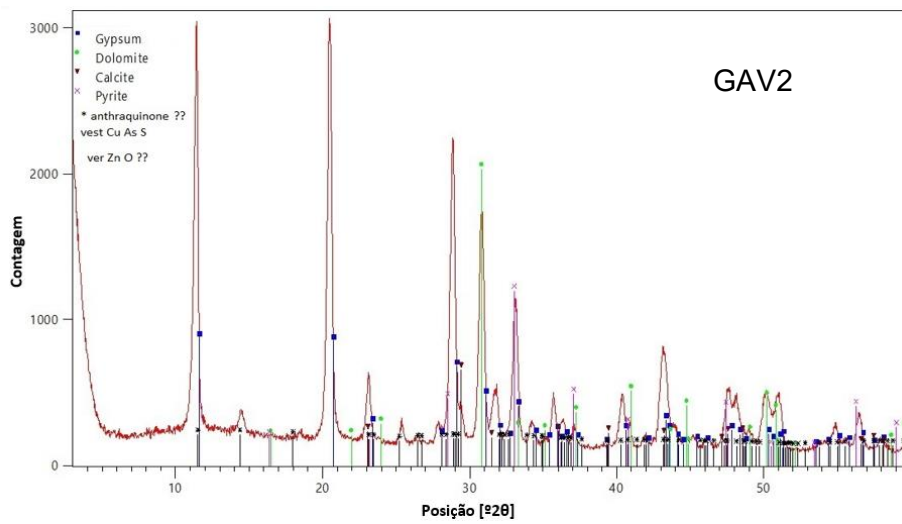
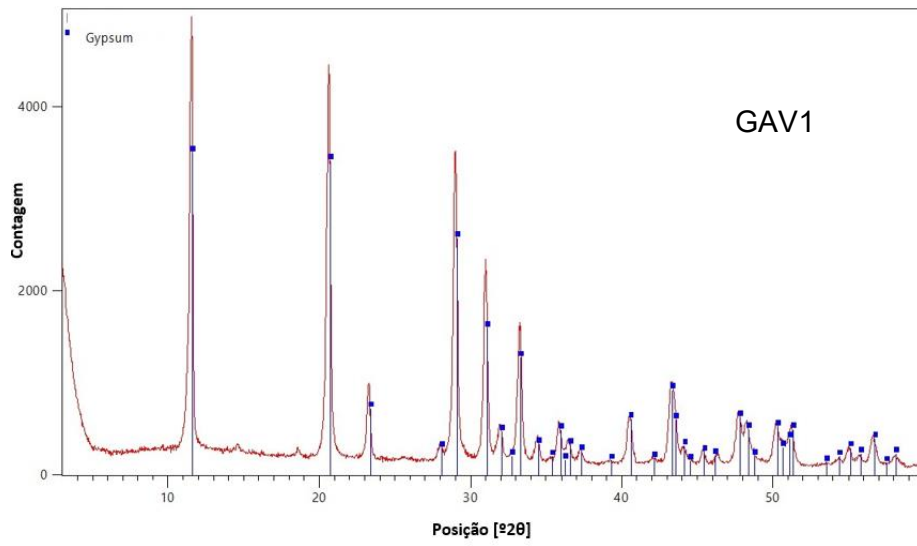


Perfis de rugosidade dos taludes 1 e 2 (cor amarela) (adaptado de ISRM, 1981).



ANEXO VII - Resultados dos ensaios de caracterização em laboratório das amostras de gesso de Avarela

Identificação mineralógica através da Difração de Raio-X



Determinação da massa volúmica aparente (MVA) e porosidade aberta (n)

➤ Amostras de menor dimensão secas à temperatura de 105 °C:

Gesso puro (GAV1)

Provete	Msec. (g)	Msat (g)	Msub. (g)	Vo = Msat. – Msec.	Vb = Msat. - Msub.	MVA (kg/m ³)	MVA (g/cm ³)	γ (kN/m ³)	n (%)
1	65.58	78.36	44.17	12.78	34.19	1914.27	1.91		37.38
2	59.28	72.26	40.56	12.98	31.7	1866.29	1.87		40.95
3	90.51	107.19	60.32	16.68	46.87	1927.22	1.93		35.59
4	99.8	116.62	65.8	16.82	50.82	1959.87	1.96		33.10
5	78.1	93.02	52.51	14.92	40.51	1924.06	1.92		36.83
6	89.3	104.65	59.2	15.35	45.45	1960.87	1.96		33.77
7	109.98	130.76	73.44	20.78	57.32	1914.86	1.91		36.25
8	63.6	77.3	43.41	13.7	33.89	1872.91	1.87		40.42
9	73.05	86.29	48.73	13.24	37.56	1941.00	1.94		35.25
10	72.5	87.85	49.49	15.35	38.36	1886.21	1.89		40.02
Valor médio						1916.76	1.92	18.84	36.956
Desvio padrão						33.28	0.033		2.745
Valor máximo						1960.87	1.961		40.946
Valor mínimo						1866.29	1.866		33.097

P. sec. – Peso seco; **Msat.** – Massa saturada; **Msub.** – Massa submersa; **Vo** – Volume dos poros aberto; **Vb** – Volume aparente dos provetes; **MVA** – Massa volúmica aparente; **n** – Porosidade aberta.

Gesso com matéria orgânica (GAV2)

Amostra	M _{sec} (g)	M _{sat} . (g)	M _{sub} . (g)	Vo = M _{sat} . – M _{sec} .	Vb = M _{sat} . - M _{sub} .	MVA (kg/m ³)	MVA (g/cm ³)	γ (kN/m ³)	n (%)
1	57.33	66.54	39.84	9.21	26.7	2142.897	2.14		34.49
2	152.59	174.65	100.5	22.06	74.15	2053.740	2.05		29.75
3	188.17	211.36	122.28	23.19	89.08	2108.146	2.11		26.03
4	161.07	183.48	105.3	22.41	78.18	2056.125	2.06		28.66
5	72.17	86.31	48.64	14.14	37.67	1912.016	1.91		37.54
6	65.43	73.09	42.91	7.66	30.18	2163.656	2.16		25.38
7	131.58	153.75	87.67	22.17	66.08	1987.240	1.99		33.55
8	68.68	76.41	45.65	7.73	30.76	2228.304	2.23		25.13
9	75.92	88.66	50.99	12.74	37.67	2011.366	2.01		33.82
10	94.57	107.05	61.86	12.48	45.19	2088.534	2.09		27.62
Valor médio						2075.203	2.08	20.40	30.20
Desvio padrão						92.121	0.092		4.373
Valor máximo						2228.304	2.228		37.537
Valor mínimo						1912.016	1.912		25.130

Gesso com dolomite (GAV3)

Provete	Msec. (g)	Msat. (g)	Msub. (g)	Vo = Msat. - Msec	Vb = Msat. - Msub.	MVA (kg/cm ³)	MVA (g/m ³)	γ (kN/m ³)	n (%)
1	87.4	90.51	56.46	3.11	34.05	2561.68	2.56		9.13
2	184.44	190.4	119.05	5.96	71.35	2579.83	2.58		8.35
3	106.02	110.44	68.39	4.42	42.05	2516.24	2.52		10.51
4	127.12	131.47	82.08	4.35	49.39	2568.65	2.57		8.81
5	118.95	123.42	76.95	4.47	46.47	2554.60	2.55		9.62
6	170.73	177.66	110.36	6.93	67.3	2531.78	2.53		10.30
7	203.4	211.79	131.61	8.39	80.18	2531.72	2.53		10.46
8	97.17	100.23	62.57	3.06	37.66	2575.03	2.58		8.13
9	63.64	66.08	41.12	2.44	24.96	2544.58	2.54		9.78
10	133.78	139.92	86.29	6.14	53.63	2489.51	2.49		11.45
Valor médio						2545.36	2.55	25,02	9.65
Desvio padrão						28.48	0.03		1.06
Valor máximo						2579.83	2.58		11.45
Valor mínimo						2489.51	2.49		8.13

- Amostras de maior dimensão secas à temperatura de 70 °C.

Gesso puro (GAV1)

Provete	Msec. (g)	Msat. (g)	Msub. (g)	Vo = Msat. - Mseco	Vb = Msat. - Msub.	MVA (kg/ m ³)	MVA (g/c m ³)	γ (kN/ m ³)	n (%)
1	173.89	176.66	99.67	2.77	76.99	2254.09	2.254		3.60
2	185.76	189.97	105.83	4.21	84.14	2203.33	2.203		5.00
3	323	331.4	184.74	8.4	146.66	2197.97	2.198		5.73
4	166.97	169.34	95.33	2.37	74.01	2251.53	2.252		3.20
5	273.58	275.56	155.63	1.98	119.93	2276.60	2.277		1.65
6	137.54	139.44	80.5	1.9	58.94	2328.89	2.329		3.22
7	161.07	162.16	91.83	1.09	70.33	2285.62	2.286		1.55
8	200.99	204.28	115.01	3.29	89.27	2246.98	2.247		3.69
9	231.28	234.8	132.05	3.52	102.75	2246.40	2.246		3.43
10	134.87	137.33	77.74	2.46	59.59	2258.77	2.259		4.13
Valor médio						2255.02	2.26	22.17	3.520
Desvio padrão						37.94	0.038		1.293
Valor máximo						2328.89	2.329		5.728
Valor mínimo						2197.97	2.198		1.550

Gesso com matéria orgânica (GAV2)

Provete	Msec. (g)	Msat. (g)	Msub. (g)	Vo = Msat. - Msec0	Vb = Msat. - Msub.	MVA (kg/ m³)	MVA (g/c m³)	γ (kN/ m³)	n (%)
1	171.22	177.67	100.60	6.45	77.07	2217.17	2.22		8.37
2	263.58	273.34	154.95	9.76	118.39	2221.92	2.22		8.24
3	109.83	111.13	63.40	1.3	47.73	2296.47	2.30		2.72
4	158.98	165.05	93.61	6.07	71.44	2220.91	2.22		8.50
5	177.39	184.56	104.60	7.17	79.96	2214.05	2.21		8.97
6	104.06	104.72	59.88	0.66	44.84	2316.05	2.32		1.47
7	191.54	198.22	112.28	6.68	85.94	2224.31	2.22		7.77
8	224.42	225.42	128.17	1	97.25	2303.05	2.30		1.03
9	157.54	163.03	92.37	5.49	70.66	2225.09	2.23		7.77
10	186.28	194.89	109.73	8.61	85.16	2183.04	2.18		10.11
Valor médio						2242.21	2.24	21.97	6.50
Desvio padrão						45.34	0.05		3.37
Valor máximo						2316.05	2.32		10.11
Valor mínimo						2183.04	2.18		1.03

Gesso com dolomite (GAV3)

Provete	Msec. (g)	Msat. (g)	Msub. (g)	Vo = Msat. - Mseco	Vb = Msat. - Msub.	MVA (kg/m ³)	MVA (g/cm ³)	γ (kN/ m ³)	n (%)
1	146.89	149.5	94.98	2.61	54.52	2688.85	2.689		4.787
2	80.21	82	51.37	1.79	30.63	2613.44	2.613		5.844
3	88.85	90.49	57.46	1.64	33.03	2684.60	2.685		4.965
4	111.33	113.56	71.71	2.23	41.85	2654.89	2.655		5.329
5	146.57	149.65	94.46	3.08	55.19	2650.42	2.650		5.581
6	206.71	210.59	133.1	3.88	77.49	2662.23	2.662		5.007
7	122.78	125.76	79.55	2.98	46.21	2651.69	2.652		6.449
8	273.29	278.28	176.55	4.99	101.73	2681.05	2.681		4.905
9	299.43	306.53	193.65	7.1	112.88	2647.33	2.647		6.290
10	264.33	269.45	170.67	5.12	98.78	2670.59	2.671		5.183
Valor médio						2660.51	2.661	26.10	5.434
Desvio padrão						22.39	0.022		0.589
Valor máximo						2688.85	2.689		6.449
Valor mínimo						2613.44	2.613		4.787

Ensaio de resistência à carga pontual (*Point Load Test*)

Gesso puro (GAV1)

Provete	L (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)	W (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D (mm)	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	F	Is ₅₀ (MPa)	Is ₅ (MPa) considerados	σ_c (MPa) = 3,4951*Is ₅₀ +24.84	σ_c (MPa) = 22*Is ₅₀
1	228	60.2	60	60.1	28	25.4	26.7	0.97	45.2124	45.2124	0.4745	0.9557	0.45	0.45	26.29	9.14
2	120	76.4	78	77.2	25	24.6	24.8	1	49.3855	49.3855	0.4100	0.9945	0.41	0.41		
3	80	55.7	75.5	65.6	27.4	39	33.2	1.2	52.6728	52.6728	0.4325	1.0237	0.44	0.44		
4	145	56.7	56.8	56.75	27.2	26.6	26.9	0.87	44.0985	44.0985	0.4474	0.9450	0.42	0.42		
5	100	51	50.9	50.95	17.6	21	19.3	0.58	35.3929	35.3929	0.4630	0.8560	0.40	0.40		
6	128	38	43	40.5	19.9	20.4	20.2	0.6	32.2426	32.2426	0.5772	0.8208	0.47	0.36		
7	108	51	58.7	54.85	29	31.9	30.5	0.68	46.1261	46.1261	0.3196	0.9644	0.31	0.31		
8	71	40.6	47.7	44.15	34	34	34	0.74	43.7290	43.7290	0.3870	0.9415	0.36	0.36		
9	117	28	26.3	27.15	23	20.4	21.7	0.61	27.3955	27.3955	0.8128	0.7628	0.62	0.62		
10	80	51.5	51.4	51.45	21.6	23	22.3	0.4	38.2305	38.2305	0.2737	0.8862	0.24	0.24		
Valor médio														0.42		
Desvio padrão														0.03		
Valor máximo														0.45		
Valor mínimo														0.36		

L – Comprimento; W – Distância entre ponteiras; D – Diâmetro; De – Diâmetro equivalente; P – Força de rotura; Is – Índice de resistência; F – Fator de correção; Is₅₀ – Índice de resistência corrigido; σ_c – Resistência à compressão uniaxial.

Gesso com matéria orgânica (GAV2)

Provete	L (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)	W (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D (mm)	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	F	Is(50) (MPa)	Is (50) (MPa) considerados	σ_c (MPa) = 3,4951*Is ₅₀ +24.84	σ_c (MPa)= 22*Is ₅₀
1	26.5	38.1	46.8	42.45	28	25.4	26.7	3.65	1443.8408	37.9979	2.5280	0.8838	2.23	0.74	27.49	16.66
2	55	39.7	49.4	44.55	25	24.6	24.8	3.42	1407.4395	37.5159	2.4299	0.8787	2.14	0.66		
3	55	41	28	34.5	27.4	39	33.2	1.22	1459.1083	38.1983	0.8361	0.8859	0.74	0.76		
4	90	46	44.3	45.15	27.2	26.6	26.9	1.13	1547.1783	39.3342	0.7304	0.8977	0.66	1.31		
5	64	48	52.3	50.15	17.6	21	19.3	1.1	1232.9873	35.1139	0.8921	0.8530	0.76	0.61		
6	65	42.3	52	47.15	19.9	20.4	20.15	1.87	1210.2834	34.7891	1.5451	0.8494	1.31	0.46		
7	87	60.2	59.4	59.8	29	31.9	30.45	0.35	2319.6306	48.1625	0.1509	0.9833	0.15			
8	60	59.4	59.4	59.4	34	34	34	1.57	2572.7389	50.7222	0.6102	1.0065	0.61			
9	65	40	39.7	39.85	23	20.4	21.7	0.32	1101.5860	33.1901	0.2905	0.8316	0.24			
10	84	43.9	48.6	46.25	21.6	23	22.3	0.7	1313.8535	36.2471	0.5328	0.8652	0.46			
Valor médio														0.76		
Desvio padrão														0.29		
Valor máximo														1.31		
Valor mínimo														0.46		

L – Comprimento; W – Distancia entre ponteiras; D – Diâmetro; De – Diâmetro equivalente; P – Força de rotura; Is – Índice de resistência; F – Fator de correção; Is₅₀ – Índice de resistência corrigido; σ_c – Resistência à compressão uniaxial.

Gesso com dolomite (GAV3)

Provete	L (mm)	W1 (mm)	W2 (mm)	W (mm)	D1 (mm)	D2 (mm)	D (mm)	P (kN)	De ² (mm ²)	De (mm)	Is (MPa)	F	Is ₍₅₀₎ (MPa)	Is (50) (MPa) considerados	σ_c (MPa) = 3,4951*Is ₅₀ +24.84	σ_c (MPa) = 22*Is ₅₀
1	155	87.7	91.8	89.75	35.4	37.5	36.45	5.2	4167.3726	64.5552	1.2478	1.1218	1.40		34.08	58.15
2	166	45.9	41.5	43.7	26.2	25.9	26.05	5.6	1450.1720	38.0811	3.8616	0.8847	3.42			
3	125	50	48.5	49.25	29	29	29	5.7	1819.4268	42.6547	3.1329	0.9310	2.92	2.92		
4	88	59.2	53.5	56.35	27.4	24.6	26	5.5	1866.3694	43.2015	2.9469	0.9363	2.76	2.76		
5	67	48.1	60.93	54.52	39.1	29.4	34.25	4.5	2378.5207	48.7701	1.8919	0.9889	1.87	1.87		
6	16	100.3	100	100.15	30	26.7	28.35	6.6	3616.8822	60.1405	1.8248	1.0866	1.98	1.98		
7	92	70.7	66.2	68.45	27	27.4	27.2	7.5	2371.7707	48.7008	3.1622	0.9882	3.12	3.12		
8	170	52.3	54	53.15	28.5	29	28.75	6.6	1946.5764	44.1200	3.3906	0.9453	3.20	3.20		
9	85	62.4	53.3	57.85	29.6	29.6	29.6	3.9	2181.3503	46.7049	1.7879	0.9698	1.73			
10	77	54.2	50	52.1	27.8	28	27.9	7.4	1851.7070	43.0315	3.9963	0.9347	3.74			
Valor médio														2.64		
Desvio padrão														0.58		
Valor máximo														3.20		
Valor mínimo														1.87		

L – Comprimento; W – Distancia entre ponteiros; D – Diâmetro; De – Diâmetro equivalente; P – Força de rotura; Is – Índice de resistência; F – Fator de correção; Is₅₀ – Índice de resistência corrigido; σ_c – Resistência à compressão uniaxial.

Ensaio de dureza através do Martelo de Schmidt

- Amostra de menor dimensão:

Resultados dos valores de ensaios para amostras GAV1, GAV2 e GAV3.

Amostra		GAV1		GAV2		GAV3	
Ensaio	Direção(°)	R	5 valores superiores	R	5 valores superiores	R	5 valores superiores
1	↓	10		13	13	17	
2	↓	11	11	10		21	21
3	↓	10		10		14	
4	↓	11	11	10		19	19
5	↓	13	13	10		20	20
6	↓	10	10	11	11	15	
7	↓	10	10	13	13	14	
8	↓	10		13	13	18	18
9	↓	Não		10	10	20	20
10	↓	Não		10		16	
Valor médio			11.0		12		19.60
Desvio padrão			1.2		1.41		1.14
Valor máximo			13.0		13.0		21.0
Valor mínimo			10.0		10.0		18.0

- Amostra de maior dimensão:

Resultados dos valores de ensaios para amostras GAV1, GAV2 e GAV3.

Amostra		GAV1		GAV2		GAV3	
Ensaio	Direção(°)	R	10 valores superiores	R	10 valores superiores	R	10 valores superiores
1	↓	12		15		20	
2	↓	11		19	19	38	38
3	↓	18	18	15		38	38
4	↓	15	15	16		38	38
5	↓	16	16	14		28	
6	↓	15	15	18	18	38	38
7	↓	19	19	18	18	33	
8	↓	16	16	18	18	36	
9	↓	12		11		40	40
10	↓	12		16		18	
11	↓	12		18		28	
12	↓	14		22	22	36	36
13	↓	12		15		40	40
14	↓	15	15	14		32	
15	↓	14	14	19	19	38	38
16	↓	19	19	23	23	33	

Amostra		GAV1		GAV2		GAV3	
Ensaio	Direção(°)	R	10 valores superiores	R	10 valores superiores	R	10 valores superiores
17	↓	14		15		35	
18	↓	10		19	19	34	
19	↓	21	21	25	25	41	41
20	↓	11		19	19	39	39
21	↓	17	17	19	19	32	32
22	↓	18	18	13		24	
23	↓	10		17		25	
24	↓	11		18	18	27	27
25	↓	17	17	30	30	29	29
26	↓	12		25	25	18	
27	↓	16	16	15		25	
28	↓	14		20	20	34	34
29	↓	17	17	15		23	
30	↓	11		25	25	38	38
31	↓	17	17	15		27	27
32	↓	14		15		25	
33	↓	14	14	18		26	
34	↓	16	16	18		30	30
35	↓	12		22	22	30	30
36	↓	21	21	24	24	25	
37	↓	12		10		15	
38	↓	12		20	20	15	
39	↓	10		11		35	35
40	↓	21	21	22	22	27	27
Valor médio			17.1		21.25		34.75
Desvio padrão			2.24		3.024		2.61
Valor máximo			21		27.5		39.5
Valor mínimo			14		10.00		31.5