



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA**

**Resistência ao corte de superfícies rochosas: estudo experimental em amostras da vertente natural de S. Simão (Amarante) e do talude de Santo Ovídio (Gaia)**

**Catarina Sofia Ribeiro Gonçalves Margaride**



**2019**

(página propositadamente em branco)



# Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## Resistência ao corte de superfícies rochosas: estudo experimental em amostras da vertente natural de S. Simão (Amarante) e do talude de Santo Ovídio (Gaia)

*Shear strength of rock surfaces: experimental study on samples of the hillslope of S. Simão (Amarante) and the slope of Santo Ovídio (Gaia)*

**Catarina Sofia Ribeiro Gonçalves Margaride**

**1141232**

*Projecto apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente**, realizada sob a orientação do Doutor Helder I. Chaminé, Professor Coordenador com Agregação do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP e do Engenheiro Especialista José Filinto Castro Trigo, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil do ISEP*

(página propositadamente em branco)

## **Júri**

### **Presidente**

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

*Professor Coordenador com Agregação, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Especialista José Filinto Castro Trigo

*Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor José Cândido Gonçalves Freitas

*Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutora Maria Isabel Gonçalves Fernandes

*Professora Auxiliar com Agregação, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa*

---

A dissertação de **mestrado em engenharia geotécnica e geoambiente (MEGG)** foi apresentada e defendida em prova pública, pela Licenciada **Catarina Sofia Ribeiro Gonçalves Margaride**, no Auditório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Geotécnica (ISEP) em 6 de Novembro de 2019 mediante o júri nomeado, em que foi atribuída, por unanimidade, classificação final de **17 (dezassete) valores**, cuja fundamentação se encontra em acta. Todas as correções pontuais determinadas pelo júri, e só essas, foram efectuadas.

---

*Dedico esta dissertação a todos os que acreditaram em mim  
e me incentivaram a ser melhor a cada dia...*

(página propositadamente em branco)

## Agradecimentos

Antes de iniciar a exposição desta dissertação que tanta satisfação me deu realizar, quer pelo desafio proposto quer pelas várias componentes que o integram, desde a amostragem, ao tratamento e análise de dados em gabinete e aos ensaios laboratoriais complementares e fundamentais que permitiram a elaboração deste projeto. Por outro lado, o ter aliado os conhecimentos científicos adquiridos ao longo do curso ao constante desenvolvimento dos mesmos, bem como à introdução de muitos outros e à aplicação prática destes, não poderia deixar de salientar as pessoas incansáveis que me acompanharam nesta jornada.

Ao meu orientador, o Professor Helder I. Chaminé (DEG e LABCARGAISEP), por todo o empenho, contributo, disponibilidade e dedicação ao longo da elaboração da dissertação, e durante todo o meu percurso académico, pela revisão estrutural e de conteúdo da mesma e, principalmente, por todo o encorajamento e por acreditar em mim confiando-me este projeto de dissertação.

Ao meu coorientador, o Engenheiro José Filinto Castro Trigo (DEC) pelo apoio, criatividade, sinceridade e paixão nos diversos momentos críticos e decisivos, nos trabalhos laboratoriais e análise dos dados, no incentivo a ir mais além e ainda no trabalho de revisão.

À Doutora Liliana Freitas (LABCARGAISEP) por todo o apoio na cedência de conteúdos imprescindíveis à realização da minha dissertação e pela amabilidade, disponibilidade e simplicidade sempre demonstradas.

À Eng.ª Isilda Costa (LGMG|ISEP) pela disponibilidade, gentileza e ajuda prestada nas questões logísticas que proporcionaram o desenvolvimento adequado e atempado do projeto.

Ao Professor José Fernandes (Diretor LGMC|ISEP) por todas as facilidades, apoio logístico e cedência laboratorial sem o qual não teria sido possível a realização deste projeto.

Ao Professor João Paulo Meixedo (Director do MEEG) pelo apoio e acompanhamento durante a realização deste projeto e durante todo o percurso académico.

À Cooperativa dos Pedreiros, em especial ao Eng.º Floriano Santos, pela amabilidade e disponibilidade na serragem das amostras em estudo.

Ao Sr. Carlos Ferreira (LGMC|ISEP) pela disponibilidade e auxílio no transporte das amostras para serragem e a sua posterior recolha.

Ao colega de curso Rúben Meireles pela partilha de discussões, apoio e bibliografia sobre o tema.

Um agradecimento especial ao Departamento de Geociências (DG) da Universidade de Aveiro (UA), em particular do Professor Jorge Medina e da Engenheira Denise Terroso, pela gentileza na cedência do equipamento *Tilt Test* do Laboratório de Geotecnia do DG|UA.

Gratos ao Professor Eng.º Duarte Barroso Lopes (DEC) pelo apoio na execução da escala de ângulos do protótipo.

A todos os professores que me acompanharam nestes cinco anos ensinando-me muito mais para além dos sumários académicos e sempre acreditando nas ilimitadas possibilidades que o meu futuro me reserva e ainda pelo empenho e perseguição constante dos meus objetivos, disponibilizando-se a auxiliarem-me em qualquer fase do processo, tanto académico como profissional.

A todos os meus amigos e à minha família que me apoiaram, incentivaram e compreenderam a minha dedicação a este projeto focando os meus objetivos futuros.

Ao incondicional apoio de meus Pais pelas vastas horas noturnas passadas a trabalhar, pelo adiamento de compromissos, pelos sacrifícios (positivos) na troca de horários convencionais e por aturarem as mudanças de humor e frustrações momentâneas quando algo não corria conforme havia planeado, entre muitos outros ajustes realizados ao longo da realização deste projeto e de todo o percurso académico incentivando-me a nunca desistir e superar-me todos os dias.

A todos um enorme Muito Obrigado.

(página propositadamente em branco)

## **Palavras-chave**

*Maçços rochosos, superfícies rochosas, resistência ao corte, tilt test, ângulo de atrito*

## **Resumo**

Este projeto tem como primeiro objetivo a determinação do ângulo de atrito de base ( $\Phi_b$ ) para a estabilidade de uma superfície rochosa inclinada recorrendo à metodologia de ensaio *tilt test*, através de um protótipo desenvolvido e posterior confirmação dos resultados num equipamento profissional cedido pela Universidade de Aveiro, aplicado a dois casos de estudo com características díspares: o primeiro caso localizado na vertente natural de S. Simão (Gouveia, Amarante) e o segundo caso no talude rochoso de Santo Ovídio pertencente ao grupo de escutas 365 (Vila Nova de Gaia). Por forma a cumpri-lo, inicialmente, procedeu-se ao estudo geológico, geomorfológico, geotécnico e geomecânico através da técnica de amostragem linear in situ e à classificação e avaliação da estabilidade dos maciços recorrendo à aplicação de classificações geomecânicas (RMR, SMR, GSI) elaborando-se o respetivo zonamento geotécnico como trabalho de gabinete. Posteriormente procedeu-se à caracterização das amostras colhidas, que mais tarde foram serradas, para a realização do ensaio *tilt test* em dois provetes pré-dimensionados, num total de 128 combinações repetidas três vezes, obtendo o valor do ângulo de atrito  $\beta$  quando o provete superior desliza sobre o provete inferior e, através da mediana, ou média das medianas, desses valores, o resultado  $\Phi_b$  pretendido. E como segundo objetivo, a determinação da expressão característica da resistência ao corte dos dois maciços rochosos, centrando-se na execução de vários ensaios laboratoriais de forma a obter as variáveis necessárias ( $\Phi_r$ , JRC, JCS,  $\sigma_n$ ,  $\alpha$ ) a introduzir na expressão desenvolvida e aperfeiçoada de Barton & Choubey (1977) permitindo obter a informação necessária no sentido de antecipar deslizamentos ou queda de blocos em taludes naturais e prevenir acidentes em projetos futuros.

(página propositadamente em branco)

**Keywords**

*Rock masses, rock surfaces, shear strength, tilt test, friction angle*

**Abstract**

The main goal of this project is to determine the base friction angle ( $\Phi_b$ ) for the stability of an inclined rock surface using the tilt test methodology, through a prototype developed, and subsequent confirmation of the results in a professional equipment provided by the University of Aveiro, applied to two case studies with different features: the first case located in the natural slope of S. Simão (Gouveia, Amarante) and the second case in the rock slope of Santo Ovídio where the scouts group 365 (Vila Nova de Gaia) have their facilities. In order to accomplish this goal, initially, a geological, geomorphologic, geotechnical and geomechanical study was carried out through the scanline sampling technique and the classification and evaluation of the rock masses stability using geomechanical classifications (RMR, SMR, GSI) by elaborating the respective geotechnical zoning as desk study. Later on, the samples collected were differentiated according to their characteristics, later saw-cut, to perform the tilt test in two pre-dimensioned samples, in a total of 128 combinations repeated three times, obtaining the friction angle value  $\beta$  when the upper sample slides over the lower sample and, through the median, or median average, of these values, the intended result  $\Phi_b$ . And as a second objective, the determination of the global shear strength and geotechnical zones of the rock mass, focusing on the execution of several laboratory tests in order to obtain the necessary variables ( $\Phi_r$ , JRC, JCS,  $\sigma_n$ ,  $\alpha$ ) to be inserted in the developed and improved expression of Barton and Choubey (1977) to provide the necessary information in way to anticipate landslides or rock falls on natural slopes and prevent accidents in future projects.

(página propositadamente em branco)

---

## Índice

1.	Introdução Geral .....	15
1.1.	Enquadramento.....	15
1.2.	Objetivos .....	16
1.3.	Organização da dissertação .....	17
2.	Estado de Arte sobre Resistência ao Corte de Superfícies Rochosas e Descontinuidades.....	21
2.1.	Considerações iniciais .....	21
2.2.	Revisão sobre o conceito de descontinuidades em geotecnia .....	25
2.2.1.	Parâmetros ISRM a analisar .....	28
2.3.	Identificação e significado das diferentes variáveis envolvidas.....	33
2.4.	O ângulo de atrito de base: diferentes metodologias para a sua avaliação laboratorial	43
2.4.1.	Estratégia de decisão da melhor metodologia a aplicar no caso de estudo.....	58
3.	Descrição do protótipo para a realização do <i>Tilt Test</i> .....	61
3.1.	Generalidades .....	61
3.2.	Projeto do Protótipo .....	66
3.3.	Custos .....	72
3.4.	Prazos de Execução .....	73
4.	Casos de estudo: vertente natural de S. Simão (Amarante) e talude de S. Ovídio (Gaia) .....	79
4.1.	Considerações iniciais .....	79
4.2.	Enquadramento regional e local dos sectores em estudo.....	80
4.3.	Síntese da geotecnia e geomecânica baseada em estudos prévios .....	94
4.4.	Estudos de Resistência ao Corte de superfícies rochosas.....	112
4.4.1.	Definição da geometria e do número de amostras .....	113
4.4.2.	Recolha de amostras .....	114
4.4.3.	Definição do número de ensaios.....	116
4.4.4.	Preparação das amostras .....	125
4.4.5.	Realização dos ensaios e registo dos resultados.....	131
4.5.	Tratamento e Análise dos Resultados.....	136
4.5.1.	Resistência ao corte das superfícies rochosas .....	143
4.5.2.	Separação por zonas geotécnicas .....	145
4.5.3.	Quadro-síntese dos resultados obtidos .....	147
4.5.4.	Análise comparativa .....	150
4.5.4.1.	Limpeza das faces.....	151
4.5.4.2.	Evolução do desgaste.....	153
4.5.4.3.	Protótipo ISEP vs Equipamento UA.....	157
5.	Conclusões.....	163
5.1.	Conclusões finais.....	163
5.2.	Perspetivas futuras.....	168
6.	Referências bibliográficas .....	173
7.	Anexos.....	3
7.1.	Manual de instruções de montagem para o Protótipo ISEP 2 .....	3
7.2.	Quadro resumo dos setores de S. Simão .....	4
7.3.	Quadro resumo dos perfis de S. Ovídio .....	7
7.4.	Registo fotográfico do ensaio ângulo de atrito natural .....	9
7.5.	Digitalizações dos perfis de rugosidade .....	11
7.6.	Provetes de cartão .....	13
7.7.	Ilustração do procedimento do ensaio tilt test.....	13
7.8.	Ficha de campo – Ensaios nas amostras em bruto .....	15
7.9.	Ficha de campo – Ensaio tilt test.....	17

---

7.10.	Conversão do valor dos ressaltos em MPa.....	19
7.11.	Obtenção de JRC (Barton, 1982) .....	21
7.12.	Resultados do ângulo de atrito de base – Mediana .....	23
7.13.	Ficheiros excel integrantes do projeto disponibilizados no CD-ROM .....	25

---

(página propositadamente em branco)

---

## Índice de figuras

<b>Figura 1</b> - Diagrama esquemático para mostrar a evolução da rocha intacta ao maciço rochoso fraturado com o aumento do tamanho da amostra, proposto para um talude de mina a céu aberto (adaptado de Hoek & Brown, 1997).....	22
<b>Figura 2</b> - Relação entre a geologia e a classe de resistência da rocha (Wyllie & Mah 2004). .....	23
<b>Figura 3</b> - Distinção da não linearidade da resistência ao corte quando testada numa ampla gama de tensão confinante, marcando a transição entre os regimes (Barton, 2016). .....	23
<b>Figura 4</b> - Não linearidade do material-rocha e do preenchimento das descontinuidades. (Barton, 2016).....	24
<b>Figura 5</b> - Influências das características do sistema de compartimentação do maciço rochoso: a) estável – mergulho para o interior do talude e b) instável – mergulho para fora da face do talude. (Lima et al., 2013). .....	27
<b>Figura 6</b> - Principais tipos de rotura e condições estruturais que lhes dão origem (Wyllie & Mah, 2004).....	29
<b>Figura 7</b> - Medição do espaçamento das descontinuidades na face acessível (adaptado de González de Vallejo & Ferrer, 2011).....	30
<b>Figura 8</b> - Representações simples e blocos-diagrama para a continuidade (adaptado de ISRM, 2007; González de Vallejo & Ferrer, 2011).....	31
<b>Figura 9</b> – Relação da resistência ao corte e tensão normal efetiva para três superfícies de deslizamento diferentes (adaptado de Wyllie & Mah, 2004). .....	34
<b>Figura 10</b> - Resistência ao corte em descontinuidades: a) ensaio de corte e b) curva descrita pelas superfícies planas e lisas (Wyllie & Mah, 2004 e Hoek, 2007). .....	35
<b>Figura 11</b> - Efeito da rugosidade das superfícies e tensão normal no ângulo de atrito nas superfícies das descontinuidades (Wyllie & Mah, 2004). .....	36
<b>Figura 12</b> – Perfis-tipo de rugosidade de descontinuidades com o correspondente intervalo de valores JRC para cada um (Barton & Choubey, 1977).....	38
<b>Figura 13</b> - a) Esquema ilustrativo de como calcular a amplitude das irregularidades e o comprimento do perfil e b) valores de JRC (Barton & Bandis, 1990).....	39
<b>Figura 14</b> - Tamanho do bloco para a correção do fator de escala para JCS e JRC (Barton & Brandis, 1990).....	40
<b>Figura 15</b> - Principais características a estudar para o preenchimento das descontinuidades (adaptado Lima et al., 2013). .....	41
<b>Figura 16</b> - Divisão simplificada das descontinuidades com preenchimento em categorias (adaptado de Wyllie & Mah, 2004). .....	42
<b>Figura 17</b> - Vista lateral do equipamento para o ensaio de corte direto (Hencher & Richards, 1982; adaptado de Hoek, 2007 e de Lima et al., 2013).....	45
<b>Figura 18</b> - Modelos teóricos do efeito de diferentes rugosidades nas superfícies das descontinuidades na resistência ao deslizamento (Lima et al., 2013).....	46
<b>Figura 19</b> - Rotação verificada pela reduzida superfície de contacto (Alejano et al., 2012).....	49
<b>Figura 20</b> - Diferentes modelos executados para o teste de inclinação por Alejano et al. (2012). .	50
<b>Figura 21</b> - Protótipo idealizado e construído por Alejano et al. (2012) para a realização dos testes de inclinação.....	51
<b>Figura 22</b> - Mesa de <i>tilt test</i> desenvolvida pela Universidade de Alberta referindo os componentes descritos que a integram (Bruce et al., 1989). .....	53
<b>Figura 23</b> - Diferentes combinações para a realização dos testes de inclinação consoante o contacto das amostras. Superfícies de contacto: (a) amostras quadradas e (b) amostra cilíndrica com corte longitudinal. Contactos lineares: (c) três amostras cilíndricas (abordagem de Stimpson) e (d) duas amostras cilíndricas (Alejano et al., 2018).....	55
<b>Figura 24</b> - Dimensões e relações para as diferentes amostras indicadas segundo Alejano et al. (2018). .....	56

<b>Figura 25</b> - Distância de deslizamento máxima (1) e ângulo de inclinação obtido no <i>tilt test</i> (2); (Alejano et al., 2018). .....	57
<b>Figura 26</b> - Equipamento desenvolvido por Dong Hyung Kim em 2005 (Kim et al., 2006). .....	62
<b>Figura 27</b> - Equipamento simples desenvolvido por Hudson e Harrison em 2007 (Barton, 2016)..	63
<b>Figura 28</b> - Modelos desenvolvidos pela UFMG: a) 2011 e b) 2014 (Leite, 2011; Ramalho et al., 2014). .....	63
<b>Figura 29</b> - Equipamento desenvolvido em ambiente académico (UNL), Santana & Lamas (2009). .....	64
<b>Figura 30</b> - Vários modelos desenvolvidos pelo mundo: a) Espanha, b) Turquia, c) Portugal e d) Noruega (Alejano, 2019). .....	65
<b>Figura 31</b> - Equipamento comercializado pela Jetmaterials. ....	66
<b>Figura 32</b> - Primeira tentativa de protótipo realizada utilizando materiais correntes. ....	66
<b>Figura 33</b> - Segundo modelo de protótipo elaborado no ISEP (numeração na tabela 4). ....	68
<b>Figura 34</b> - Processo construtivo simplificado do protótipo de <i>tilt test</i> utilizado no ISEP. ....	70
<b>Figura 35</b> - Peças desenhadas do modelo utilizado mostrando a inclinação da plataforma superior recorrendo ao <i>software</i> AutoCad: a) vista frontal, b) vista posterior, c) vista lateral e d) efeito 3D (sem escala). .....	70
<b>Figura 36</b> - Peças desenhadas em 3D do modelo utilizado recorrendo ao <i>software</i> AutoCad. ....	71
<b>Figura 37</b> - Cronograma desenvolvido para a execução do protótipo do ISEP. ....	75
<b>Figura 38</b> - Localização da Freguesia de Gouveia (S. Simão) no Concelho de Amarante ( <i>mapa de freguesias após a reorganização administrativa de acordo com a lei n.º 11-A/2013 de 28 de janeiro</i> ) à escala aproximada 1/476191 (CM-Amarante, 2019). .....	80
<b>Figura 39</b> - Vertente rochosa de S. Simão: a) e b) blocos instáveis, c) e d) declives acentuados e e) vista panorâmica contemplando as habitações no sopé (Machado, 2016). ....	81
<b>Figura 40</b> - Geologia da Freguesia de Gouveia (S. Simão): a) geologia regional – <i>g_22b*</i> e b) unidade geológica – <i>g2_b</i> , rodeado a verde à escala aproximada 1/2900000 ( <i>geoPortal</i> , 2019). .	82
<b>Figura 41</b> - Geomorfologia da Freguesia de Gouveia (S. Simão) à escala aproximada 1/4000 verificando-se o aumento das cotas no sentido Este sendo o pico máximo de 951 m atingido no limite inferior da freguesia (Portal Geográfico Amarante, 2019). ....	83
<b>Figura 42</b> - Enquadramento tectónico e sísmico do Município de Amarante: a) Carta Neotectónica de Portugal Continental (1988), b) Carta de Zonamento Sísmico de Portugal Continental (RSAEEP, 1983) e c) Intensidade Macrossísmica (LNEC, 2005). ....	83
<b>Figura 43</b> - Enquadramento do Município de Amarante no EC8: a) Ação Sísmica Tipo I e b) Ação Sísmica Tipo II (NP EN 1998-1, 2010). ....	84
<b>Figura 44</b> - Classificação de Köppen para Portugal Continental enquadrando Amarante (IPMA, 2019). .....	85
<b>Figura 45</b> - Precipitação média anual assinalada para a Freguesia de Gouveia (SNIAmb, 2019). ...	85
<b>Figura 46</b> - Enquadramento hidrológico da Freguesia de Gouveia, Amarante na rede (a) e bacia (b) (SNIAmb, 2019). .....	86
<b>Figura 47</b> - Enquadramento de Gouveia no tipo de solo (a) e na sua ocupação (b) (SNIAmb, 2019). .....	87
<b>Figura 48</b> - Localização da União de Freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso no Concelho de Vila Nova de Gaia ( <i>mapa de freguesias após a reorganização administrativa de acordo com a lei n.º 11-A/2013 de 28 de janeiro</i> ) à escala aproximada 1/ 80000 (Wikimedia Commons, 2014). .....	88
<b>Figura 49</b> - Talude rochoso de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia; Machado (2016) e Google Earth Pro (2019). .....	89
<b>Figura 50</b> - Enquadramento local da área de S. Ovídio (SNIAmb, 2019). ....	90
<b>Figura 51</b> - Enquadramento geomorfológico da área de S. Ovídio, circundado a amarelo, e destaque do vértice geodésico – triângulo avermelhado (Geoportal Gaiurb, 2019). ....	90
<b>Figura 52</b> - Geologia de S. Ovídio: a) geologia regional – <i>g_3</i> e b) unidade geológica – <i>g1_a</i> , rodeado a amarelo à escala aproximada 1/72220 ( <i>geoPortal</i> , 2019). .....	91
<b>Figura 53</b> - Precipitação média anual assinalada para Santo Ovídio (SNIAmb, 2019). ....	92

<b>Figura 54</b> – Enquadramento da rede hidrográfica de Santo Ovídio, Vila Nova de Gaia na rede (a) e bacia (b) (SNIAmb, 2019).....	93
<b>Figura 55</b> - Enquadramento de Santo Ovídio no tipo de solo (a) e na sua ocupação rural (b) e urbana à escala 1/10000 (c) (SNIAmb e Geoportal Gaiurb, 2019).....	94
<b>Figura 56</b> - Setores de estudo e perfis geológico-geotécnicos definidos para estudos de pormenor na vertente rochosa de S. Simão (Machado, 2016). .....	96
<b>Figura 57</b> - Geometria dos blocos passíveis de extrair de cada setor de S. Simão enquadrando-os nas categorias do índice Jv (Machado, 2016).....	99
<b>Figura 58</b> - Zonamento geotécnico da vertente natural de S. Simão, Amarante (Machado, 2016). .....	102
<b>Figura 59</b> - Zonamento geotécnico do talude rochoso de S. Ovídio: a) Perfil 1 e b) Perfil 2 (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). .....	106
<b>Figura 60</b> - Geometria dos blocos passíveis de extrair de ZG2 e ZG3 de S. Ovídio enquadrando-os nas categorias do índice Jv (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).....	110
<b>Figura 61</b> – Procedimento metodológico da investigação: ensaios laboratoriais realizados no estudo da resistência das descontinuidades do maciço rochoso. ....	112
<b>Figura 62</b> - Separação e marcação das amostras. ....	115
<b>Figura 63</b> - Amostras de granito recolhidas em S. Simão, Amarante: a) A1, b) A2, c) A3 e d) A4..	115
<b>Figura 64</b> - Amostras de granito recolhidas em S. Ovídio, Vila Nova de Gaia: a) A1, b) A4, c) A3 e d) A2. ....	116
<b>Figura 65</b> - Realização do ensaio com martelo de Schmidt Proceq tipo L nas amostras recolhidas. ....	117
<b>Figura 66</b> - Determinação do ângulo de atrito natural para a combinação 4B3D, com inclinação pela esquerda, de S. Simão, Amarante. ....	119
<b>Figura 67</b> - Determinação do ângulo de atrito natural para a combinação 4A1C, com inclinação pela esquerda, de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia.....	119
<b>Figura 68</b> - Procedimento e material utilizado para a realização do ensaio dos perfis de rugosidade: prancheta, lápis e arranhador. ....	120
<b>Figura 69</b> - Marcação dos perfis nas amostras de S. Simão, Amarante. ....	121
<b>Figura 70</b> - Localização dos perfis executados nas amostras de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia. ....	122
<b>Figura 71</b> - Perfis de rugosidade obtidos nas amostras de S. Simão, Amarante.....	123
<b>Figura 72</b> - Perfis de rugosidade obtidos nas amostras de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia.....	123
<b>Figura 73</b> - Determinação da amplitude dos perfis de rugosidade para S. Simão: a) amostra 3C com aparalápis até ao centro e b) amostra 4B com a combinação aparalápis e tampa e para S. Ovídio: c) amostra 1D com tira de madeira e d) amostra 4B com a mesma combinação que S. Simão....	124
<b>Figura 74</b> - Sequência das etapas até ao objetivo principal do projeto – ensaios <i>tilt test</i> . ....	125
<b>Figura 75</b> - Dimensões dos provetes: a) iniciais e b) adotadas. ....	126
<b>Figura 76</b> - Sequência de corte dos provetes: a) A2 S. Simão, b) A4 S. Simão, c) A1 S. Ovídio e d) A4 S. Ovídio.....	127
<b>Figura 77</b> - Identificação e separação em caixas das amostras selecionadas, para ambos os casos, no processo de carregamento no laboratório e no descarregamento na Cooperativa dos Pedreiros. ....	128
<b>Figura 78</b> - Equipamento de corte com os respetivos movimentos realizados pela mesa e o disco diamantado: eixo Y deslocamento N-S, eixo X deslocamento O-E e eixo Z deslocamento em altura. ....	129
<b>Figura 79</b> – Ferramenta de corte e pormenor do elemento de corte: 1) <i>dente</i> , 2) grupo e 3) separador. ....	130
<b>Figura 80</b> - Provetes obtidos pelo processo de corte: a) S. Simão (5) e b) S. Ovídio (4). ....	131
<b>Figura 81</b> - Ilustração das combinações possíveis realizadas com os provetes de cartão marcados como os provetes utilizados no ensaio. ....	132

---

<b>Figura 82</b> - Processo de obtenção do ângulo $\beta$ para a 2ª repetição da combinação DA do lado IV / II, marcando 28° no protótipo (a) e para a 2ª repetição de AD do lado I / I, marcando 27° no equipamento UA.....	134
<b>Figura 83</b> - Gráfico de comparação entre o valor da resistência das amostras de S. Simão nos estados seco e molhado.....	137
<b>Figura 84</b> - Gráfico de comparação entre o valor da resistência das amostras de S. Ovídio nos estados seco e molhado.....	138
<b>Figura 85</b> - Gráficos obtidos para o valor médio do ângulo de atrito natural: cinza para S. Simão e rosa para S. Ovídio. ....	139
<b>Figura 86</b> - Influência da limpeza das faces para cada caso de estudo no protótipo ISEP e equipamento UA. ....	152
<b>Figura 87</b> - Gráficos evolutivos do desgaste em ambos os equipamentos para ambos os casos de estudo.....	155
<b>Figura 88</b> - Evidências do desgaste dos provetes: a) S. Simão, azul antes e laranja depois do ensaio, e b) S. Ovídio, laranja antes e verde depois do ensaio. ....	157
<b>Figura 89</b> - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para as oito combinações para S. Simão.....	158
<b>Figura 90</b> - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para os quatro lados para S. Simão. ....	159
<b>Figura 91</b> - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para as oito combinações para S. Ovídio. ....	160
<b>Figura 92</b> - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para os quatro lados para S. Ovídio. ....	160
<b>Figura 93</b> - Graduação angular no prumo direito do protótipo ISEP - nova estratégia de leitura das inclinações.....	167

---

(página propositadamente em branco)

---

## Índice de tabelas

<b>Tabela 1</b> - Tipos de descontinuidades e de rocha relacionada com a sua génese. ....	26
<b>Tabela 2</b> - Parâmetros BGD   ISRM 1981 – conceitos e classes .....	32
<b>Tabela 3</b> - Dimensões dos materiais utilizados para o modelo e respetiva numeração. ....	67
<b>Tabela 4</b> - Dimensões dos constituintes do modelo e a respetiva numeração. ....	69
<b>Tabela 5</b> - Comparação entre os materiais utilizados nos dois modelos desenvolvidos no ISEP. ....	71
<b>Tabela 6</b> - Preço de custo e total, em Euros, dos materiais utilizados na construção dos dois modelos. ....	72
<b>Tabela 7</b> - Características principais dos cinco setores para S. Simão (adaptado de Machado, 2016). ....	95
<b>Tabela 8</b> - Comprimento dos perfis realizados nos três setores contabilizados para S. Simão. ....	96
<b>Tabela 9</b> - Resumo dos parâmetros ISRM para os setores em estudo (S. Simão) – adaptado de Machado (2016). ....	97
<b>Tabela 10</b> - Classificação do tamanho dos blocos para cada setor da vertente natural de S. Simão usando o índice $J_v$ (descontinuidades/m <sup>3</sup> ), adaptado de Machado (2016). ....	98
<b>Tabela 11</b> - Características principais das zonas geotécnicas definidas para a vertente natural de S. Simão, adaptado de Machado (2016). ....	100
<b>Tabela 12</b> - Qualidade do maciço rochoso para cada setor da vertente natural de S. Simão, adaptado de Machado (2016). ....	101
<b>Tabela 13</b> - Geometria dos perfis definidos para S. Ovídio e a sua acessibilidade (compilado de Machado, 2016). ....	103
<b>Tabela 14</b> - Resumo dos parâmetros ISRM (1981) para os perfis em estudo de S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	104
<b>Tabela 15</b> - Características principais do zonamento geotécnico elaborado para o talude rochoso de S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	105
<b>Tabela 16</b> - Características predominantes de ZG1 - Perfil 1, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	107
<b>Tabela 17</b> - Características predominantes de ZG2 - Perfil 1, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	107
<b>Tabela 18</b> - Características predominantes de ZG3 - Perfil 1, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	108
<b>Tabela 19</b> - Características predominantes de ZGA - Perfil 2, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	108
<b>Tabela 20</b> - Características predominantes de ZGB - Perfil 2, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	109
<b>Tabela 21</b> - Classificação do tamanho dos blocos para as zonas do Perfil 1 do talude rochoso de S. Ovídio usando o índice $J_v$ (descontinuidades/m <sup>3</sup> ), (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018). ....	110
<b>Tabela 22</b> - Qualidade do maciço rochoso para as zonas geotécnicas definidas no talude rochoso de S. Ovídio, Gaia, adaptado de Machado (2016). ....	111
<b>Tabela 23</b> - Dimensões das quatro amostras recolhidas na vertente natural de S. Simão, Amarante. ....	113
<b>Tabela 24</b> - Dimensões das quatro amostras recolhidas no talude rochoso de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia. ....	114
<b>Tabela 25</b> - Pesos das amostras recolhidas. ....	114
<b>Tabela 26</b> - Combinações estudadas para a determinação do ângulo de atrito natural para os dois casos de estudo. ....	118
<b>Tabela 27</b> - Comprimento, em metros, dos perfis realizados ilustrados nas figuras abaixo. ....	121
<b>Tabela 28</b> - Espessuras dos indicadores utilizados para obter a amplitude dos perfis de rugosidade. ....	124
<b>Tabela 29</b> - Amplitudes, em mm, obtidas para os dois casos de estudo. ....	125
<b>Tabela 30</b> - Comparação entre os critérios recomendados pela ISRM e os valores adotados. ....	126

---

<b>Tabela 31</b> - Número de provetes passíveis de extrair de cada amostra para ambos os casos de estudo.....	127
<b>Tabela 32</b> - Características do equipamento de corte fornecidas pela Cooperativa dos Pedreiros (pormenores do equipamento da Construal em: <a href="http://www.construal.pt/pt/produtos/14/cb">http://www.construal.pt/pt/produtos/14/cb</a> ).128	128
<b>Tabela 33</b> - Características e dimensões da ferramenta de corte – disco diamantado – gentilmente fornecidas pela Cooperativa dos Pedreiros. ....	130
<b>Tabela 34</b> - Peso dos provetes dos dois casos de estudo. ....	131
<b>Tabela 35</b> - Valores médios de $\beta$ obtidos nos ensaios <i>tilt test</i> no protótipo do ISEP. ....	134
<b>Tabela 36</b> - Valores médios de $\beta$ obtidos nos ensaios <i>tilt test</i> no equipamento da UA. ....	135
<b>Tabela 37</b> - Determinação da classe de resistência nos estados <i>seco</i> e <i>molhado</i> para as amostras de S. Simão. ....	136
<b>Tabela 38</b> - Determinação da classe de resistência nos estados <i>seco</i> e <i>molhado</i> para as amostras de S. Ovídio.....	137
<b>Tabela 39</b> - Ângulos de atrito natural obtidos nos ensaios e valor médio para os dois casos de estudo.....	138
<b>Tabela 40</b> - Valores da tensão normal das amostras para ambos os casos de estudo.....	140
<b>Tabela 41</b> - Resultados de JRC obtidos pelos métodos de Barton de 1977 e 1982 para os dois casos de estudo.....	140
<b>Tabela 42</b> - Determinação analítica do parâmetro JRC para o protótipo ISEP. ....	141
<b>Tabela 43</b> - Determinação analítica do parâmetro JRC para o equipamento da UA. ....	141
<b>Tabela 44</b> - Resultados globais do ângulo de atrito de base, para cada combinação, de cada caso de estudo.....	142
<b>Tabela 45</b> - Valor médio do ângulo de atrito de base, para cada caso de estudo, consoante o equipamento. ....	142
<b>Tabela 46</b> - Resultados do ensaio do martelo de Schmidt para os provetes em estudo no estado <i>seco</i> . ....	143
<b>Tabela 47</b> - Determinação do ângulo de atrito residual para ambos os casos de estudo no protótipo. ....	144
<b>Tabela 48</b> - Determinação do ângulo de atrito residual para ambos os casos de estudo no equipamento da UA. ....	144
<b>Tabela 49</b> - Cálculo da resistência ao corte para ambos os casos de estudo. ....	145
<b>Tabela 50</b> - Enquadramento das amostras dos casos de estudos nas zonas geotécnicas definidas. ....	146
<b>Tabela 51</b> - Resistência ao corte das amostras de S. Simão.....	146
<b>Tabela 52</b> - Resistência ao corte das amostras de S. Ovídio.....	147
<b>Tabela 53</b> - Quadro-síntese das amostras em bruto para a vertente natural de S. Simão.....	147
<b>Tabela 54</b> - Quadro-síntese global para a vertente natural de S. Simão. ....	148
<b>Tabela 55</b> - Quadro-síntese das amostras em bruto para o talude rochoso dos Escuteiros, S. Ovídio. ....	149
<b>Tabela 56</b> - Quadro-síntese global para o talude rochoso dos Escuteiros, S. Ovídio.....	149
<b>Tabela 57</b> - Comparação dos resultados da resistência à compressão uniaxial entre os ensaios <i>in situ</i> , nos três setores estudados, e laboratoriais, nas quatro amostras recolhidas, para a vertente natural de S. Simão.....	150
<b>Tabela 58</b> - Comparação dos resultados da resistência à compressão uniaxial entre os ensaios <i>in situ</i> , nos dois perfis estudados, e laboratoriais, nas quatro amostras recolhidas, para o talude rochoso de S. Ovídio.....	151
<b>Tabela 59</b> - Influência da limpeza das faces de contacto entre as repetições para o par de provetes AD. ....	151
<b>Tabela 60</b> - Evolução do desgaste do par AD para o ângulo de atrito de base, em ambos os equipamentos, para ambos os casos de estudo. ....	154

---

---

<b>Tabela 61</b> - Comparação dos resultados obtidos para a média do ângulo de atrito de base para as oito combinações e os quatro lados, entre o protótipo do ISEP e o equipamento da UA, para S. Simão.....	158
<b>Tabela 62</b> - Comparação dos resultados obtidos para a média do ângulo de atrito de base para as oito combinações e os quatro lados entre o protótipo do ISEP e o equipamento da UA, para S. Ovídio.....	159
<b>Tabela 63</b> - Comparação entre os dados bibliográficos e os resultados obtidos para o ângulo de atrito de base.....	167

---

(página propositadamente em branco)

---

## Índice de acrónimos ou abreviaturas

*S. Simão* – São Simão

*S. Ovídio* – Santo Ovídio

*ISRM* – Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (antes de 2018: International Society for Rock Mechanics; depois de 2018: International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering)

*mm* – Milímetros

*m* – Metros

° – Grau Celsius

% – Percentagem

*KPa* – Kilopascals

*MPa* – Megapascals

*tan* – Tangente

*ZG* – Zona geotécnica

*ZGI* – Zona geotécnica de pior qualidade da vertente natural de S. Simão

*ZGII* – Zona geotécnica intermédia da vertente natural de S. Simão

*ZGIII* – Zona geotécnica de melhor qualidade da vertente natural de S. Simão

*ZG1* – Zona geotécnica de pior qualidade do perfil 1 do talude rochoso de S. Ovídio

*ZG2* – Zona geotécnica de qualidade razoável do perfil 1 do talude rochoso de S. Ovídio

*ZG3* – Zona geotécnica de melhor qualidade do perfil 1 do talude rochoso de S. Ovídio

*ZGA* – Zona geotécnica de qualidade razoável do perfil 2 do talude rochoso de S. Ovídio

*ZGB* – Zona geotécnica de boa qualidade do perfil 2 do talude rochoso de S. Ovídio

## Índice de simbologias

*c* – Coesão

$\mu$  – Pressão

*L<sub>o</sub>* – Dimensão da superfície usada para medir JRC à escala do laboratório (100 mm)

*L<sub>z</sub>* – Dimensão da superfície de deslizamento correspondendo ao tamanho do bloco in situ

*W* – Peso de um bloco de rocha com distribuição linear

*l* – Comprimento de um bloco de rocha com distribuição linear

*h* – Altura de um bloco de rocha com distribuição linear

*w* – Largura de um bloco de rocha com distribuição linear

*d* – Diâmetro do cilindro

$\alpha$  – Ângulo de atrito natural

$\beta$  – Ângulo de inclinação (valor obtido no ensaio tilt test)

$\Phi_b$  – Ângulo de atrito de base

$\Phi_r$  – Ângulo de atrito residual

$\sigma_n$  – Tensão normal

$\tau$  – Resistência ao corte

*JRC* – Coeficiente de rugosidade da descontinuidade

*JCS* – Resistência à compressão da superfície da descontinuidade

*R* – Valor do ressalto do martelo de Schmidt referente à componente das faces serradas, inalteradas e secas da mesma rocha – Resistência à compressão uniaxial do provete seco

*r* – Valor do ressalto do martelo de Schmidt referente às descontinuidades alteradas e húmidas simulando as condições normalmente encontradas no terreno – Resistência à compressão uniaxial da amostra molhado

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo I**

### **Introdução Geral**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## 1. Introdução Geral

O presente projeto de dissertação de mestrado centra-se num estudo experimental para a determinação do ângulo de atrito para a estabilidade de uma dada superfície rochosa inclinada antes desta entrar em rotura e deslizamento. Logo, este capítulo tem por objetivo delinear o enquadramento da relação da Geotecnia com a procura, ao longo do tempo, de soluções técnico-científicas para dar respostas a estes desafios. Assim, é vital colocar em evidência a sua importância como fator decisivo para uma maior segurança e previsibilidade, na relação do Homem com a realidade geológica, as obras de engenharia ou os riscos naturais.

### 1.1. Enquadramento

A geotecnia é um domínio inter e multidisciplinar da engenharia que intervém em diversas áreas tanto na superfície como no subsolo, através do estudo do comportamento mecânico dos solos, rochas e outros materiais para fins de engenharia (e.g., Brown, 2001; Bock, 2006; Hoek, 2007; Galiza et al., 2011; Gonzalez de Vallejo & Ferrer, 2011; Barton, 2012; Rocha, 2013; Palmström & Stille, 2014). Assim as investigações em maciços terrosos e rochosos envolvem técnicas, por exemplo, para a escavação de maciços (a céu-aberto ou subterrâneos), para estudos de geomateriais, para a intervenção em estudos de fundações, e ainda para a preservação geoambiental. A especialização de uma dessas áreas é a estabilização de taludes rochosos que podem ser naturais, de que são exemplo as vertentes, ou artificiais, criados pelo Homem com a finalidade de suportar outras estruturas ou criar desníveis necessários, um exemplo destas obras pode ser avistado diariamente ao passar numa autoestrada. Por outro lado, a alterabilidade, as condições hidrogeomecânicas e a anisotropia (natural) dos maciços rochosos são factores críticos e primordiais nas investigações geotécnicas de estabilidade de taludes rochosos (Aires-Barros, 1991; GSE, 1995; CFCFF, 1996; Barton & Quadros, 2015).

Contrariamente ao que a civilização moderna gostaria, os terrenos apresentam, em regra, um relevo sinuoso com grandes desníveis, o que dificulta a construção local ou torna perigosa a construção da sua envolvente, devido à elevada probabilidade de ocorrência de enxurradas e deslizamentos de terras e lamas ou queda de blocos de dimensões variáveis, entre outros. São estas preocupações constantes com a segurança das populações que levaram ao desenvolvimento de estudos aplicados a estes gigantes naturais, bem como à sua vigilância, monitorização e desenvolvimento de técnicas de estabilização (Wyllie & Mah, 2004; Wyllie, 2014). No entanto, apesar das sucessivas intervenções e a instalação de dispositivos de monitorização nos taludes naturais, continuam a ocorrer acidentes e nas notícias lá se vão ouvindo ecos dos seus efeitos: *“mais um deslizamento de terras que arrasou as casas construídas na encosta deixando dezenas de pessoas desalojadas ou mais uma derrocada que obriga ao corte de um sentido da*

---

*autoestrada*". De salientar que estes são os "melhores" cenários porque quando envolve a perda de vidas em detrimento de estragos e perdas de bens materiais, a situação complica-se de forma exponencial. No sentido de tentar antecipar quando estes desastres naturais podem ocorrer e acrescentar um fator de segurança extra aos novos projetos de engenharia, vários autores dedicaram o seu tempo a aprofundar o conhecimento sobre quais os fatores que intervinham e contribuía para estes fenómenos (e.g., Barton & Choubey 1977; Gunsallus & Kullhawy, 1984; Hoek, 1994; Gonzalez de Vallejo, 2010; Wyllie & Mah, 2004; Wyllie, 2014; Barton, 2016). Após consolidarem esses alicerces, a fase seguinte centrou-se na determinação de métodos que permitissem estimá-los, tornando a geologia presente em características geotécnicas e conseqüentemente com a sua quantificação. De entre todos os parâmetros relevantes, os estudos apontam que o ângulo de atrito entre as superfícies rochosas assume um papel fundamental porque quando o ângulo de inclinação o ultrapassa a rotura acontece, provocando o deslizamento dos blocos ou massas que se haviam "destacado". Encontrada a causa, impunha-se então, encontrar a resposta adequada para a questão — *Qual é o ângulo de atrito mínimo para a estabilidade de uma superfície inclinada antes desta entrar em rotura/deslizamento?* — foi isso que os investigadores fizeram, lançando-se, assim, na busca de uma formulação matemática que permitisse o seu cálculo (pormenores em Barton & Choubey 1977). Aliando a matemática, a física, a geologia e a mecânica das rochas, desenvolveram um equipamento que permitia simular o movimento que os maciços poderiam sofrer ensaiando o seu limite máximo de inclinação até ao deslizamento/rotura e, assim, obtendo uma quantificação. Assim, nasceu o *teste de basculamento* — deslizamento na mesa de inclinação progressiva —, comumente conhecido na terminologia técnica como *tilt test*, que tem sido aperfeiçoado até aos dias de hoje, na esperança de se obter um valor para o ângulo de atrito de base em superfícies rochosas e/ou de descontinuidades (Barton & Choubey 1977; Bruce et al., 1989; Alejano et al., 2012, 2018; Kim et al., 2016).

## **1.2. Objetivos**

Este projeto, que constitui a dissertação final para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente (MEGG) do Instituto Superior de Engenharia do Porto (ISEP), tem como objetivos principais:

- Análise do comportamento de superfícies rochosas relativamente à resistência ao corte no sentido de antecipar deslizamentos, ou quedas de blocos, em taludes rochosos
- Idealização, conceção e proposta de construção de um protótipo para a realização do *ensaio de basculamento (tilt test)*

- 
- Realização da experiência laboratorial, com o protótipo desenvolvido e com um equipamento gentilmente cedido pelo Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro, testado e operacional nesta técnica, com amostras recolhidas em campo e consequente análise e tratamento estatístico dos dados
  - Comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os dados publicados em estudos internacionais de referência

### **1.3. Organização da dissertação**

O projeto em questão será estruturado em cinco grandes capítulos correspondentes às diferentes fases de estudo, permitindo uma leitura direcionada ao pretendido e uma visualização expedita da globalidade do corpo do relatório. O conteúdo abordado em cada capítulo foi agrupado da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução geral: enquadramento geral e objetivos gerais

Capítulo 2 – Estado de arte: resistência ao corte de superfícies rochosas e discontinuidades

Capítulo 3 – Técnicas e metodologias: descrição do protótipo para a realização do *tilt test*

Capítulo 4 – Casos de estudo: estudos em amostras da vertente natural de S. Simão (Amarante) e do talude rochoso de S. Ovídio (Gaia)

Capítulo 5 – Conclusões e perspetivas futuras

Para além dos capítulos referentes ao conteúdo, propriamente dito, do projeto, existe mais um capítulo referente à bibliografia consultada para a sua realização e outro relativamente aos anexos, onde detalhadamente se indicam os resultados obtidos, os procedimentos executados ilustrados recorrendo a fotografias, a análise estatística cuidada, as fichas de campo dos ensaios realizados, entre outros documentos que se considerem relevantes.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo II**

**Estado de Arte:**

**Resistência ao Corte de Superfícies Rochosas e Descontinuidades**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

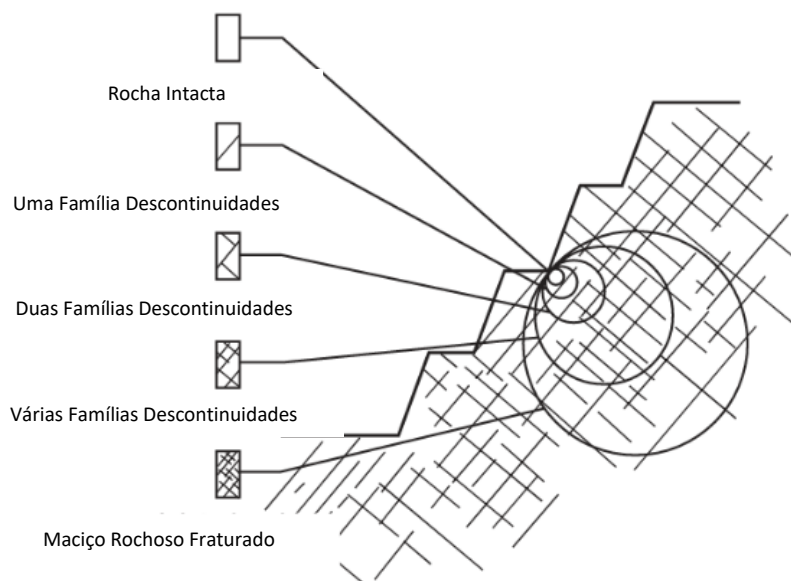
## **2. Estado de Arte sobre Resistência ao Corte de Superfícies Rochosas e Descontinuidades**

Neste capítulo, o objetivo é apresentar todos os fatores envolvidos na resistência ao corte de descontinuidades e superfícies rochosas, explicando e diferenciando cada variável integrante assim como uma breve descrição histórica das metodologias utilizadas ao longo dos tempos para a obtenção do importante ângulo de atrito de base.

### ***2.1. Considerações iniciais***

O estudo do maciço rochoso é complexo e dinâmico devido à sua composição e constituição por duas entidades, o material-rocha e as descontinuidades, e para avaliar a sua resistência é necessário ter isso em consideração (Hoek, 2007; Gonzalez de Vallejo & Ferrer, 2011; Rocha, 2013). No caso de rochas de elevada resistência, a rotura do maciço é, essencialmente, condicionada pela rede e as características geológicas e geomecânicas das descontinuidades presentes (Fonseca, 2005; Barton & Quadros, 2015; Chaminé, 2016).

A aplicação de uma carga ao maciço rochoso provoca uma reação significativa na zona de contacto onde a pressão é exercida e na sua envolvente devendo-se isso à compartimentação característica do maciço rochoso. Quando testado em laboratório, a impressão de uma carga a amostras recolhidas do local não se apresenta constante, variando consoante o tamanho da amostra, sofrendo o designado efeito de escala (Hoek, 2007; Fontes, 2011; Palmström & Stille, 2014). Por essa razão, é importante encarar a matriz rochosa numa grande escala pois a relação entre o tamanho da amostra e as características de resistência da rocha influencia os resultados obtidos como demonstrado por Hoek & Brown (1997) na figura 1, ou seja, se se restringir a recolha a uma amostra do material rocha, a sua análise providenciará uma informação incorreta sobre a compartimentação do maciço, afirmando que não existe rede de fracturação conferindo-lhe uma resistência superior à real, o que acarretará problemas futuros (Wyllie & Mah, 2004).

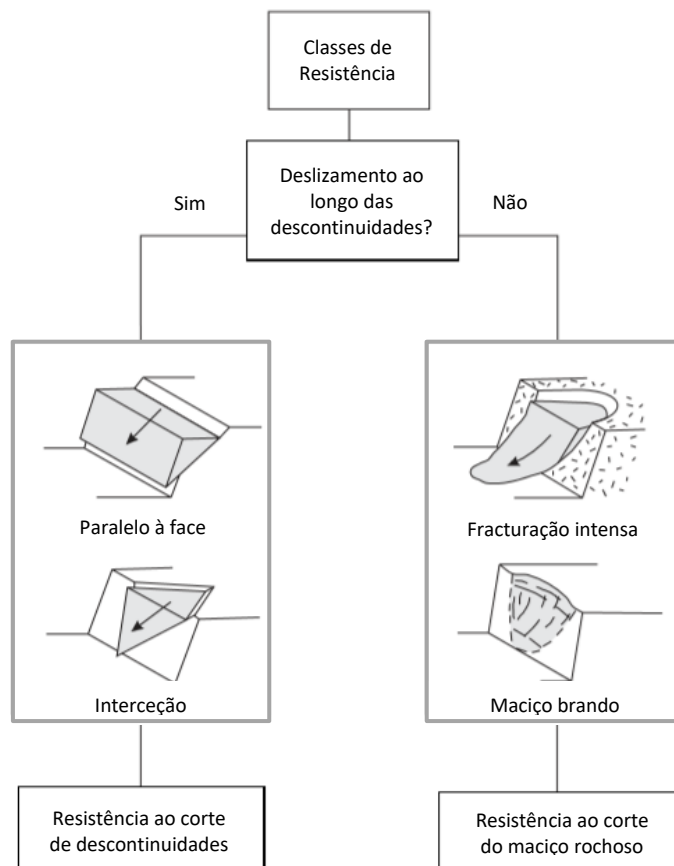


**Figura 1** - Diagrama esquemático a evolução da rocha intacta ao maciço rochoso fraturado com o aumento do tamanho da amostra, proposto para um talude de mina a céu aberto (adaptado de Hoek & Brown, 1997)

A resistência de um maciço engloba na sua avaliação a contribuição de três componentes (Hoek & Brown, 1997; Wyllie & Mah, 2004): i) as descontinuidades, contabilizando as características da(s) família(s) que definem o maciço rochoso; ii) a compartimentação do maciço, atribuindo uma parametrização quantitativa a esses conjuntos de descontinuidades e iii) a rocha intacta, assumindo-a como isotrópica. As superfícies de rotura podem estar associadas às descontinuidades ou à matriz rochosa, dependendo das propriedades geológicas do maciço e da sua rede de fracturação como ilustrado na figura 2.

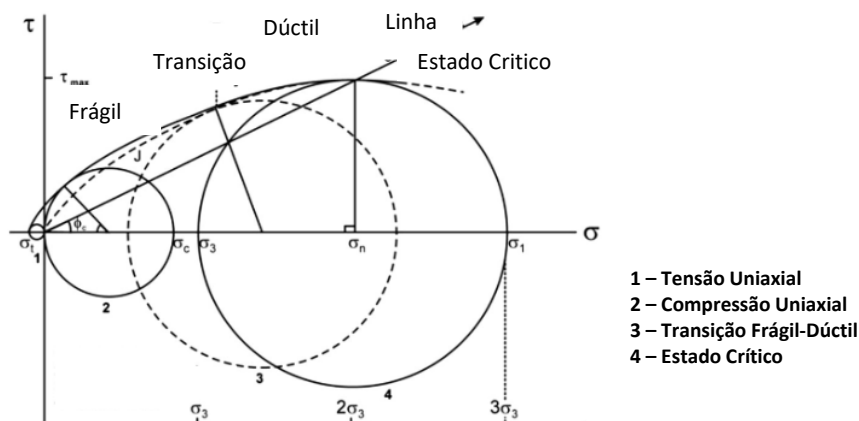
Segundo Hoek (2007), quando a rotura é causada pelo deslizamento ao longo das superfícies das descontinuidades raramente afeta a rocha intacta tornando-se revelante a interseção de planos e a rotação de blocos e cunhas, uma vez que, a pequenas profundidades, o comportamento do maciço é controlado pelas descontinuidades (figura 2). Como tal, é imperativo conhecer os fatores que controlam a resistência ao corte das descontinuidades (Fontes, 2011; Rocha, 2013; Palmström & Stille, 2014).

Quando se aborda a estabilidade assume-se que a rocha intacta segue um comportamento linear segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb, porém pode observar-se que o comportamento real, quando se analisa uma ampla gama de tensão confinante, não tem nada de linear tornando-se um problema, pois essa tensão real entre as descontinuidades e o seu preenchimento tende a aproximar-se, ou mesmo a tentar ultrapassar, a tensão de esmagamento e se lhe aliarmos tensões de confinamento igualmente altas, essa não linearidade será sentida (Barton, 2016).



**Figura 2** - Relação entre a geologia e a classe de resistência da rocha (Wyllie & Mah 2004).

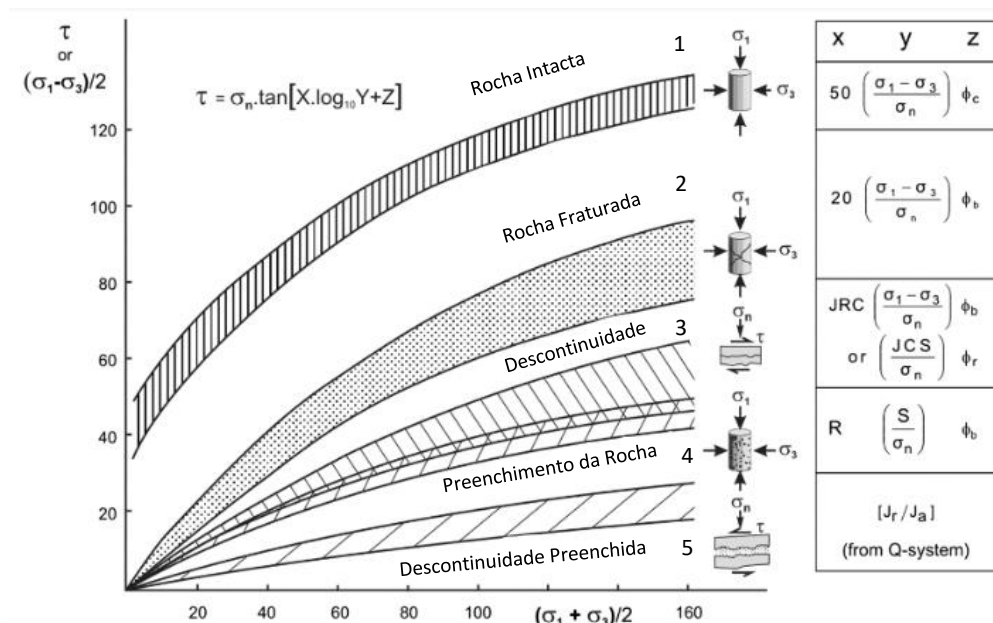
A parte horizontal, designado de estado crítico, das envolventes da resistência ao corte aponta para uma relação simples entre a tensão normal máxima e mínima:  $\sigma_{1máx} = 3 \sigma_{3 crítico}$ , em que a tensão normal mínima crítica pode ser considerada aproximadamente igual a  $\sigma_c$  (resistência à compressão uniaxial). O estado crítico é atingido se o esmagamento (menos confinado) ainda não tiver ocorrido levando à ultrapassagem da força máxima local. Na figura 3, num diagrama de resistência ao corte vs tensão normal,



**Figura 3** - Distinção da não linearidade da resistência ao corte quando testada numa ampla gama de tensão confinante, marcando a transição entre os regimes (Barton, 2016).

é possível observar que o círculo de compressão uniaxial, não confinado, representado pelo número 2 e o círculo crítico de pressão confinante, número 4, estão praticamente tangentes um ao outro (Barton, 1982, 2016).

Desde o início da mecânica das rochas, a resistência ao corte dos maciços rochosos tem sido assumida como um comportamento que segue o critério Mohr-Coulomb ( $\tau = \sigma_n \tan \phi_r + c$ ) ou mais recentemente, admitindo a não linearidade, seguindo o critério GSI de Hoek-Brown (Hoek et al., 2013). No entanto, Barton (1982, 2016) afirma que a resistência ao corte consiste na degradação da coesão ( $c$ ), das pontes intactas, seguindo-se uma maior deformação pelo deslocamento do atrito e pela rugosidade que causa a dilatação. Na figura 4 é possível observar a junção das envolventes relativas às descontinuidades (3) e ao preenchimento da rocha (4). A envolvente número 3, conjuntamente com os dois primeiros (1 e 2) e o último (5) simbolizam os quatro componentes da resistência ao corte dos maciços rochosos (Barton, 1982, 2016).



**Figura 4** - Não linearidade do material-rocha e do preenchimento das descontinuidades. (Barton, 2016).

Barton em 1968, tal como referido em Barton (1982, 2016), constatou que áreas de contato muito reduzidas, e, conseqüentemente, altas tensões de contacto, são vistas como o resultado de corte pré e pós-pico. Os ensaios de corte direto realizados, por Barton, produziram envolventes de resistência com picos fortemente curvos principalmente em tensões normais muito baixas. Estes resultados incitaram-no para o desenvolvimento de ensaios de basculamento (“tilt test”) anos depois. (Barton & Choubey, 1977). O estudo recente da resistência ao corte não linear permitiu a Barton (2016) concluir que:

1. O material-rocha desempenha um papel sensível no desenvolvimento da resistência ao corte porque as reais áreas de contacto transferem tensões normais e de corte muito pequenas

---

resultando, conseqüentemente, em níveis de pressões elevadas. Como tal, a força de esmagamento da rocha torna-se importante;

2. As rugosidades em contacto com ambos os lados das descontinuidades e os pequenos pontos de contacto à volta das partículas do enchimento da rocha parecem seguir a mesma relação básica de não linearidade entre a resistência ao corte e tensão normal efetiva. Ambos os materiais dilatam rapidamente na presença de tensões baixas causando ângulos de atrito total aparente elevados. Em tensões elevadas, a dilatação é reduzida e a resistência da rugosidade é mobilizada pelo esmagamento;
3. Quando a pressão local de confinamento se aproxima do nível da resistência à compressão uniaxial pode afirmar-se que a rocha atingiu, ou se encontra em estado crítico, relativamente à sua resistência máxima possível;
4. A forte não linearidade e falta de coesão real, tanto para as descontinuidades como para o preenchimento da rocha, permitem extrapolar os resultados para tensões elevadas através do critério de resistência não linear após a execução de testes de basculamento para baixas tensões.

Neste trabalho será estudada apenas a resistência ao corte de descontinuidades, sendo este um parâmetro passível de ser avaliado após a análise dos dados recolhidos no terreno, dependendo de diversas características apresentadas pelas descontinuidades (CFCCF, 1996; ISRM, 2007, 2015), tais como: i) espaçamento, ii) continuidade, iii) rugosidade, iv) abertura, v) preenchimento e vi) permeabilidade. A resistência ao corte pode ser obtida experimentalmente recorrendo a ensaios de campo ou laboratoriais (Wyllie & Mah, 2004).

## ***2.2. Revisão sobre o conceito de descontinuidades em geotecnia***

O conceito de descontinuidade em Geotecnia é aplicado a qualquer superfície de compartimentação dos maciços rochosos, isto é, qualquer entidade geológica que interrompa a continuidade física de uma dada formação (Hoek, 2007); sendo a sua classificação agrupada consoante a sua origem – sedimentar, diagenética ou tectónica – e a sua forma – sistemática ou singular – dependendo do tipo de maciço em que se forma (González de Vallejo & Ferrer, 2011). No grupo das descontinuidades sistemáticas planares enquadram-se os planos de estratificação, os planos de xistosidade, as diaclases (ou juntas ou fissuras) e os planos de foliação; enquanto que nas lineares estão incluídas as interseções das descontinuidades planares e as lineações. Quanto ao grupo das descontinuidades singulares, as planas englobam as falhas, os diques e as discordâncias e as lineares, os eixos de dobra (González de Vallejo & Ferrer, 2011). Face à descrição anterior do que está englobado em cada grupo, é perceptível que as sistemáticas se estudam

---

em família, tendo uma atitude média e adotando as características físicas e mecânicas gerais do conjunto. Em contrapartida, as discontinuidades singulares são alvo de estudo e tratamento individualizado sendo, maioritariamente, mais contínuas e persistentes, como é o caso das falhas.

As discontinuidades mais comuns exibidas em maciços rochosos magmáticos, como o caso do granito, são as falhas e as diaclases. A tabela 1 ilustra a forma das discontinuidades consoante o tipo de rocha em que se formam.

**Tabela 1** - Tipos de discontinuidades e de rocha relacionada com a sua génese.

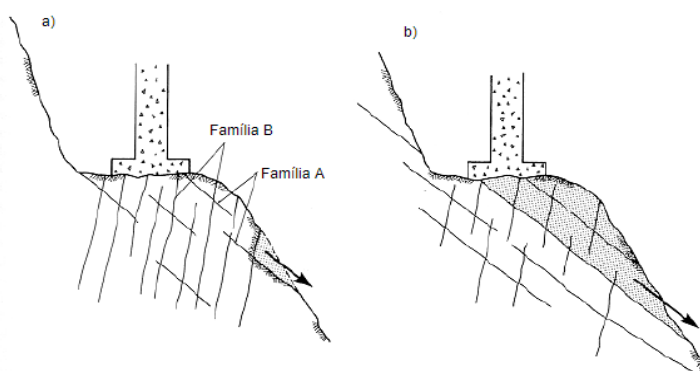
Rocha / Forma	Magmáticas	Sedimentares	Metamórficas
Planos de estratificação		X	
Planos de xistosidade			X
Diaclases	X	X	X
Planos de foliação			X
Falhas	X	X	X
Diques	X	X	X
Eixos de dobra			X

A análise de estabilidade de blocos requer, como ilustrado na figura 2 vista anteriormente, o conhecimento de informação (fidedigna) de duas características das discontinuidades (Priest, 1993; Wyllie & Mah, 2004; González de Vallejo & Ferrer, 2011; Lima et al., 2013):

- *Atitude geológica e dimensões das discontinuidades*: definição da forma e dimensão dos blocos, e a direção segundo a qual estes podem deslizar.
- *Propriedades de resistência ao deslizamento das discontinuidades*: determinam a resistência ao escorregamento dos blocos.

O sistema de compartimentação de um maciço é definido pelo conjunto das famílias de discontinuidades características de uma dada zona desse mesmo maciço e sendo uma família, o agrupamento de todas as discontinuidades que apresentam uma orientação idêntica, esta possibilita uma leitura individual de um conjunto semelhante de discontinuidades para determinar os planos de rotura do maciço.

A disposição dessas famílias de descontinuidades pode contribuir para a estabilização do maciço, se forem contrárias à direção de deslizamento, ou precisamente o inverso, favorecendo-o. A figura 5 ilustra a compartimentação do maciço onde uma fundação está assente. No caso 5 a) as descontinuidades da família A são descontínuas (pouco persistentes) e mais espaçadas comparativamente com a família B, permitindo afirmar que a fundação deverá ser estável porque as descontinuidades que afloram na face do talude não são contínuas e apenas um pequeno bloco instável se forma junto da face. Contrariamente, em 5 b), as descontinuidades mergulham no mesmo sentido da face do talude sendo extensas possibilitando, assim, o movimento da fundação, designando-se de fraturas de tração, em que o ângulo de mergulho para fora da face é superior ao ângulo de atrito das superfícies, tornando provável que a fundação venha a escorregar sobre estas descontinuidades (Lima et al., 2013).



**Figura 5** - Influências das características do sistema de compartimentação do maciço rochoso: a) estável – mergulho para o interior do talude e b) instável – mergulho para fora da face do talude. (Lima et al., 2013).

O estudo detalhado e estatístico dos parâmetros geológicos-geotécnicos de um maciço rochoso é elaborado tendo em vista caracterizá-lo, posteriormente, por zonas geotécnicas consoante as suas propriedades mais relevantes nomeadamente o grau de alteração, o espaçamento das descontinuidades e a resistência, por forma a estabelecer as maiores zonas de intervenção e os locais de maior sinalização (Terzaghi, 1965; Priest, 1993; Dinis da Gama, 1995; González de Vallejo & Ferrer, 2011; Chaminé et al., 2013, 2015, 2016; Chaminé, 2016).

A análise detalhada de determinadas características permite a identificação da volumetria do bloco passível de ser extraído, caso o estudo seja para extração de rocha e se pretenda conhecer os planos de fragilidade, ou de queda, quando ocorre rotura. As dimensões dos blocos são determinadas pelo espaçamento das descontinuidades, pelo número de famílias e pela persistência das descontinuidades que delimitam os potenciais blocos. O número de famílias e a orientação determinam a forma dos blocos, que podem ter a aparência de cubos, paralelepípedos, romboedros, prismas, entre outros (Rocha, 2013; Palmström & Stille, 2014).

---

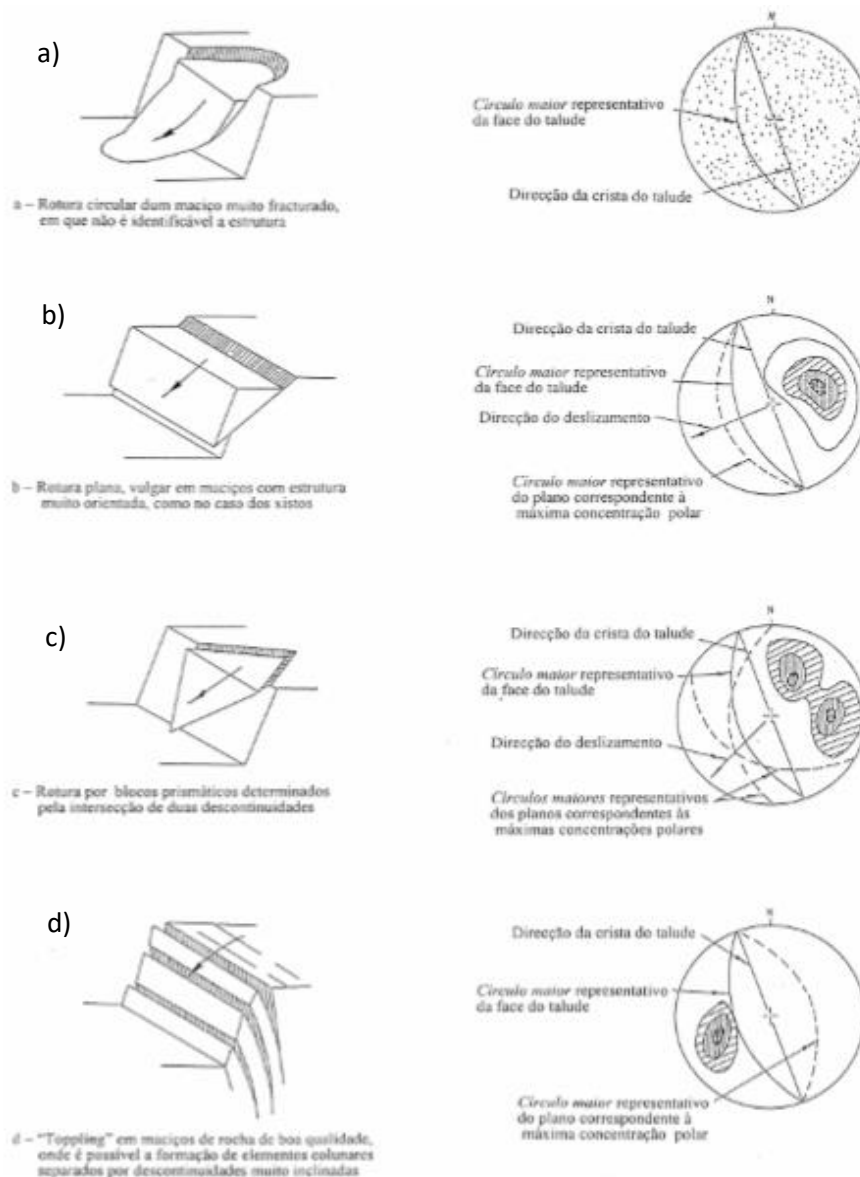
A combinação entre a dimensão dos blocos e a resistência ao corte entre eles, exprime o comportamento mecânico do maciço rochoso sob determinadas condições de carregamento. Quando os maciços rochosos são constituídos por blocos de grandes dimensões tendem a ser menos deformáveis. E, quando apresentam uma dimensão pequena dos blocos, em taludes, podem ocorrer roturas circulares ou rotacionais em vez dos translacionais ou de tombamento (González de Vallejo & Ferrer, 2011; Lima et al., 2013).

### 2.2.1. *Parâmetros ISRM a analisar*

A caracterização geológica-geotécnica de um determinado maciço pode ser realizada *in situ* recorrendo a uma técnica designada de amostragem linear – *Scanline Sampling Technique*, cujo objetivo é obter a informação necessária para conhecer os parâmetros que permitem identificar e agrupar as descontinuidades presentes (ISRM, 1981; Priest, 1993; Dinis da Gama, 1995; Chaminé et al., 2010a,b, 2013, 2015; Chaminé, 2016). Segundo a ISRM (1981, 2007), os parâmetros padronizados a analisar são a atitude geológica, a resistência, a abertura, o preenchimento, o espaçamento (“fracture intercept”), o tipo de descontinuidade, a rugosidade (tipo e forma), o grau de alteração, a continuidade, a terminação e a curvatura. Estes parâmetros constituem a designada “Basic Geotechnical Description of Rock Masses” da ISRM (1981).

Em primeiro lugar, como referido anteriormente, é necessário distinguir qual o tipo de descontinuidade a estudar, começando a sua análise por identificar o seu posicionamento na fita e por medir a atitude, apontando dois ângulos, a direção— ângulo entre a horizontal do plano de descontinuidade e o Norte – e a inclinação — ângulo entre a linha de maior declive do plano de descontinuidade e a horizontal – registando o quadrante para onde inclina — recorrendo a uma bússola de geólogo com inclinómetro. Posteriormente, em gabinete, o tratamento destes dados permite representá-los graficamente, de modo a serem interpretados consoante o objetivo, através de diagramas de rosetas, estereogramas e diagramas de isodensidades (ISRM, 1978, 1981).

A interpretação dos resultados obtidos nestas representações permite identificar o tipo de rotura que pode ocorrer no maciço em estudo, como ilustrado na figura 6.

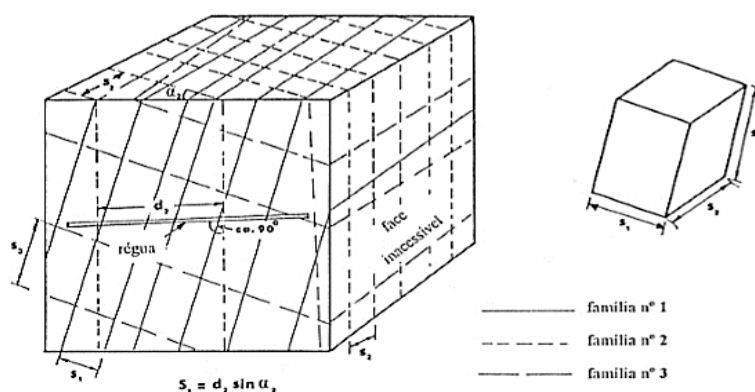


**Figura 6** - Principais tipos de rotura a que o maciço está sujeito e condições estruturais que lhes dão origem (Wyllie & Mah, 2004).

No caso dos blocos planares e cunhas, b) e c), a estrutura tem um mergulho concordante com a face do talude e emerge nesta, localizando-se os polos das discontinuidades na parte oposta do círculo maior, que representa o plano da face do talude. No caso do tombamento de blocos, d), a estrutura mergulha para o interior da face do talude, fazendo com que os polos e o círculo maior do plano da face se situem no mesmo lado. Relativamente à rotura circular, a), esta ocorre em solos, enrocamentos ou rochas com fraturas muito próximas e com discontinuidades não persistentes mergulhando para fora da face do talude (Wyllie & Mah, 2004; González de Vallejo & Ferrer, 2011; Lima et al., 2013).

Na tabela 2 compilaram-se todos os parâmetros a registar elucidando os seus conceitos e enquadrando-os nas suas classes e categorias. Seguindo a ordem, em primeiro lugar, regista-se o grau de alteração –

*weathering classification* (GSE, 1995; ISRM, 1978, 1981), em segundo lugar o espaçamento das descontinuidades, que é a distância entre descontinuidades adjacentes de uma mesma família (figura 7). Após o tratamento dos dados recolhidos, estes devem ser agrupados nas cinco classes existentes consoante o intervalo onde o valor registado se encaixa sendo que, neste caso, o valor médio é o valor que caracteriza o maciço, determinando-o registando o número das descontinuidades que intersectam a linha de observação com um comprimento conhecido.

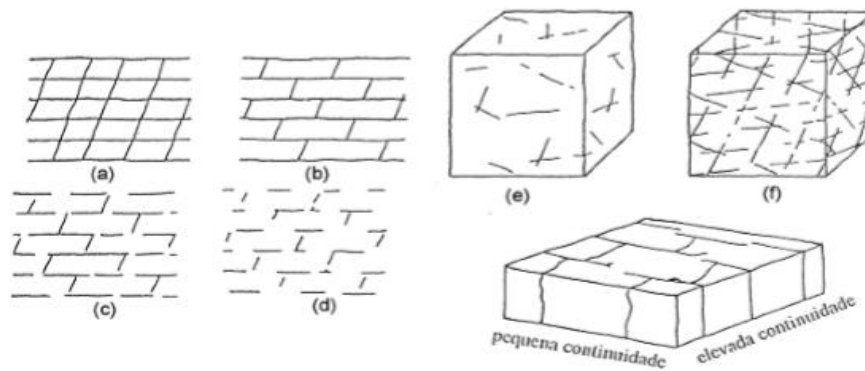


**Figura 7** - Medição do espaçamento das descontinuidades na face acessível (adaptado de González de Vallejo & Ferrer, 2011).

Quando o espaçamento das descontinuidades é demasiado pequeno, dando lugar à formação de pequenos blocos, a importância da orientação diminui em relação às características de resistência e deformabilidade dos maciços. O espaçamento individual das descontinuidades e o número de famílias tem uma forte influência nas características de permeabilidade do maciço e nas condições de percolação. Em geral, a condutividade hidráulica de uma dada família varia na razão inversa do espaçamento (ISRM, 1978, 1981; González de Vallejo & Ferrer, 2011; Lima et al., 2013).

Em terceiro lugar, a abertura, podendo o respetivo espaço estar ocupado por fragmentos de material-rocha. Tal como no parâmetro anterior, o valor médio (ou a mediana) é o valor contabilizado. Inteiramente ligado a este parâmetro está o preenchimento da abertura. Caso as descontinuidades se apresentem no grupo “fechada” estas intitulam-se sem preenchimento porque, teoricamente, não permitem a deposição de sedimentos ou fragmentos sendo apenas uma fissura no maciço rochoso. Caso pertençam ao grupo “aberta” o seu preenchimento difere consoante o tipo de rocha, os ambientes e o tempo de exposição, como será abordado no ponto 2.3.

A continuidade de uma descontinuidade permite perceber a sua influência global no sistema de compartimentação do maciço. Aqui, também, o valor médio (ou a mediana) é o mais importante. Tratando-se de um parâmetro difícil de avaliar recorre-se à representação gráfica através de blocos-diagrama elaborados pelas visualizações de campo – figura 8.



**Figura 8** - Representações simples e blocos-diagrama para a continuidade (adaptado de ISRM, 2007; González de Vallejo & Ferrer, 2011)

Intimamente ligada à continuidade está o tipo de terminação que a descontinuidade apresenta. Seguindo-se a curvatura e a rugosidade. Por fim, verifica-se o estado em que se encontra a descontinuidade, ou seja, qual o teor de presença de água. Caso esta não exista, designa-se seco, caso exista, pode estar húmido, gotejante ou fluxo, consoante a sua intensidade observada (Bieniawski, 1993).

A última observação, a resistência, que a maioria das vezes é o parâmetro determinado e registado *in situ* através do ensaio esclerométrico (Aydin, 2015), podendo ser também realizado em laboratório em amostras de material-rocha. Este obtém-se através da realização de ensaios com o martelo de Schmidt (modelo para rochas, por exemplo do tipo L da Proceq) em estações determinadas executando-se, em regra, dez ensaios em cada superfície amostrada, registando o valor (adimensional) conhecido por “dureza de Schmidt”. A esses valores adquiridos retiram-se os cinco mais altos, que não são utilizados e calcula-se o valor médio para cada estação pela média dos restantes valores (González de Vallejo & Ferrer, 2011; Aydin, 2015). Os valores da resistência à compressão do material da parede (JCS) são em função da orientação do disparo e do peso volúmico da rocha na zona do impacto. O valor médio, utilizado para estimar JCS é, posteriormente, convertido através do ábaco de Miller para uma resistência à compressão uniaxial aproximada em MPa (González de Vallejo & Ferrer, 2011).

**Tabela 2** - Parâmetros BGD|ISRM 1981 – conceitos e classes  
(adaptado de ISRM 2007; González de Vallejo & Ferrer, 2011).

Parâmetro	Simbologia	Conceito	Classes	
Grau de Alteração	W	Estado de desagregação e decomposição em que o maciço se encontra	Rocha sã ou ligeiramente alterada	W <sub>1-2</sub>
			Rocha com alteração moderada	W <sub>3</sub>
			Rocha muito alterada	W <sub>4-5</sub>
Espaçamento (Fracture Intercept)	F	Grau de fracturação	Descontinuidades muito afastadas	F <sub>1</sub> > 200 cm
			Descontinuidades afastadas	F <sub>2</sub> 60 – 200 cm
			Descontinuidades medianamente afastadas	F <sub>3</sub> 20 – 60 cm
			Descontinuidades próximas	F <sub>4</sub> 6 – 20 cm
			Descontinuidades muito próximas	F <sub>5</sub> < 6 cm
Abertura	-	Distância na perpendicular entre as paredes da descontinuidade	Descontinuidade fechada	< 0,1 mm a 0,50 mm
			Descontinuidade aberta	0,50 mm a 10 mm
			Descontinuidade muito aberta	10 mm a > 1000 mm
Preenchimento	-	Material que preenche o espaço entre as paredes da descontinuidade	Descontinuidade fechada	Sem preenchimento
			Descontinuidade aberta	Preenchimento variado
Continuidade	L	Extensão em área	Descontinuidades muito pouco contínuas	< 1 m
			Descontinuidades pouco contínuas	1 e 3 m
			Descontinuidades medianamente contínuas	3 e 10 m
			Descontinuidades contínuas	10 a 20 m
			Descontinuidades muito contínuas	> 20 m

<b>Terminação</b>	T	Onde termina a extensão da descontinuidade e seu grau de penetratividade	Rocha (R)		
			Obscura (O)		
			Noutras descontinuidades (D)		
<b>Curvatura</b>	C	Ondulação (a grande escala) descrita pelas paredes das descontinuidades	Plana	C <sub>1-2</sub>	
			Algo curva	C <sub>3</sub>	
			Muito curva	C <sub>4-5</sub>	
<b>Rugosidade</b>	R	Irregularidades das paredes das descontinuidades	Forma	Lisas	R <sub>1-2</sub>
				Algo rugosas	R <sub>3</sub>
				Muito rugosas (ou ásperas)	R <sub>4-5</sub>
			Tipo	Plana	
				Denteada	
Ondulada					
<b>Presença de água</b>	-	Presença de água superficial e/ou subterrânea e caudal	Seco		
			Húmido		
			Gotejante		
			Fluxo		
<b>Resistência</b>	S	Ensaio com o martelo de Schmidt em estações determinadas	Muito elevada	S <sub>1</sub> > 200 MPa	
			Elevada	S <sub>2</sub> 60 – 200 MPa	
			Média	S <sub>3</sub> 20 – 60 MPa	
			Baixa	S <sub>4</sub> 6 – 20 MPa	
			Muito baixa	S <sub>5</sub> < 6 MPa	

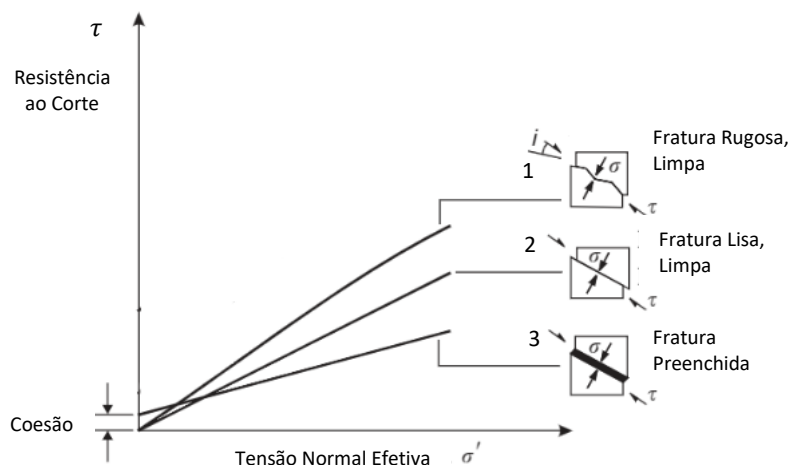
### **2.3. Identificação e significado das diferentes variáveis envolvidas**

A resistência ao corte é influenciada por vários parâmetros sendo cinco deles diretamente relacionados com as características das descontinuidades: a rugosidade, a permeabilidade, a abertura, o tipo e espessura do preenchimento e a continuidade e ainda uma também relacionada com a matriz rochosa, a resistência (González de Vallejo & Ferrer, 2011; Muralha et al., 2014).

Relativamente à rugosidade, como visto anteriormente, constitui uma forma de atrito mobilizável por unidade de área, provocando um aumento da resistência ao corte ao longo da superfície da descontinuidade podendo introduzir perturbações na percolação e conseqüentemente no regime de escoamento instalado (González de Vallejo & Ferrer, 2011). Esta é caracterizada pela curvatura que

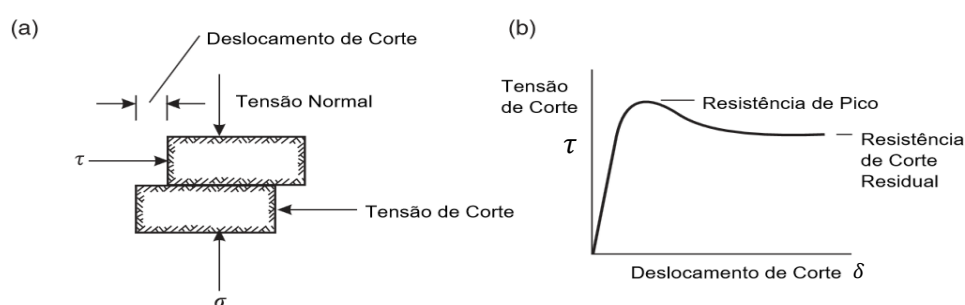
consiste em ondulações a grande escala que determinam, na prática, a direção do deslizamento e pelas *asperezas* descritas pelas irregularidades da superfície, detetáveis a pequena escala, determinando o aumento da resistência ao deslizamento da descontinuidade. A concretização de corte depende do efeito combinado de quatro intervenientes: i) a aderência à superfície, ii) a resistência na superfície, iii) a tensão normal aplicada e iv) o deslocamento de corte (Wyllie & Mah, 2004).

Aplicando o critério de Mohr-Coulomb à rugosidade apresentada pelas descontinuidades, analisando a resistência ao corte vs tensão normal efetiva, é possível comprovar que o comportamento altera consoante as características das superfícies. A figura 9 exhibe as retas para três tipos de rugosidades permitindo retirar o valor da coesão no eixo das ordenadas e o declive representa o ângulo de atrito. Para o caso 1, descontinuidades com superfícies rugosas sem preenchimento, a coesão é nula e o ângulo de atrito divide-se em duas componentes, a primeira está relacionada com o ângulo de atrito da rocha ( $\phi_r$ ) e a segunda é relativamente à rugosidade ( $i$ ) da superfície (*asperezas*) e a razão entre a resistência da rocha e a tensão normal aplicada. No caso 2, descontinuidades com paredes lisas sem preenchimento, a coesão é igualmente nula e o ângulo de atrito será o das superfícies da rocha ( $\phi_r$ ) relacionando-se com o tamanho do grão da rocha, aumentando consoante a granularidade do grão. Por último, em 3, descontinuidades com preenchimento, é preciso ter em conta a natureza do preenchimento. E como se verá mais à frente, caso se trate de uma argila fraca ou uma caixa de falha, o ângulo de atrito ( $\phi_{inf}$ ) será, provavelmente, baixo podendo existir alguma coesão se este não for perturbado. Caso o preenchimento seja um material mais resistente levando à consistência das paredes da descontinuidade, poderá existir uma coesão significativa que deverá ser contabilizada (Wyllie & Mah, 2004; Fontes, 2011).



**Figura 9** – Relação da resistência ao corte e tensão normal efetiva para três superfícies de deslizamento diferentes (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

Segundo Hoek (2007), quando se estudam superfícies planas e lisas, sem irregularidades e com preenchimento consistente, a rocha está sujeita a uma tensão normal ( $\sigma_n$ ) à superfície da descontinuidade e a uma tensão ( $\tau$ ) paralela à descontinuidade, que é a responsável por causar o deslocamento de corte ( $\delta$ ) – figura 10 (a). No caso de pequenos deslocamentos, esta comporta-se de forma elástica aumentando a tensão de corte linearmente com o deslocamento, alcançando o seu máximo quando a resistência ao movimento é ultrapassada. A resistência de pico da descontinuidade – máximo – corresponde à soma entre duas resistências, a do material constituinte do preenchimento e a do deslizamento das superfícies combinadas. A tensão requerida para ocorrer o deslocamento decresce alcançando um valor constante – a resistência de corte residual – que representa a resistência a grandes deslocamentos – figura 10 (b).

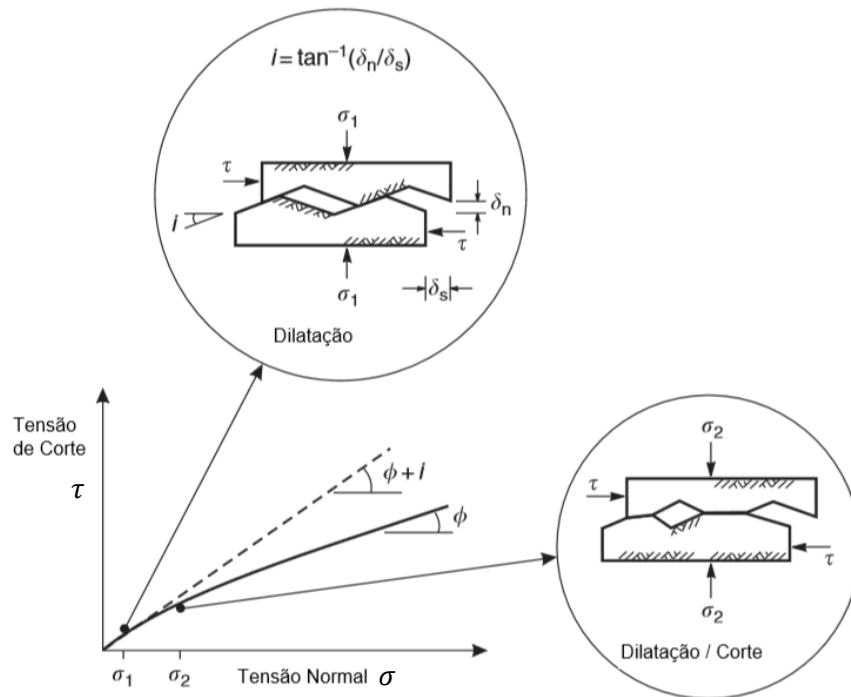


**Figura 10** - Resistência ao corte em descontinuidades: a) ensaio de corte e b) curva descrita pelas superfícies planas e lisas (Wyllie & Mah, 2004 e Hoek, 2007).

Quando estas superfícies não apresentam preenchimento, tendo uma tensão normal constante, a tensão de corte aumenta rapidamente até ao seu máximo, mantendo-se, depois, constante à medida que os deslocamentos aumentam. Assim sendo, é possível afirmar que a resistência de pico é, praticamente, igual à resistência residual (segundo o critério de rotura de Mohr-Coulomb). Concluindo-se, então, que descontinuidades lisas e limpas regem-se por um modelo de atrito linear sem coesão, onde a resistência ao corte é apenas definida pelo ângulo de atrito (Hoek, 2007).

No caso das descontinuidades rugosas, o corte dessa rugosidade das superfícies provoca uma redução no ângulo de atrito quando a tensão normal é elevada, ou seja, é dada uma transição do estado de dilatação para o corte da rocha, como ilustrado na figura 11. A intensidade desse corte dependerá da magnitude da tensão normal em relação à resistência à compressão da rocha na superfície da fratura e da distância do deslocamento. Uma superfície que é inicialmente não perturbada e interligada terá um ângulo de atrito máximo ( $\phi + i$ ) mas o aumento da tensão normal e dos deslocamentos fará com que as irregularidades sejam cortadas diminuindo o ângulo de atrito progressivamente para um valor de ângulo de atrito de base, ou residual. Esta dilatação-corte é apresentada no diagrama de Mohr como uma curva

cuja resistência é dada por uma inclinação inicial igual a  $(\phi + i)$  acabando por ser reduzida para  $\phi_r$  em níveis de tensão normal superiores (Wyllie & Mah, 2004).



**Figura 11** - Efeito da rugosidade das superfícies e tensão normal no ângulo de atrito nas superfícies das descontinuidades (Wyllie & Mah, 2004).

Barton, e muitos outros, estudaram o comportamento da resistência ao corte em descontinuidades rugosas e limpas produzidas artificialmente, confirmando que a resistência ao corte ( $\tau$ ) de uma superfície rochosa rugosa depende de uma relação entre a rugosidade, a resistência da rocha e a tensão normal ( $\sigma_n$ ), permitindo formular em 1977 a seguinte equação, apresentando uma forma de quantificar a relação expressa na figura anterior (Barton & Bandis, 1990):

$$\tau = \sigma_n \times \tan \left[ \phi_r + JRC \times \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right] \quad (1)$$

onde JRC é o coeficiente de rugosidade da descontinuidade, JCS é a resistência à compressão da superfície da descontinuidade e  $\phi_r$  é o ângulo de atrito residual. Para níveis de tensão elevados, em que a razão  $JCS / \sigma_n$  é igual a 1 e as rugosidades são suavizadas, a parcela  $JRC \times \log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$  é nula. E para níveis de baixa tensão normal a razão  $JCS / \sigma_n$  tende para infinito e a componente da rugosidade é muito ampla, isto é, o progressivo aumento da tensão normal provoca uma diminuição no termo  $\log_{10} \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$  e, conseqüentemente, no ângulo de atrito (Wyllie & Mah, 2004).

---

O JCS, resistência à compressão da superfície da descontinuidade, é um parâmetro importante principalmente quando as superfícies das descontinuidades se encontram alteradas, estando a profundidade dessa alteração dependente do tipo de rocha e sobretudo da sua permeabilidade. No caso de uma rocha permeável, o seu enfraquecimento será generalizado, já se for uma rocha impermeável apenas desenvolverá paredes fracas na descontinuidade deixando o interior da rocha relativamente inalterado. Barton & Choubey (1977) sintetizaram o processo de alteração de um maciço rochoso de forma simplificada associando o valor de JCS em cada fase:

1. Formação da descontinuidade na rocha intacta – valor de JCS igual ao  $\sigma_c$ , resistência à compressão uniaxial, dado não existir qualquer alteração.
2. Redução lenta da resistência da parede da descontinuidade se esta for condutora de água – JCS torna-se menor que  $\sigma_c$ .
3. Estágio intermédio em que as descontinuidades alteradas, condutoras de água, com blocos de rocha impermeável entre elas – JCS torna-se uma fração de  $\sigma_c$ .
4. Descontinuidades alteradas penetram os blocos de rocha intacta dando-se uma redução de  $\sigma_c$  das paredes dos blocos interiores levando JCS a continuar a sua redução lentamente.
5. Estágio avançado de alteração em que há uma uniformização, reduzindo  $\sigma_c$  para o mesmo nível de JCS tornando a rocha completamente permeável.

Relativamente aos valores JCS para os estágios 1 e 5, estes podem ser obtidos por meio de testes de compressão convencionais não confinados em cilindros intactos ou por testes de carga pontual em testemunhos de sondagem de rocha ou fragmentos irregulares. Estes poderão ser aplicados também ao estágio 4 nas partes centrais em cada lado de descontinuidades profundamente alteradas. Para os estágios 2 e 3 os valores JCS não podem ser obtidos por estes testes padrão devido à fina espessura do material dependente da razão  $JCS/\sigma_n$  controlando o dano das imperfeições numa determinada descontinuidade rugosa (Barton & Choubey, 1977).

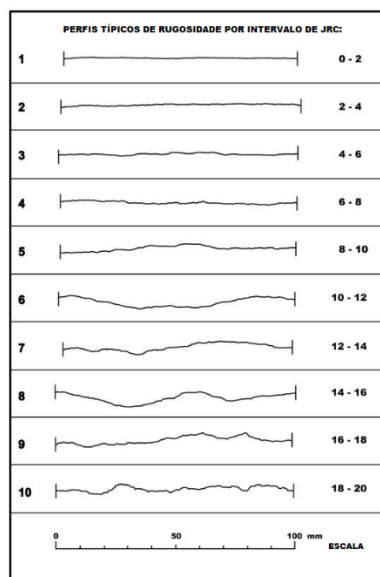
O ensaio com martelo de Schmidt, mencionado em 2.2.1, veio resolver esse problema permitindo calcular valores de JCS de 20 KN/m<sup>2</sup> a mais de 300 KN/m<sup>2</sup>. Durante a sua realização é necessário ter em conta alguns parâmetros (Barton & Choubey, 1977): i) orientação – o martelo deve ser aplicado sempre perpendicularmente à superfície pois a sua colocação influencia os seus resultados, se este for utilizado contra a gravidade na posição vertical para baixo, o seu ressalto será mínimo e opostamente, será máximo, quando usado na posição vertical para cima, ii) dimensões das amostras – se forem pequenos blocos, o ressalto do martelo pode deslocar a amostra pelo que é aconselhado que estas sejam fixadas numa base pesada, em amostras extraídas de encostas devem ter 20 cm para cada lado. Esta é uma questão que se coloca quando o ensaio não pode ser realizado no local, iii) número de ensaios – devem

ser efetuadas várias leituras em cada zona para evitar valores dispares que podem ocorrer por inúmeras razões e iv) humidade – o aumento do teor de humidade diminui a resistência sendo recomendada a sua utilização em descontinuidades húmidas (ou molhadas) para obter os valores de JCS mínimos.

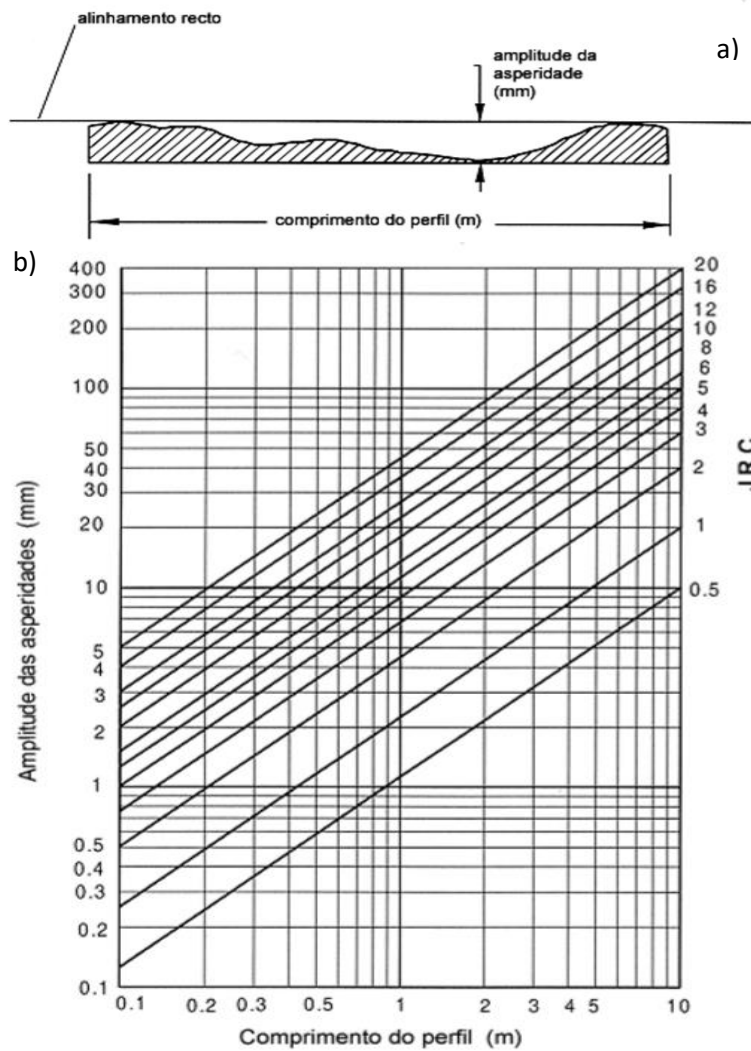
O JRC, coeficiente de rugosidade da descontinuidade, é um parâmetro que se torna útil estimar rapidamente de modo a perceber se a resistência ao corte das descontinuidades é baixa o suficiente para requerer uma análise meticulosa. Para proceder ao seu estudo individualizado, tornando o JRC a única incógnita, os estudiosos consideraram que  $\phi_r$  podia ser arbitrado (conservadoramente) como  $20^\circ$ ,  $\sigma_c$  baseado na experiência pessoal/profissional e JCS como  $\frac{1}{4} \sigma_c$ . Partindo do contributo de Barton (1973) aquando das formulações que deram origem à equação (1), e após a execução de ensaios, foi possível definir intervalos para JRC consoante o perfil de rugosidade apresentado pela descontinuidade como ilustrado na figura 12 (Barton & Choubey, 1977). Esses perfis correlacionados com um valor JRC permitem estimar a resistência de pico de uma descontinuidade em relação ao deslizamento. Porém, Barton & Bandis (1990) propuseram outras correlações do parâmetro JRC, contabilizando a amplitude das irregularidades, explicando como as quantificar, e o comprimento do perfil de observação, como mostrado na figura 13.

O valor de JRC pode ser obtido através dos testes de basculamento, no entanto, se este for realizado numa superfície rugosa, o seu valor será superior ao valor de  $\phi_b$  e, ainda maior, comparativamente com  $\phi_r$ . Este acréscimo de resistência deve-se à geometria das rugosidades. A expressão que permite calcular o seu valor, segundo Barton & Choubey (1977), é:

$$JRC = \frac{\alpha - \phi_r}{\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{n0}}\right)} \quad (2)$$



**Figura 12** – Perfis-tipo de rugosidade de descontinuidades com o correspondente intervalo de valores JRC para cada perfil (Barton & Choubey, 1977).



**Figura 13** - a) Esquema ilustrativo de como calcular a amplitude das irregularidades e o comprimento do perfil e b) valores de JRC (Barton & Bandis, 1990).

O JCS deve ser medido em superfícies secas com o martelo de Schmidt, como referido anteriormente, realizando-se três ensaios de basculamento em cada descontinuidade contando a média para estimar o valor JRC. Como a tensão é muito baixa, a superfície da rocha não é afetada, pelo que se podem realizar várias repetições sem redução de resistência (Barton & Choubey, 1977).

Tanto o JRC como o JCS são afetados pelo efeito de escala, sendo que quanto maior a descontinuidade menor o valor obtido, devido, provavelmente, à pouca significância que a rugosidade adquire numa superfície de pequena escala comparativamente com a dimensão da descontinuidade. Segundo Brady & Brown (2005), o aumento da escala faz com que o corte das rugosidades mais acentuadas e a inclinação das irregularidades diminua, assim como a componente de rotura das rugosidades também decresce em consequência da diminuição do valor de JCS, que, por sua vez, diminui com o aumento do tamanho do bloco.

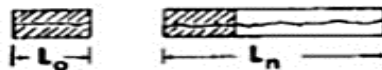
---

Esse efeito de escala pode ser contabilizado através de fatores de compensação. As equações abaixo permitem essa transformação (Wyllie & Mah, 2004):

$$JRC_n = JRC_o \times \left(\frac{L_n}{L_o}\right)^{-0,02 JRC_o} \quad (3)$$

$$JCS_n = JCS_o \times \left(\frac{L_n}{L_o}\right)^{-0,03 JCS_o} \quad (4)$$

sendo  $L_o$  a dimensão da superfície usada para medir JRC, com um pente de arame, e o índice  $o$  refere-se à escala do laboratório (100 mm) e  $L_n$  a dimensão da superfície de deslizamento, correspondendo o  $n$  ao tamanho do bloco *in situ* – figura 14.



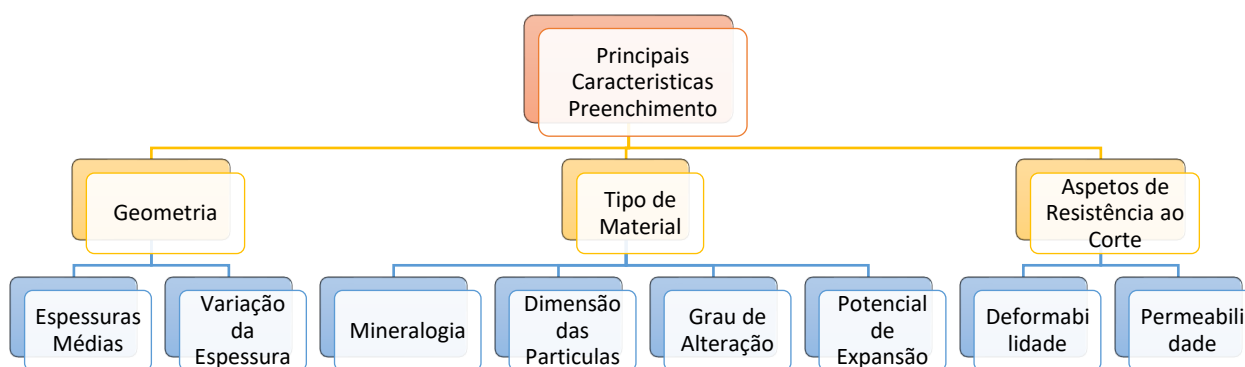
**Figura 14** - Tamanho do bloco para a correção do fator de escala para JCS e JRC (Barton & Brandis, 1990).

No que toca à permeabilidade, a sua variação ocorre pela pressão exercida através da água que circula nos espaços vazios e fraturas existentes no maciço rochoso sendo que o aumento dessa pressão tende a aumentar as fissuras aumentando também a permeabilidade e, conseqüentemente, a instabilidade devido à diminuição do atrito entre as superfícies (Barton & Choubey, 1977; Brady & Brown, 2005; Lima et al., 2016). A diminuição da resistência ao corte dá-se devido à redução da tensão normal efetiva que atua na superfície. Esta tensão é a diferença entre o peso da rocha sobrejacente e a pressão de *elevação* produzida pela pressão da água. Essa pressão ( $\mu$ ) pode ser obtida através de formulações que assumem que a coesão e o ângulo de atrito não são afetados pela presença de água. Concluiu-se que na maioria das rochas duras e em muitos solos, as propriedades de resistência não são grandemente alteradas pela sua presença enquanto que no caso dos xistos, argilas e argilitos o teor de humidade afeta a resistência provocando-lhe uma diminuição significativa, pelo que se afigura muito importante garantir que o teor de humidade da amostra seja o mais próximo do teor *in situ* (Wyllie & Mah, 2004).

Contrariamente à rugosidade, no caso do preenchimento, não é só o ângulo de atrito que é influenciado, mas também a coesão (Wyllie & Mah, 2004). O preenchimento está intimamente relacionado com a abertura e a permeabilidade, dependendo dos materiais, estes podem ajudar à circulação da água para o exterior, provocando as superfícies húmidas e escorregadias, ou retê-la no seu interior, aumentando a pressão intersticial. Segundo Goodman (1970) – citado por Wyllie & Mah (2004) – se a espessura do preenchimento for superior a 25 – 50% da amplitude das rugosidades, tendo uma maior abertura, haverá pouco ou nenhum contacto das paredes da descontinuidade passando a ser as propriedades do preenchimento a contar para a resistência de corte em vez das propriedades da descontinuidade. Dessa

diminuição de contacto resulta a possibilidade de existirem concentrações de tensões que levam ao esmagamento pontual das irregularidades das paredes (Wyllie & Mah, 2004; Lima et al., 2013).

As principais características a analisar no estudo do preenchimento estão ilustradas na figura 15. Relativamente aos tipos de preenchimento, segundo Barton (2016) estes podem ser divididos em dois grupos: i) argilas — bentoníticas — cujos ângulos de atrito rondam os 8° a 20° e a coesão os 0 a 200 KPa, existindo casos de valores na ordem dos 380 KPa associados a argilas muito rígidas e ii) falhas, fraturas e fissuras — materiais resultantes de zonas de falha e de esmagamento podendo conter argilas misturadas com os fragmentos de rocha — com ângulos de atrito superiores aos anteriores, 25° a 45°, em que quanto mais grosseira for, maior o ângulo sendo, por isso, mais elevado em granitos do que calcários e ainda coesões inferiores, entre 0 e 100 KPa.

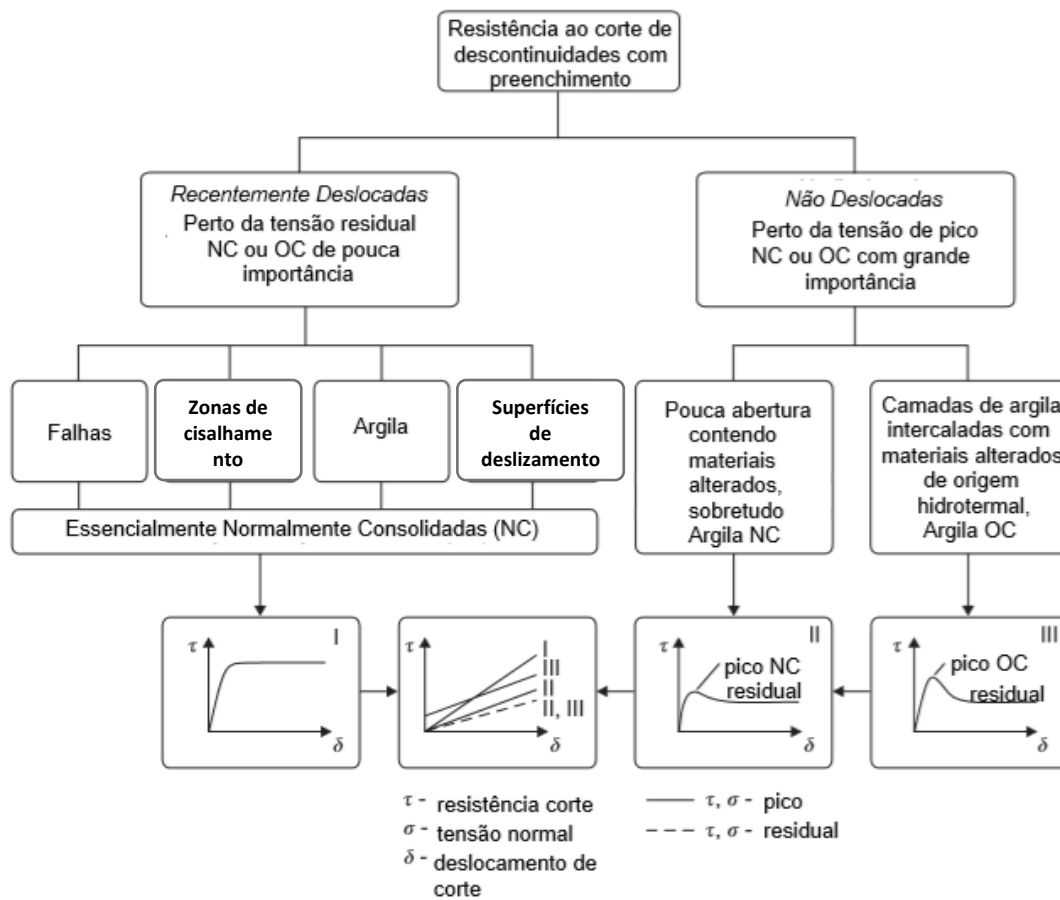


**Figura 15** - Principais características a estudar para o preenchimento das descontinuidades (adaptado Lima et al., 2013).

A interação resistência ao corte/deslocamento deverá ser considerada quando se analisa a resistência ao corte de descontinuidades preenchidas de forma a perceber qual a influência que terá na estabilidade da encosta, isto é, se os movimentos ocorridos reduzem a resistência ao corte que a estrutura possui. Caso ocorra um decréscimo significativo da resistência ao corte com o deslocamento, a rotura pode ocorrer pelo mais insignificante e milimétrico movimento (Wyllie & Mah, 2004).

Barton (1974, 1976) propôs a divisão das descontinuidades preenchidas em duas categorias consoante a existência ou não de deslocamento prévio – descontinuidades deslocadas recentemente e descontinuidades não deslocadas, subdividindo-as, depois, em materiais normalmente consolidados (NC) ou materiais sobre-consolidados (OC) consoante o estado de tensão em que se encontram. Na figura 16 é possível verificar as relações entre as categorias acima mencionadas assim como a sua descrição e os

seus constituintes, juntamente com os gráficos elaborados de resistência ao corte em função do deslocamento.



**Figura 16** - Divisão simplificada das descontinuidades com preenchimento em categorias (adaptado de Wyllie & Mah, 2004).

Por sua vez, a resistência global do maciço oscila em função da orientação das descontinuidades assim como da direção da carga, caso esta seja contrária à direção da descontinuidade, a sua resistência é superior. A presença de várias famílias de descontinuidades tem uma elevada influência na resistência global do maciço (Hoek, 2007; Lima et al., 2016). Se existirem até três famílias, o estudo do maciço deve ser referente à fracturação, à resistência ao corte e à atitude. Caso existam mais de três famílias, para efeitos de cálculos, contabilizam-se os valores médios de coesão e ângulo de atrito, função da resistência das descontinuidades e da rocha (Barton & Choubey, 1977; Fonseca, 2005).

Particularmente, a resistência das paredes das descontinuidades é apenas uma parte da resistência registada no interior dos blocos que constituem o maciço rochoso devido ao processo de alteração afetar, na maioria dos casos, mais a rocha junto às paredes do que no interior dos blocos. A resistência da rocha pode ser avaliada através de ensaios de compressão uniaxial ou triaxial, no entanto, a resistência da

---

camada mais  *fina*  da parede alterada, sendo a que mais contribui para a resistência ao corte e deformabilidade, não pode ser obtida diretamente. Esta pode ser avaliada recorrendo a ensaios simples que permitem uma correlação com a resistência à compressão simples, como o caso dos ensaios com o martelo de Schmidt anteriormente referidos (González de Vallejo & Ferrer, 2011; Lima et al., 2013).

#### **2.4. O ângulo de atrito de base: diferentes metodologias para a sua avaliação laboratorial**

A equação (1) é o resultado do aprimoramento de trabalhos desenvolvidos por Barton em 1973. Conjuntamente com Choubey, em 1977, concluem a necessidade de substituir o ângulo de atrito de base, retirado de ensaios de corte residual em superfícies planas inalteradas, pelo ângulo de atrito residual (Barton & Choubey, 1977). Os ensaios de corte, realizados desde 1962, permitiram a compilação de valores ou intervalos de valores para diferentes rochas dos três grandes grupos geológicos, que passaram a ser utilizados para estimar a resistência ao corte na formulação empírica inicial proposta por Barton. No entanto, esta listagem apenas pode ser aplicada a superfícies de descontinuidades rochosas lisas e inalteradas, dado terem sido essas as premissas para a realização dos ensaios tendo as amostras sido cortadas por uma serra diamantada e, por vezes, “limpas” recorrendo a um jato de areia entre ensaios. É aplicável a descontinuidades rochosas alteradas se o nível da tensão normal efetiva aplicada for suficientemente alto para que as finas camadas de rocha alterada sejam desgastadas, permitindo assim o contacto com as camadas inalteradas subjacentes (Barton & Choubey, 1977).

Sujeitas a níveis baixos de tensão normal efetiva, as finas camadas alteradas poderão continuar a controlar a resistência ao corte após o pico (resistência máxima), e deslocamentos, até à resistência residual. Os resultados obtidos por Richards (1975) — citado por Barton & Choubey (1977) — em descontinuidades de arenitos alterados, apontaram para a possibilidade de existirem baixos ângulos caso a tensão normal fosse baixa, permitindo-lhe concluir a presença de uma forte correlação com o valor do ressalto do martelo de Schmidt em descontinuidades. Em tensões normais elevadas, as camadas resistentes do arenito tiveram efeito e os valores médios de todas as amostras utilizadas foram iguais, ficando dentro do intervalo aceitável. Foi criada uma formulação com o objetivo de obter o valor deste ângulo de atrito residual, Barton & Choubey (1997) aperfeiçoaram-na e tornaram-na mais simples de calcular, obtendo uma expressão adequada tanto a superfícies inalteradas como alteradas:

$$\phi_r = (\phi_b - 20^\circ) + 20 \times (r/R) \quad (5)$$

onde  $\phi_b$  representa o ângulo de atrito de base obtido a partir dos ensaios de basculamento residual para superfícies serradas, inalteradas e secas (ou retirado da listagem compilada) e  $(r/R)$  é o valor do ressalto

---

do martelo de Schmidt, sendo  $r$  referente às descontinuidades alteradas e húmidas simulando as condições normalmente encontradas no terreno e  $R$  a componente das faces serradas, inalteradas e secas da mesma rocha (Barton & Choubey, 1977).

Desde esta descoberta, o ângulo de atrito de base representa superfícies que não são nem alteradas nem húmidas e tornou-se um parâmetro essencial para estimar a resistência ao corte de descontinuidades quer em estudos de estabilidade de taludes artificiais ou naturais, quer em escavações subterrâneas em diferentes tipos de rotura — planar, cunha ou tombamento — assim como a sua utilização no cálculo de fatores de segurança adequados para projetos de engenharia (Alejano et al., 2012).

O ângulo de atrito real é decomposto em duas componentes, o ângulo de atrito de base ( $\phi_b$ ) e a parcela que engloba as características das rugosidades. O ângulo de atrito de base, convencionalmente, para rochas sedimentares adota valores na ordem dos 25° a 30° e para rochas ígneas ou metamórficas, 30° a 35°, podendo ser calculado recorrendo a ensaios de basculamento, designados de *tilt test*, ou a ensaios de corte direto em superfícies planas sem qualquer indicio de alteração, como se fossem um  $W_0$ , uma rocha extraordinariamente sã. Até 2012, não havia nenhum método recomendado pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas (ISRM) para estimar este ângulo (Alejano et al., 2012).

O método mais comum utilizado ao longo dos tempos para avaliar a resistência ao deslizamento de descontinuidades é o ensaio de corte direto em que se prepara uma amostra do maciço rochoso com a descontinuidade cuja resistência se pretende determinar, podendo ser realizado em laboratório recorrendo a um equipamento como o ilustrado na figura 17, sobre amostras recolhidas ou diretamente no campo, tendo que se talhar o bloco rochoso, normalmente, com a forma paralelepédica.

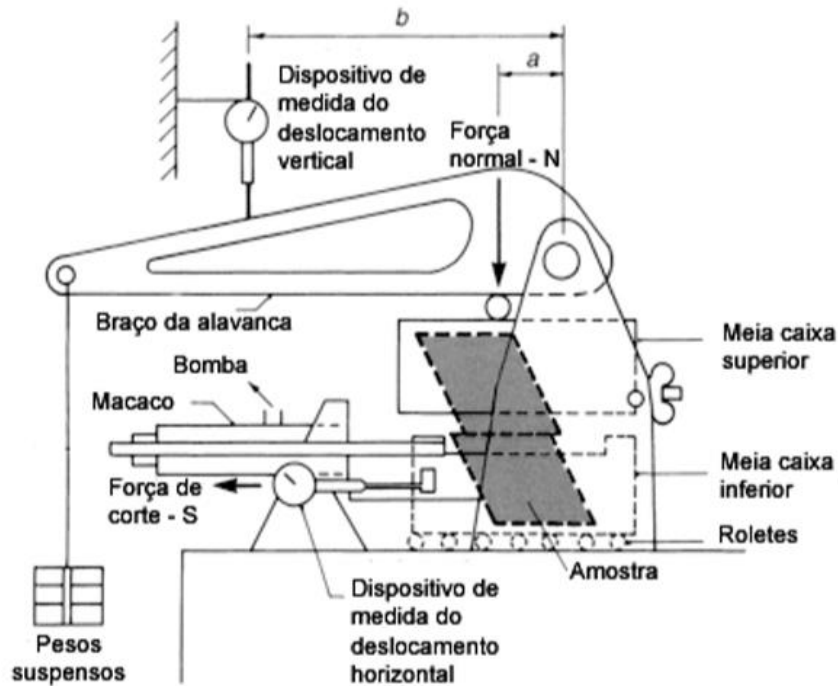
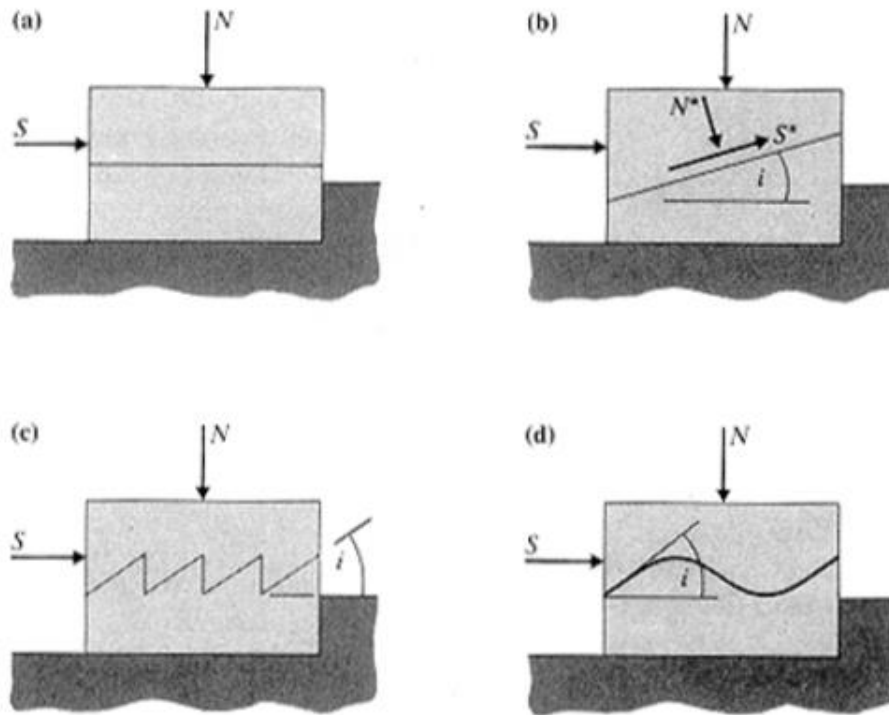


Figura 17 - Vista lateral do equipamento para o ensaio de corte direto (Hencher & Richards, 1982; adaptado de Hoek, 2007 e de Lima et al., 2013).

O procedimento laboratorial deste método descreve as seguintes fases (Hencher & Richards, 1982; Hoek, 2007):

1. Preparação das amostras.
2. Aplicação de uma carga vertical  $N$  – mantida constante até ao final do ensaio.
3. Imposição de uma translação horizontal a um lado da amostra, medindo o valor dessa força ( $S$ ) – figura 18 a).

As repetições são executadas para diferentes valores de  $N$ , aos quais irão corresponder, conseqüentemente, outros valores de  $S$ . Conhecendo os valores destas forças conjuntamente com a área ( $A$ ) da descontinuidade é possível determinar os valores médios para as tensões que atuam na superfície da descontinuidade assim como os respetivos deslocamentos -  $\delta_n$  e  $\delta_t$ . A tensão normal é dada pela expressão -  $\sigma_n = N/A$  e a tangencial, ou de corte, através de -  $\tau = S/A$ .



**Figura 18** - Modelos teóricos do efeito de diferentes rugosidades nas superfícies das discontinuidades na resistência ao deslizamento (Lima et al., 2013).

A figura 18 apresenta os modelos teóricos do comportamento das superfícies das discontinuidades perante diferentes tipos de rugosidade na resistência ao deslizamento. Em a) as discontinuidades são planas, lisas e secas sendo a resistência obtida pela lei de Mohr-Coulomb, sendo  $\phi$  o ângulo de atrito de base da discontinuidade (Hencher & Richards, 1982):

$$\tau = \sigma_n \tan \phi \quad (6)$$

Em b) as superfícies continuam a ser planas e lisas apresentando, no entanto, inclinação ( $i$ ) relativamente à força de corte ( $S$ ), em que o escorregamento dar-se-á quando a seguinte relação, obtida pela substituição das forças  $N^*$  e  $S^*$  ocorrer (Hencher & Richards, 1982):

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi + i) \quad (7)$$

Como tal, conclui-se que uma discontinuidade inclinada apresenta um ângulo de atrito aparente.

Para os casos c) e d), o escorregamento ocorre quando as irregularidades apresentadas pela discontinuidade são cortadas, em que a rotura satisfaz a condição geral da lei de Mohr-Coulomb contabilizando a coesão de imbricamento (Hencher & Richards, 1982):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi_r \quad (8)$$

---

As particularidades da rugosidade, expressas no ponto 2.3, tornaram necessário a evolução desta condição para uma que contabilizasse a resistência de pico relativamente ao escorregamento, levando à equação (1) proposta por Barton. Estes ensaios permitiram concluir, para descontinuidades planas e lisas, que rochas de grão fino e/ou com elevado teor de micas apresentam um baixo ângulo de atrito enquanto rochas de grão grosseiro e/ou de elevada resistência exibem um elevado ângulo de atrito (Hencher & Richards, 1982; Lima et al., 2013).

O outro método utilizado para a determinação do ângulo de atrito de base é o *tilt test*. Até aos dias de hoje, muitos criaram, testaram ou modificaram o protótipo idealizado para a elaboração do *tilt test*. Pode dizer-se que esta metodologia nasceu com o surgimento da ideia de Hoek & Bray, em 1974, de determinar a resistência ao corte ao longo das descontinuidades recorrendo a testes de inclinação sugerindo que se registasse o ângulo de atrito como o primeiro resultado obtido no primeiro deslizamento da placa móvel. Cawsey & Farrar, em 1976, mediram os ângulos de atrito ao longo das superfícies de estratificação de amostras de giz sugerindo que, assim, simulavam as condições da falha *in situ* tanto quanto um ensaio de corte direto convencional obtendo o ângulo de atrito máximo, assim pensaram eles devido à semelhança com os valores existentes em testes de corte triaxiais e drenados. Hencher, em 1976, – citado por Barton & Choubey (1977) – afirmou que a mecânica do teste de basculamento não era equivalente à mecânica do ensaio de corte direto, apesar dos resultados semelhantes, concluindo, portanto que se tratava de uma ferramenta útil. Barton & Choubey, em 1977, avaliaram o ângulo de atrito de base em superfícies planas de rochas serradas recorrendo ao teste de basculamento, que forneceu informações sobre as propriedades mineralógicas das amostras devido às superfícies não-dilatantes.

Após o aparecimento das primeiras ideias para as mesas basculantes, seguiu-se uma série de metodologias para a execução dos testes de inclinação partindo, todos, da mesma premissa, a medição do ângulo em que o deslizamento de uma superfície sobre outra ocorreria. Uma metodologia bastante usada no passado em projetos de engenharia para determinar o ângulo de atrito de base foi a “Abordagem de Stimpson”, desenvolvida em 1981 por Stimpson — citada por Alejano et al. (2012) — consistindo na realização do teste de inclinação recorrendo a testemunhos de rochas de amostras cilíndricas, utilizando três amostras com 54 mm de diâmetro e comprimento de, pelo menos, o dobro do diâmetro. Uma das três amostras era colocada sobre as outras duas, com as mesmas dimensões, permitindo que cada amostra tivesse uma superfície de contacto, fazendo-se cinco repetições em cada posição. A cada novo ensaio altera-se a localização das amostras e os geratrizes de deslizamento, propondo que o ângulo de atrito de base fosse calculado através da seguinte fórmula (Alejano et al., 2012):

$$\phi_b = \tan^{-1} \left( \frac{2}{\sqrt{3}} \tan \beta \right) \quad (9)$$

---

sendo  $\beta$  o valor da inclinação da configuração no momento de deslizamento. O deslizamento com as amostras cilíndricas dava-se pelas geratrizes obtendo-se valores mais elevados do que aqueles registados e listados na tabela compilada por Barton sendo-lhe contraditória (Alejano et al., 2012).

Outro dos métodos era o teste em amostras com forma de disco, sendo duas amostras com 54 mm de diâmetro e comprimento sensivelmente metade do diâmetro, em que uma era colocada sobre a outra tendo, neste caso, apenas um plano de contacto. Sendo o ângulo de atrito de base obtido diretamente do ensaio, correspondendo ao ângulo no qual o deslizamento ocorria. Cada ensaio era repetido cinco vezes e eram realizados dez ensaios com amostras diferentes. Neste caso, o deslizamento ocorria pela parte plana das superfícies circulares — designado Método Brasileiro — concluindo-se que os valores resultantes eram maiores do que os valores obtidos nas geratrizes (Alejano et al., 2012).

Perante os resultados destes dois métodos, realizaram-se ensaios em várias rochas analisando o método mais adequado para obter o ângulo de atrito de base para descontinuidades planas tendo-se concluído que as amostras exibirão diferentes comportamentos consoante o local/contacto de deslizamento. Posto isto, Alejano et al. (2012) estudaram e experimentaram formas diferentes para cada amostra do mesmo material rochoso tentando apresentar um método para determinar o ângulo de atrito de base de descontinuidades tendo como fundamento teórico o estudo das tensões admitindo que para um bloco de rocha com distribuição linear da tensão, a componente do peso ( $W$ ), comprimento ( $l$ ), altura ( $h$ ) e largura ( $w$ ) se contabilizam da seguinte forma para a tensão normal mínima ( $\sigma_{min}$ ), maior que zero, e máxima ( $\sigma_{max}$ ), (Alejano et al., 2012):

$$\sigma_{max} = \frac{W}{w*l} \cos \left( 1 + \frac{3h}{l} \tan \beta \right) \quad (10)$$

$$\sigma_{min} = \frac{W}{w*l} \cos \left( 1 - \frac{3h}{l} \tan \beta \right) \quad (11)$$

sendo  $\beta$  o ângulo (em graus) do plano que mergulha ao longo da direção do comprimento. De modo a prevenir que as tensões de tração se manifestem, a relação  $l/h$  deve ser igual ou superior a três vezes a tangente do ângulo de inclinação, para garantir que as tensões são compressivas (positivas). Quando os ângulos de inclinação são elevados, dado que as descontinuidades não toleram trações, as tensões compressivas atuam numa superfície menor de comprimento  $l' < l$  do bloco, através de (Alejano et al., 2012):

$$l' = \frac{3}{2} l \left( 1 - \frac{h}{l} \tan \beta \right) \quad (12)$$

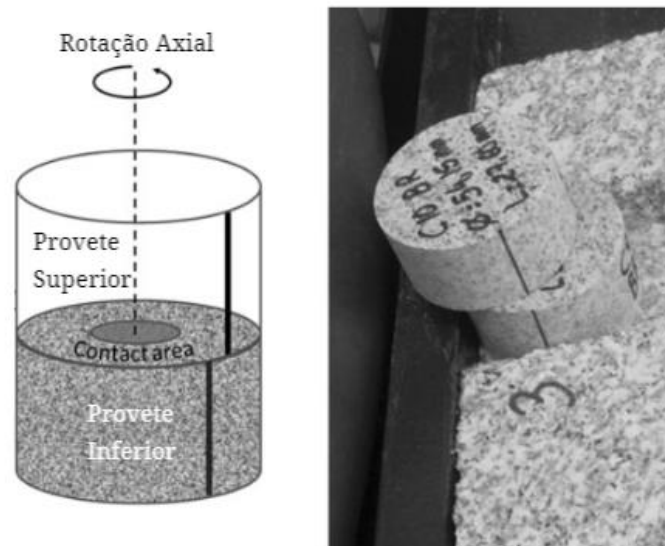
---

Continuando a assumir a distribuição linear para a zona de menor contacto, a tensão máxima passaria a:

$$\sigma_{max} = \frac{4W \cos \beta}{3w (l' - h \tan \beta)} \quad (13)$$

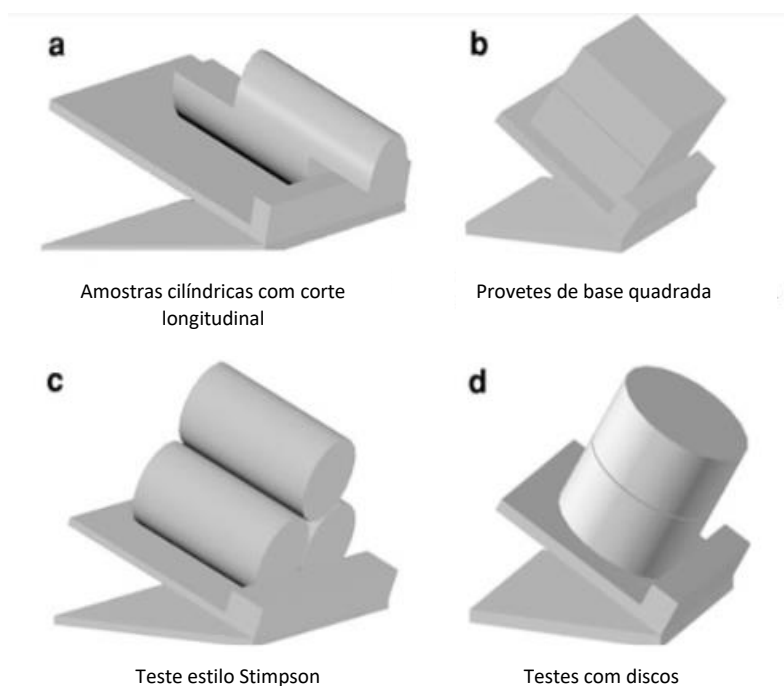
Este aumentaria rapidamente até ao ponto de desmoronamento, quando a relação  $l/h$  atingir  $\tan \beta$ , segundo as condições de equilíbrio limite. Se esta análise fosse aplicada no caso dos discos, a relação diâmetro/largura ( $l/h$ ) teria de ser igual ou superior a quatro vezes a tangente do ângulo de inclinação para garantir que as tensões seriam positivas. Partindo do pressuposto que o teste de inclinação não é completamente fiável quando as tensões de tração ocorrem na base do bloco inclinado, os resultados abaixo das linhas  $l/h = 3 \tan \beta$  para blocos paralelepípedicos e  $l/h = 4 \tan \beta$  no caso de provetes em forma de disco não devem ser usados. Estas recomendações não são particularmente relevantes para amostras serradas mas são-no para descontinuidades rochosas que devido à rugosidade podem atingir elevados valores de ângulo de inclinação (Alejano et al., 2012).

A principal dificuldade encontrada por Alejano foi a rotação do provete inferior num eixo localizado no centro da zona do contacto reduzido – figura 19 – originado pela pequena superfície do provete e o corte imperfeito sendo a solução proposta, o corte cuidado e perfeitamente direito das amostras e provetes suficientemente grandes (Alejano et al., 2012).



**Figura 19** - Rotação verificada pela reduzida superfície de contacto (Alejano et al., 2012)

Alejano recolheu e preparou três tipos de rochas ígneas diferentes e para cada uma delas realizou testes de inclinação recorrendo a quatro modelos, ilustrados na figura 20: a) uma amostra cilíndrica cortada longitudinalmente, ou seja, resultando em duas meias canas com 54 mm de diâmetro e altura superior a 108 mm, b) dois provetes com base quadrada cujas dimensões do maior provete são 100 x 100 x 40 mm e do menor são 50 x 50 x 20 mm, c) estilo Stimpson com três amostras cilíndricas em que uma desliza sobre as outras duas com duas geratrizes de contacto, com 54 mm de diâmetro e altura superior a 108 mm e d) amostras com forma de disco, com 54 mm de diâmetro e 27 mm de altura; tendo as amostras sido cortadas recorrendo a discos diamantados por forma a garantir superfícies o mais planas possível (Alejano et al., 2012).



**Figura 20** - Diferentes modelos executados para o teste de inclinação por Alejano et al. (2012).

O protótipo construído, apresentado na figura 21, apresenta uma superfície de inclinação plana que se inclina suavemente por meio de um motor elétrico, regulado por um botão, com uma taxa de  $0,4^\circ/s$  sendo a horizontalidade confirmada por um nivelador de bolha (Alejano et al., 2012).

O procedimento inicia-se com o corte das amostras com as dimensões pré-estabelecidas anteriormente (1), seguindo-se a colocação e fixação dos provetes inferiores à plataforma na posição horizontal (2), a colocação dos provetes superiores por cima dos inferiores fixados igualmente na posição horizontal, para o caso dos testes de Stimpson, as geratrizes de contacto foram marcados para as repetições (3), a inclinação progressiva da plataforma até os provetes superiores deslizarem e o ângulo de inclinação ser registado. Nesta fase apenas os deslocamentos que apresentaram 10% do comprimento do provete

---

foram contabilizados (4), a repetição dos testes pelo menos 3 vezes sendo a superfície limpa com um pano seco entre repetições e os provetes recolocados nas posições originais (5) e o cálculo dos resultados efetuado pela média dos valores de todas as repetições para cada teste (6). Para o teste de Stimpson foram marcados, nas bases dos cilindros, três diâmetros formando 120°, repetindo cinco a oito vezes e testando todas as combinações entre planos e em ambos os sentidos (Alejano et al., 2012).



**Figura 21** - Protótipo idealizado e construído por Alejano et al. (2012) para a realização dos testes de inclinação.

Os resultados obtidos para mais de 500 testes mostraram que os testes de Stimpson tendem a majorar o ângulo de atrito de base das superfícies da rocha devido à diferença entre o mecanismo de deslizamento das geratrizes dos cilindros e o mecanismo de deslizamento das superfícies planas e também aos três testemunhos que causam um travamento fazendo com que os valores de  $\phi_b$  disparem porque a tensão normal passa a ser superior à tensão de corte aplicada. E permitiram concluir que (Alejano et al., 2012):

1. Testes de deslizamento em geratrizes não são adequadas para obter resultados de  $\phi_b$  confiáveis para descontinuidades rochosas planas.
2. Testes com amostras pequenas não são recomendados pois apresentam problemas relacionados com a curvatura das superfícies de corte.
3. Amostras em forma de disco cortadas com perfuradoras também não são recomendadas devido às superfícies pequenas não cumprirem os requisitos mínimos de distribuição de tensões.
4. Testes em amostras com corte longitudinal providenciam resultados mais fiáveis, no entanto não costumam estar disponíveis para projetos de engenharia comuns.

- 
5. Testes com provetes quadrados com, pelo menos, 50 cm<sup>2</sup> de superfície e um rácio comprimento/altura superior ou igual a 2, sendo que quanto maior for mais favorável será. Como tal são recomendadas superfícies de inclinação suficientemente grandes de forma a assegurar que as tensões de contacto sejam compressivas no momento de deslizamento.

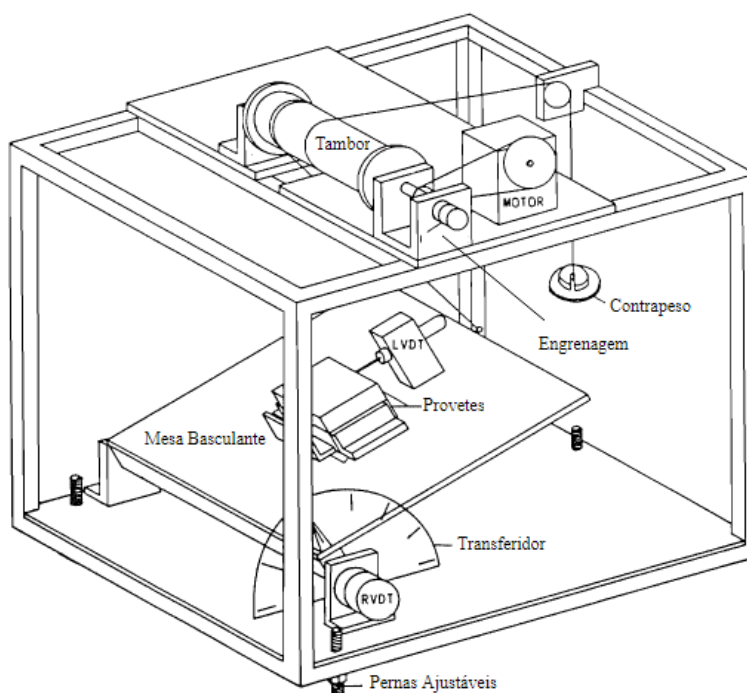
Bruce et al. (1989) também realizaram ensaios de basculamento recorrendo à mesa basculante utilizando amostras de quartzito e dolomito. Inicialmente, as amostras foram cortadas com uma serra de 60 cm de diâmetro, usando um avanço automático com ponta diamantada e água para a lubrificação da superfície, nas dimensões 5 x 5 x 2 cm e em que os acertos foram feitos com uma serra manual de menor diâmetro. As amostras superiores foram polidas para o acabamento final das superfícies numa mesa circular de três anéis suspensos em guias, sendo cada amostra colocada dentro de cada anel, girando à medida que a própria mesa realizava o movimento. A fim de evitar a quebra dos cantos as amostras foram embrulhadas em fibra de vidro. Por fim, foi feita a lavagem que garante que os cantos, se encontram planos e isentos de pó. Relativamente às amostras inferiores, as suas irregularidades foram preservadas para eliminar a aderência que existiria caso fossem usadas duas superfícies lisas.

O valor da rugosidade foi medido – CLA (valor médio da linha central) – sendo menor, em pelo menos duas ordens de grandeza, ao valor para as superfícies polidas. Pela sua “quase” ausência de rugosidade é contabilizado o ângulo de atrito mineral –  $\phi_m$  – representando a resistência ao deslizamento pelo contacto mineral/mineral. Os resultados obtidos mostraram que as amostras mais rugosas apresentavam maiores ângulos de atrito. Hencher, 1976, – citado por (Bruce et al., 1989) – elaborou a expressão  $\tan^{-1}(h/2)$  para um comprimento de deslizamento  $l$  e uma altura  $h$ , de modo a permitir o cálculo do maior ângulo de rotação passível de ser induzido sem causar tensão no topo do plano de falha. A ultrapassagem desse valor causa o tombamento do bloco superior para fora da base do bloco, excluindo-o como valor admissível (Bruce et al., 1989).

O contributo revelado permitiu o melhoramento da rudimentar mesa basculante pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Alberta (Edmonton, Canadá) que desenvolveu uma estrutura rígida de suporte para a mesa articulada cujo acionamento é feito por um motor elétrico que provoca a rotação de um tambor que se encontra ligado à mesa por um cabo de arame; um segundo cabo de arame é também preso no tambor, ligado a um contrapeso, na direção oposta ao primeiro, na outra extremidade servindo para auxiliar o acionamento do motor por forma a inclinar a mesa. Este contrapeso é utilizado quando o rácio de engrenagem é 5:1 ou em grandes amostras. Este novo equipamento, ilustrado na figura 22 para a realização do *tilt test*, apresenta um transdutor linear de deslocamento de voltagem – LVDT – que é montado na mesa, atrás das amostras, permitindo monitorizar o deslocamento sofrido, um transdutor de deslocamento de voltagem rotativo – RVDT – para medir o potencial de rotação e um

transferidor dando uma referência visual rápida do valor angular obtido, montados ambos na extremidade da dobradiça da mesa, contando, ainda, com niveladores colocados na estrutura rígida e no topo da amostra para garantir a horizontalidade (Bruce et al., 1989).

O procedimento recomendado por Bruce divide-se em três fases: i) a montagem da placa na mesa, fixando-a com os suportes laterais ou apoiando a borda principal contra o suporte do fundo, ii) o nivelar da parte superior da placa ajustando os três apoios e verificando o nível, sendo o indicador deslizante colocado na placa, pondo uma gota de cola na parte traseira, onde a almofada do LVDT está em repouso tendo a haste contra o indicador e iii) a escolha do rácio de engrenagem – existem duas proporções passíveis de adotar: a) 5:4 com uma inclinação de  $2,5^\circ/\text{min}$  durando o teste completo cerca de 12 minutos ou b) 5:1 com inclinação de  $8^\circ/\text{min}$  durando apenas 2 minutos, não tendo, no entanto, monitorização eletrónica; para além das opções motorizadas, pode optar-se pela rotação manual (Bruce et al., 1989).



**Figura 22** - Equipamento de *tilt test* desenvolvido pela Universidade de Alberta (Bruce et al., 1989).

Os resultados demonstraram que as vibrações do motor afetam a determinação do ângulo de deslizamento diminuindo-o, podendo essa redução chegar a  $1^\circ$ , para uma velocidade de inclinação de  $8^\circ/\text{min}$ . Quando a subida é mais suave,  $2,5^\circ/\text{min}$ , as amostras testadas apresentam, em média, ângulos incrementados em cerca de  $0,3^\circ$  comparativamente com uma subida mais acentuada,  $8^\circ/\text{min}$ . A influência do pó também foi testada, concluindo-se que a presença de pó nas superfícies das placas polidas, superior e inferior, faz com que se comportem com algo grau de plasticidade, deformando-se

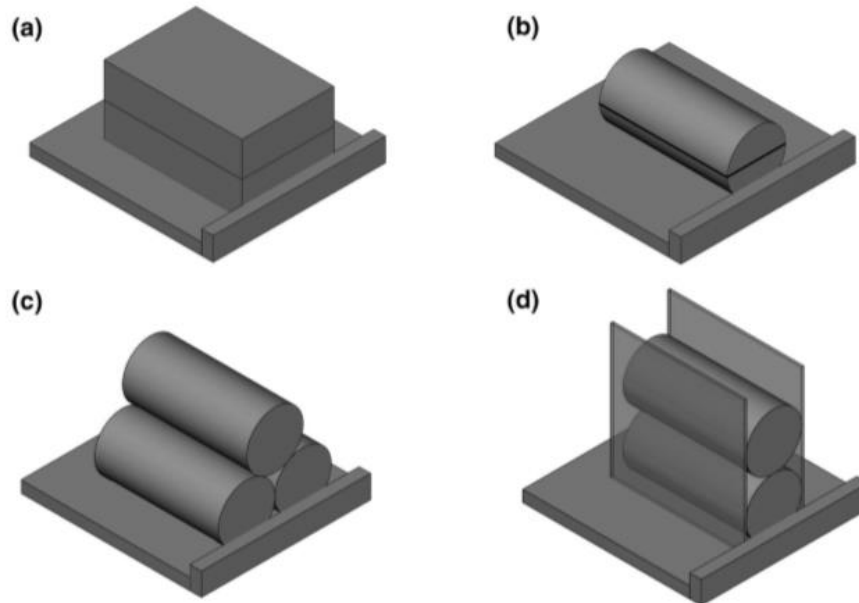
---

antes de deslizar, como tal, as superfícies limpas apresentam valores mais elevados. O decréscimo do ângulo de atrito deve-se ao facto do pó lubrificar as superfícies preenchendo as reentrâncias, diminuindo-lhes a rugosidade e tornando, assim, as superfícies mais suaves. Os ensaios não limpos são mais fáceis de realizar fornecendo resultados mais conservativos e que simulam mais de perto os efeitos do movimento numa rocha natural, sendo recomendados para os ensaios de repetição. A humidade presente nas superfícies polidas é preferível para obter ângulos mais precisos, uma vez que, amostras polidas secas apresentam um maior deslocamento da placa inferior antes da aceleração. Os ângulos de atrito aumentam com a humidade relativa do ambiente, por isso os testes devem ser realizados em ambientes com baixa humidade garantindo, assim, valores mais conservativos (Bruce et al., 1989).

Bruce et al. (1989) concluíram, então, que estes ensaios de basculamento, em superfícies de rocha dura sem relevo pronunciado, são mais simples e rápidos do que os tradicionais testes de corte direto apresentando resultados semelhantes para superfícies equivalentes, devendo as amostras ser naturalmente rugosas e as superfícies, superior e inferior, pertencer à mesma litologia estando polidas com uma lixa de grão húmido nº 80. Sendo inegável a dependência que o atrito tem com a rugosidade pode afirmar-se que ângulo de atrito de uma superfície é a combinação do atrito mineral/mineral -  $\phi_m$  e alguma rugosidade, diminuindo  $\phi_b$  diretamente com a diminuição da rugosidade. O ângulo de atrito mineral depende, apenas, dos minerais em contacto, portanto pode ser considerado como a “resistência ao corte mínima”, definição proposta por Barton e Choubey (1977) para o ângulo de atrito residual -  $\phi_r$ , ressaltando que os valores obtidos para  $\phi_m$  são menores que os valores propostos para  $\phi_r$ . (Bruce et al., 1989).

A metodologia mais próxima de uma normalização é a proposta apresentada pela ISRM em outubro do ano 2018 baseando-se em todas as experiências passadas realizadas e no conjunto do vasto conhecimento desenvolvido na área utilizando geometrias e dimensões de provetes de metodologias atrás mencionadas e de outras. A realização dos ensaios de basculamento permite calcular o ângulo de atrito de base em superfícies rochosas planas tendo como pilar o conceito por detrás da componente de atrito de base na resistência ao corte relacionado com o ângulo de repouso observado em corpos sólidos em superfícies inclinadas ou materiais granulares, em que a gravidade providencia tanto a componente de tensão normal como a de corte (Alejano et al., 2018).

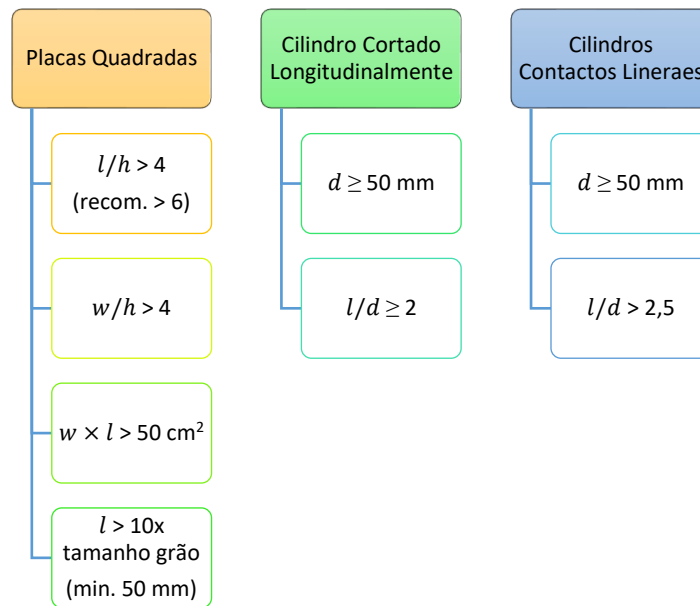
O método sugerido propõe duas combinações consoante o tipo de contacto das amostras, como ilustrado na figura 23, para um par de contacto em superfícies lineares – a) e b) – utilizando duas amostras tipo placa e uma amostra cilíndrica com corte longitudinal e para contactos lineares – c) e d) – através de amostras com três e dois testemunhos (Alejano et al., 2018).



**Figura 23** - Diferentes combinações para a realização dos testes de inclinação consoante o contacto das amostras. Superfícies de contacto: (a) amostras quadradas e (b) amostra cilíndrica com corte longitudinal. Contactos lineares: (c) três amostras cilíndricas (abordagem de Stimpson) e (d) duas amostras cilíndricas (Alejano et al., 2018).

Relativamente ao equipamento foram dadas as seguintes indicações: i) ser um plano rígido com a rotação segundo um eixo sendo horizontal no início do movimento e *subindo* com uma velocidade de inclinação constante e pré-definida, ii) ter a capacidade de parar o movimento no momento desejado, iii) os sistemas de mobilização poderem ser diversos como um motor elétrico, um cilindro elevado com ar comprimido, um parafuso de acionamento manual, entre outros, iv) velocidades pré-estabelecidas variantes consoante a efluência da vibração gravitacional, 10° a 20°/min para máquinas com movimento suave onde as acelerações horizontais máximas devido à vibração são inferiores a 0,01g e 5° a 10°/min para plataformas operadas manualmente com maiores vibrações (superiores a 0,01g) sobre a plataforma. Para complementar a mesa de teste, são requeridos dispositivos auxiliares para medir o ângulo, tendo uma resolução mínima de  $\pm 0,5^\circ$ , e as vibrações; conjuntamente com materiais para posicionar, nivelar e segurar as amostras na parte inferior da plataforma, de que são exemplos, pequenas cunhas de madeira, cartão, plástico ou materiais moldáveis (plasticina) (Alejano et al., 2018).

As dimensões e relações geométricas das diferentes amostras encontram-se listadas na figura 24. Para as amostras paralelepípedicas é contabilizada a largura ( $w$ ), o comprimento ( $l$ ) e a altura ( $h$ ) e para amostras cilíndricas, o diâmetro ( $d$ ) e o comprimento ( $l$ ). Relativamente ao diâmetro dos cilindros, cortados de testemunhos rochosos com coroas diamantadas, para os contactos lineares, deverá ser igual ou superior a 50 mm para evitar mau contacto associado às rugosidades das superfícies (Alejano et al., 2018).



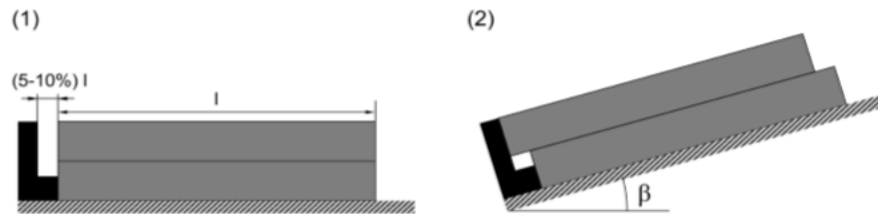
**Figura 24** - Dimensões e relações para as diferentes amostras indicadas segundo Alejano et al. (2018).

Os provetes devem ser obtidos utilizando um equipamento de corte circular cujas lâminas da serra devem ter dentes ou grãos na faixa dos 0,250 a 0,149 mm e uma quantidade de diamantes de 0,6 a 0,8 carat/cm<sup>3</sup>, em que o diâmetro da lâmina seja capaz de executar o corte de uma vez só com velocidade constante. As coroas diamantadas devem seguir os mesmos critérios que as serras. Deve ser feito o controlo e verificação da componente plana das superfícies, a sua suavidade e a ocorrência de fissuras permitindo descartar as superfícies não lisas e rugosas (Alejano et al., 2018).

Cada teste de inclinação deve ser repetido cinco vezes seguindo o seguinte procedimento de oito fases (Alejano et al., 2018):

1. Fixação da amostra à parte inferior da plataforma basculante e garantia da horizontalidade da superfície através de um nivelador de bolha (ou eletrónico).
2. Limpeza da superfície para retirar o pó da rocha, antes de cada repetição, preferencialmente com uma escova que não danifique a superfície nem deixe vestígios próprios.
3. Colocação da parte superior da amostra em cima da inferior com as superfícies em contacto verificando a posição em que são colocadas para garantir as mesmas condições na repetição. A superfície de deslizamento é a de maior dimensão ( $l$ ).
4. Registo do ângulo da plataforma no início do movimento com uma precisão mínima de 0,5°.
5. Registo da temperatura (°C) e humidade relativa (%) nas repetições.
6. Erguer a plataforma, a uma velocidade constante entre 5° a 20°/min, até a parte superior começar a deslizar.

7. A distância de deslizamento máxima não deve exceder 10% do maior comprimento da amostra (figura 25.1)), de modo a minimizar o desgaste ou o polimento da superfície de contacto.
8. Registo do ângulo de inclinação,  $\beta$  – diferença entre o ângulo quando o deslizamento ocorre e o ângulo na posição horizontal (figura 25.2)). O resultado final é obtido pela mediana das cinco repetições em cada superfície de contacto.



**Figura 25** - Distância de deslizamento máxima (1) e ângulo de inclinação obtido no *tilt test* (2); (Alejano et al., 2018).

O cálculo do ângulo de atrito de base, segundo a mediana do ângulo de inclinação  $\beta$ , difere consoante o tipo de contacto das amostras sendo contabilizado os cinco valores de  $\beta$  obtidos. Caso existam mais repetições, as formulações devem ser mudadas de acordo. Para as superfícies de contacto, o caso das amostras quadradas e cilíndrica cortada longitudinalmente, o ângulo de atrito de base obtém-se por (Alejano et al., 2018):

$$\phi_b = \text{mediana } \beta_{i=1\dots 5} \quad (14)$$

Para os contactos lineares, o caso das amostras cilíndricas com três (Stimpson) e dois testemunhos, o ângulo de atrito de base é obtido através de (Alejano et al., 2018):

$$\phi_b = \text{mediana} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} \tan \beta_{i=1\dots 5} \right) \right] \quad (15)$$

Os testes de inclinação exibem um bom grau de reprodutibilidade quando executados em condições controladas, tendo em atenção que as propriedades da rugosidade influenciam os resultados contribuindo para a sua não contabilização e variação significativa. Os principais fatores que afetam o teste são: i) o acabamento superficial, ii) o desgaste, iii) a velocidade de inclinação, iv) a vibração do equipamento – assume maior significado para plataformas manuais, v) a humidade relativa – pode atuar/reagir com determinadas rochas e vi) a aderência. Por sua vez, o acabamento superficial é condicionado pelos minerais constituintes da rocha, a granularidade e a dureza, pelas lâminas da serra ou discos e o equipamento de corte e pela experiência pessoal. O desgaste da rocha levará plausivelmente a erros, majorados (aumento de  $\phi_b$ ) pela presença de pó muito fino ou minorados pelo deslizamento de pequenos grãos que provoca o deslizamento prematuro (Alejano et al., 2018).

---

#### 2.4.1. Estratégia de decisão da melhor metodologia a aplicar no caso de estudo

Devido aos inúmeros parâmetros a considerar para calcular o ângulo de atrito, assumir um único valor é praticamente impossível mesmo em condições perfeitas, pelo que o principal objetivo é reduzir os intervalos existentes e tentar obter resultados concordantes com os investigados e datados ao longo do tempo. Após a análise da informação reunida, é visível que os resultados obtidos através do teste de inclinação apresentam valores mais elevados do que a realidade, basicamente por serem realizados em provetes praticamente irreais na natureza e em condições perfeitas.

A resistência em superfícies cortadas ou suavizadas artificialmente é, normalmente, consideravelmente menor que o ângulo de atrito de base obtido nos testes de corte em discontinuidades naturais, onde são feitas correções de rugosidade nas amostras causando a dilatação (Hencher & Richards, 1982). Porém, o valor dessa correção não deve substituir o valor do ângulo de atrito, dentro do modelo de Barton & Bandis (1990). Em vez disso, deve ter-se em consideração as contribuições da rugosidade e da verdadeira coesão para a resistência *in situ* acima da natural, em que o atrito não dilatante tem de ser contabilizado pelas características de campo.

Tendo em conta todas as metodologias estudadas e desenvolvidas ao longo dos tempos e apesar de ainda hoje, em 2019, não existir uma opinião unânime da comunidade científica da especialidade, que permita o estabelecimento de uma regulamentação (norma) específica que indique como desenvolver o protótipo para a mesa basculante, que ilustre o procedimento a seguir, que padronize as dimensões dos provetes e que defina o número de repetições e em que condições as executar, a escolha da metodologia a adotar para este projeto teve como base a doutrina mais recente (Alejano et al.), de 2018, com mais informação sobre o seu procedimento, debatida e analisada, e que, não só foi aprovada pela ISRM, como é a única metodologia que se assemelha ao que poderá vir a ser a norma quando existir, pois esta estabelece dimensões mínimas às quais os provetes devem obedecer, as relações entre as dimensões, um procedimento detalhado e os parâmetros a abordar e registar para a recolha das amostras e resultados finais.

A metodologia escolhida baseou-se na metodologia proposta pela ISRM, em conjunto com Alejano et al. (2012) para amostras paralelepípedicas (figura 23 a)) recorrendo a uma mesa basculante elaborada em laboratório, confirmando, posteriormente, os resultados obtidos num equipamento autorizado e normalizado de *tilt test*. No capítulo III será explicado todo o procedimento juntamente com as dificuldades sentidas na elaboração de um protótipo e no capítulo IV serão detalhadas todas as características alusivas às amostras do material-rocha.

---

## Capítulo III

### Descrição do Protótipo para a Realização do *Tilt Test*

---

---

(página propositadamente em branco)

---

### 3. Descrição do protótipo para a realização do *Tilt Test*

A realização dos ensaios de *tilt test* implicam, como introduzido no capítulo anterior, a idealização e construção de um protótipo que permita a sua execução, cumprindo determinadas premissas estabelecidas ao longo do tempo, de modo a garantir a fiabilidade dos resultados obtidos. Neste capítulo será contextualizada a evolução destas mesas basculantes, compilando alguns exemplares produzidos a nível global que serviram de inspiração e modelo para a criação do protótipo utilizado neste projeto, associando-lhe os materiais utilizados, o procedimento passo-a-passo da sua elaboração, as dificuldades sentidas e o respetivo custo.

#### 3.1. Generalidades

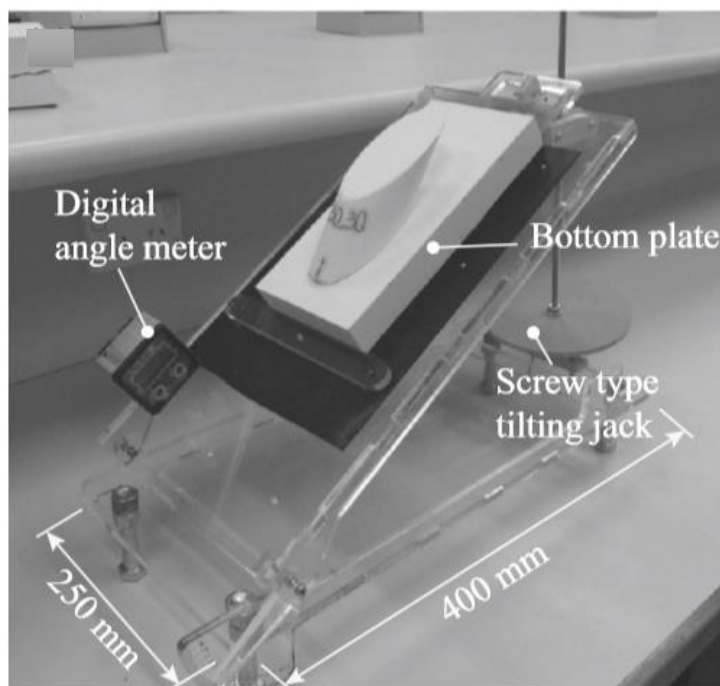
O ensaio de *tilt test* foi desenvolvido como *alternativa* ao ensaio de corte direto para a estimativa do ângulo de atrito de base nas superfícies das descontinuidades constituintes do maciço rochoso, parâmetro fundamental para a avaliação da estabilidade de taludes (Alejano et al., 2018). A aprovação do método levou à evolução das primeiras mesas basculantes rudimentarmente desenhadas para equipamentos pesados e padronizados. No capítulo anterior, sintetizou-se as experiências realizadas ao longo do tempo e as diferentes formas de obter o ângulo de atrito. As primeiras referências à utilização de um método de inclinação remontam, como referido, a 1974 por Hoek e Bray; porém, não existem esboços esquemáticos do protótipo.

Cawsey e Farrar, em 1976, construíram um aparelho simples e portátil consistindo em duas plataformas de madeira articuladas, juntas de um dos lados, para que a plataforma superior pudesse ser levantada ou baixada, estando graduada com uma escala para o registo do ângulo de inclinação. As amostras a utilizar podem ser blocos de qualquer dimensão, dentro da capacidade de carga das plataformas. O procedimento inicia-se com a colocação das amostras em moldes de gesso, onde permanecem até este fixar e secar; após a retirada dos moldes são colocadas na plataforma móvel do aparelho permitindo que as superfícies das descontinuidades fiquem em contacto. A plataforma é lentamente subida até ao bloco superior deslizar sobre o inferior que, por sua vez, é impedido de deslizar por um travão colocado entre ele e o fim da plataforma móvel, devendo o ângulo, no qual o deslizamento ocorre, ser registado com uma precisão de  $\pm 0,5^\circ$  (Cawsey & Farrar, 1976).

A figura 22 ilustra o equipamento desenvolvido por Bruce et al. (1989), denotando-se a complexidade do mesmo comparativamente com os utilizados para as experiências realizadas até à data, tendo vários dispositivos auxiliares instalados na própria mesa, monitorizando a realização do ensaio de *tilt test*.

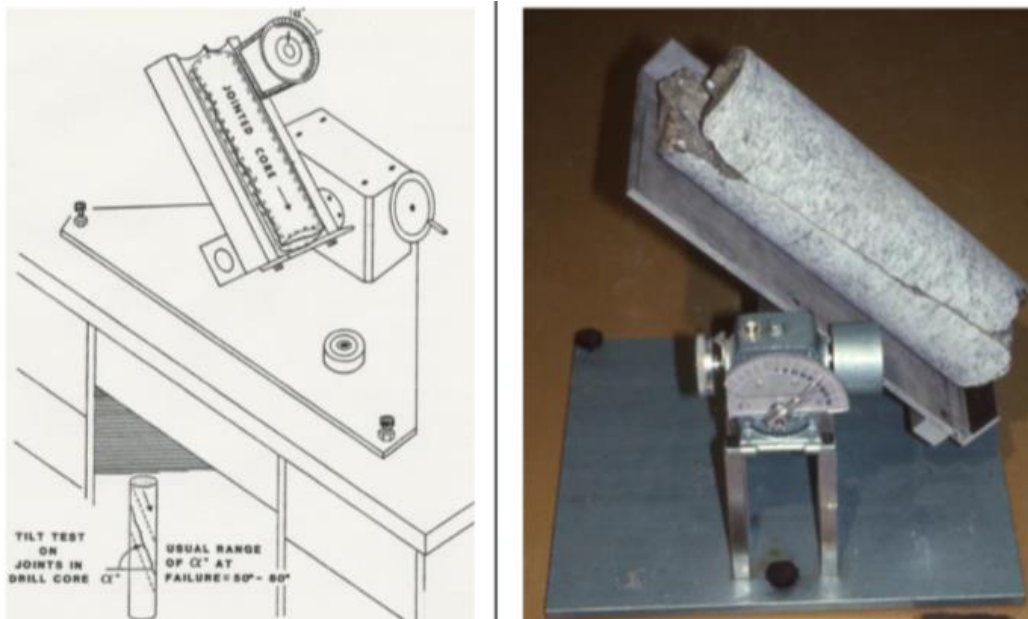
---

No início do século XXI, o recurso ao ensaio de *tilt test*, pela sua facilidade e mobilidade, em detrimento do ensaio de corte direto, levou ao desenvolvimento de vários modelos, dos mais simples aos mais elaborados, baseando-se sempre na premissa inicial — uma superfície basculante assente numa superfície plana e horizontal com um dispositivo de medida para a obtenção do ângulo. Em 2005, Hyung Kim e o seu grupo de investigadores desenvolveram um modelo prático em acrílico com 40 cm de comprimento e 25 cm de largura – figura 26 – onde o ângulo de inclinação é medido diretamente através de um medidor de inclinação digital, sendo aconselhada uma velocidade de inclinação menor que 2,5°/min (Kim et al., 2016).



**Figura 26** - Equipamento desenvolvido por Dong Hyung Kim em 2005 (Kim et al., 2006).

Em 2007, Hudson e Harrison, criaram o equipamento ilustrado na figura 27 para amostras cilíndricas cortadas longitudinalmente, no qual, quando o deslizamento ocorre, geralmente entre ângulos de 40° e 80°, a ação da gravidade assegura uma tensão de corte e uma tensão normal constantes (Barton, 2016).



**Figura 27** - Equipamento simples desenvolvido por Hudson e Harrison em 2007 (Barton, 2016).

Na Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Leite (2011) e Ramalho et al. (2014) desenvolveram dois modelos diferentes. Em 2011, um mais simples e rudimentar, para amostras em forma de disco, utilizando apenas placas de madeira com um sistema de elevação manual através de uns fios de sedela, tendo a mesa 30 cm de comprimento, 15 cm de largura e 5 cm de altura – figura 28 a). Na placa de madeira de base, foi colocada a graduação sendo o ângulo de atrito de base determinado recorrendo à trigonometria, ou seja, através de um paquímetro obtém-se a hipotenusa do triângulo formado pela inclinação da mesa (sempre constante) e o cateto adjacente, obtido pela projeção horizontal da hipotenusa. E um outro, em 2014, que difere do de 2011 apenas no sistema de elevação, tendo neste modelo sido utilizados fios de nylon presos a um pitão – figura 28 b), sendo o ângulo obtido da mesma forma (Leite, 2011; Ramalho et al., 2014).



**Figura 28** - Modelos desenvolvidos pela UFMG: a) 2011 e b) 2014 (Leite, 2011; Ramalho et al., 2014).

---

Em Portugal também se desenvolveram alguns modelos, uns em ambiente académico, mais rudimentares, portáteis e manuais como o exemplo da figura 29, da Universidade Nova de Lisboa (UNL), aplicado a amostras retangulares e cilíndricas em que o ângulo é formado pelo plano de apoio e a horizontal, sendo lido de imediato pelo transferidor acoplado e em que o sistema de elevação é acionado através de uma manivela presa à estrutura metálica (Santana & Lamas, 2009).



**Figura 29** - Equipamento desenvolvido em ambiente académico (UNL), Santana & Lamas (2009).

Por outro lado, desenvolveram-se outros mais complexos como o equipamento técnico acreditado utilizado em projetos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) – figura 30 c). A plataforma rígida é constituída por um pêndulo centrado num transferidor que possibilita a medição da inclinação, com uma precisão até  $0,5^\circ$  e um sistema metálico fixo na superfície, para fixar a metade inferior do provete e conter a metade superior do mesmo após ocorrer o deslizamento. O sistema de elevação é semi-manual pois ocorre pela rotação de uma rosca que expande o macaco que se inclina progressivamente, recomendando-se uma velocidade de  $0,5^\circ/s$ , e o ângulo pretendido é a diferença entre o ângulo inicial e o final (Silva, 2015).

Muitos outros modelos foram desenvolvidos encontrando-se espalhados pelo mundo; três desses exemplos encontram-se ilustrados na figura 30. Em a) pela Universidade de Vigo, Espanha, um modelo completamente automatizado, garantindo o controlo total da velocidade de inclinação através de um motor elétrico e a interrupção imediata quando o deslizamento ocorre (utilizado por Alejano et al., 2012

e descrito anteriormente e ilustrado na figura 21). Em b) pela Universidade de Hacettepe, Turquia, um modelo estrutural metálico com uns pés, semelhantes aos dos camiões, que permitem cravar o equipamento na superfície onde este for pousado para garantir a estabilidade do mesmo e com uma ampla superfície para a colocação das amostras, sendo o seu sistema de elevação manual pela rotação de um volante de manivela circular. E em d) pela Universidade Norueguesa de Ciência e Tecnologia (NTNU) um modelo automatizado em metal e madeira com toda uma estrutura complementar, em vez do tradicional equipamento pousado numa superfície, mesa ou semelhante, este modelo apresenta a própria mesa como se fosse uma secretária onde a plataforma basculante está integrada garantindo melhor a estabilidade e horizontalidade, sendo o ângulo dado pelo transferidor embutido na estrutura (saliência no meio da mesa) (Alejano, 2019).



**Figura 30** - Vários modelos desenvolvidos pelo mundo: a) Espanha, b) Turquia, c) Portugal e d) Noruega (Alejano, 2019).

Atualmente, alguns laboratórios possuem o seu próprio equipamento realizando, a pedido, ensaios para projetos que os requeiram, havendo, portanto, empresas que os produzem. A *Jetmaterials* (<https://jetmaterials.com/>) é uma delas, disponibilizando o equipamento ilustrado na figura 31, com um ângulo de inclinação de 0° a 50° para amostras com um diâmetro, no máximo, de 100 mm.

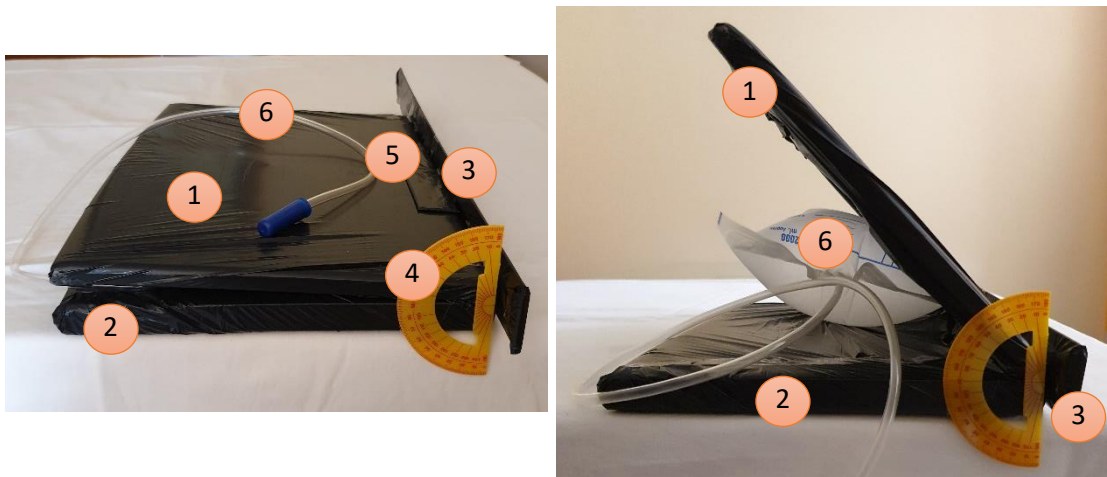


**Figura 31** - Equipamento comercializado pela *Jetmaterials*.  
(<http://jetmaterials.com/shop/aggregate/other-aggregates-rocks/tilt-test/>)

### **3.2. Projeto do Protótipo**

A recolha e análise detalhada dos modelos criados e propostos, desde a criação da metodologia de ensaio permitiu a elaboração de um protótipo próprio recorrendo a materiais comuns, de uso caseiro e de muito baixo custo. Inicialmente, foi elaborado um modelo expedito aproveitando uma base existente, no entanto, este apresentava algumas falhas que não permitiriam a correta execução do ensaio. Como tal, desenvolveu-se um segundo protótipo, construído de raiz, com o qual se realizaram os ensaios de basculamento – *tilt test*.

O primeiro protótipo, ilustrado na figura 32, partiu da ideia de utilizar um equipamento pré-existente que realizasse um movimento basculante, tendo sido utilizada a carcaça de um computador portátil, pela sua maior robustez e componentes de cariz mecânico. Este foi revestido por uma película plástica tornando-o uniforme. Na parte superior articulada do computador que seria a mesa basculante acoplou-se uma



**Figura 32** - Primeira tentativa de protótipo realizada utilizando materiais correntes.

---

régua servindo de travão à saída das amostras da superfície inclinada e lateralmente colocou-se um transferidor de modo a ler a graduação da inclinação aquando do deslizamento. De modo a impedir a placa inferior de deslizar com a placa superior, nesta colocou-se uma régua de tamanho inferior.

Na tabela 3 registaram-se as dimensões dos materiais utilizados e a sua correspondência com a respetiva numeração da figura 32.

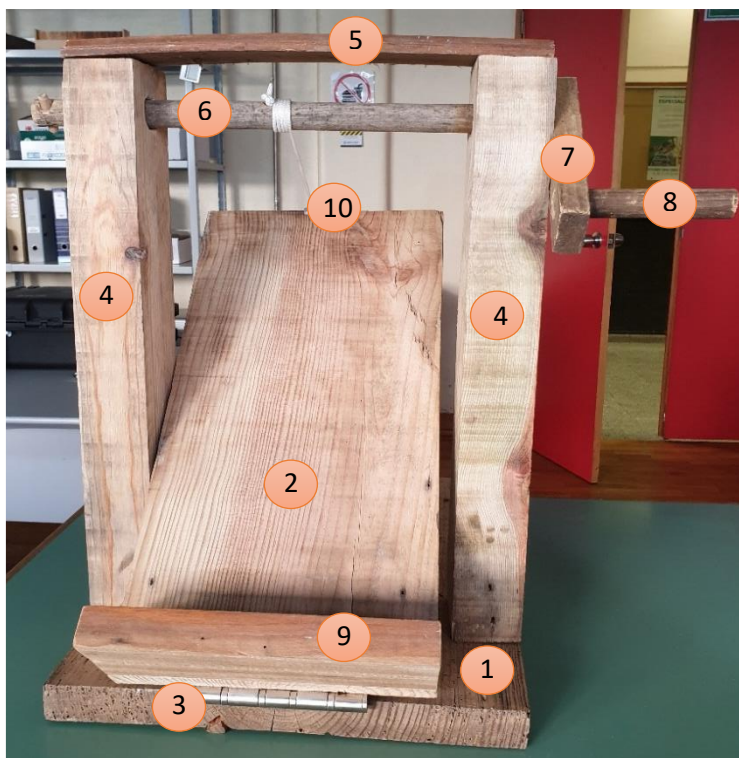
**Tabela 3** - Dimensões dos materiais utilizados para o modelo e respetiva numeração.

Peça	Comprimento (cm)	Largura (cm)	Espessura (cm)	Número
Plataforma Superior	36,0	25,5	1,0	1
Plataforma Inferior	36,0	25,5	2,0	2
Régua	50,0	4,5	0,4	3
Régua Pequena	15,0	2,8	0,1	4
Transferidor	10,0	5,5	0,1	5
Algalia	28	21,5	12*	6

\*máximo de insuflação, capacidade de 2 litros

O primeiro desafio centrou-se na melhor forma de fazer subir a superfície onde seriam colocadas as amostras e no controlo da velocidade de subida. Utilizou-se um dispositivo de expansão por insuflação e as primeiras tentativas foram executadas através de sopro posteriormente, tentou utilizar-se uma bomba de enchimento com motor elétrico não tendo, no entanto, sido possível pela fraca composição do material do dispositivo utilizado. Este problema do controlo da velocidade de subida poderia ter sido solucionado alterando alguns dos componentes, nomeadamente o dispositivo de expansão, porém, um segundo desafio revelou que o abandono da ideia teria de ser ponderado. O peso real das amostras, cortadas e serradas, para a execução do ensaio seria uma carga elevada para a carcaça do computador, não para a realização de um ou dois ensaios, mas sim para as dezenas de repetições exigidas, tornando o desempenho do equipamento cada vez mais deficiente, requerendo maior velocidade ou uma movimentação mais brusca para que a articulação reagisse ao impulso afetando, assim, os resultados do ensaio.

Fase ao segundo desafio, a única forma de garantir a robustez necessária seria a construção de um protótipo de raiz, não aproveitando equipamentos já existentes. O segundo protótipo foi elaborado utilizando placas e tubos circulares de madeira como ilustrado na figura 33, tendo a ideia surgido da análise do protótipo desenvolvido pelos académicos da UFMG (figura 28).



**Figura 33** - Segundo modelo de protótipo elaborado no ISEP (numeração na tabela 4).

Inicialmente, colocou-se uma placa de madeira na horizontal servindo de plataforma de base para o equipamento, onde se acoplou, através de uma ferragem de modo a permitir articulação de movimento, uma placa de menores dimensões, plataforma superior, que representará a mesa basculante. No espaço lateral disponível pela diferença de largura entre as duas plataformas, foram colocadas duas colunas firmemente fixadas à plataforma base através de pregos. A parte superior das colunas foi ligada por uma trave pregada. Estas colunas foram furadas, sensivelmente dois dedos abaixo da extremidade superior, permitindo a passagem de um tubo circular de uma coluna para a outra. O tubo circular foi travado em cruz numa das extremidades e na outra acoplou-se uma manivela, elaborada com uma placa pequena, com um cabo no final, fazendo de pega, garantindo a possibilidade de rotação manual. De modo a servir de base às amostras, na extremidade articulada, colocou-se uma placa espessa perpendicular à plataforma superior e na extremidade não articulada pregou-se um pitão metálico onde se prendeu o cordel encaixado no tubo circular.

Para a furação na madeira utilizou-se uma ferramenta simples com uma dupla seta na ponta designado tupia. Após a elaboração do protótipo, de modo a garantir a sua integridade em todas as repetições necessárias, achou-se preferível que no momento da realização dos ensaios sejam colocados umas escoras, igualmente em madeira, na traseira das colunas. Como explicado para o primeiro modelo

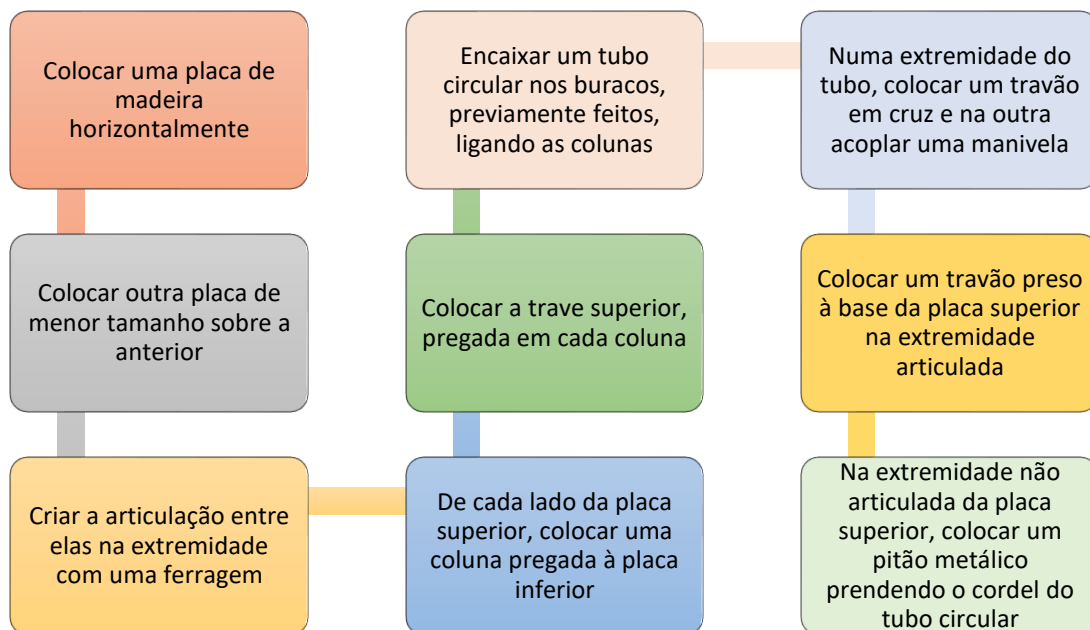
---

desenvolvido, aquando a realização dos ensaios, será colocado um calço para que a amostra inferior não deslize com a superior durante o movimento de inclinação e será colocada uma graduação numa das colunas para o registo do ângulo de deslizamento.

Neste modelo, a velocidade de inclinação é mais fácil de controlar, apesar de não ser motorizado e não permitir o registo exato da taxa grau/minuto, sendo possível garantir a sua constância ao longo do ensaio. A tabela 4 mostra as dimensões de todos os componentes de madeira utilizados e da ferragem indicando a sua posição no protótipo e na figura 34 encontra-se simplificado o processo construtivo do protótipo permitindo uma leitura mais expedita da sua elaboração. No anexo 7.1 encontra-se um manual de instruções para se proceder à montagem passo-a-passo do equipamento.

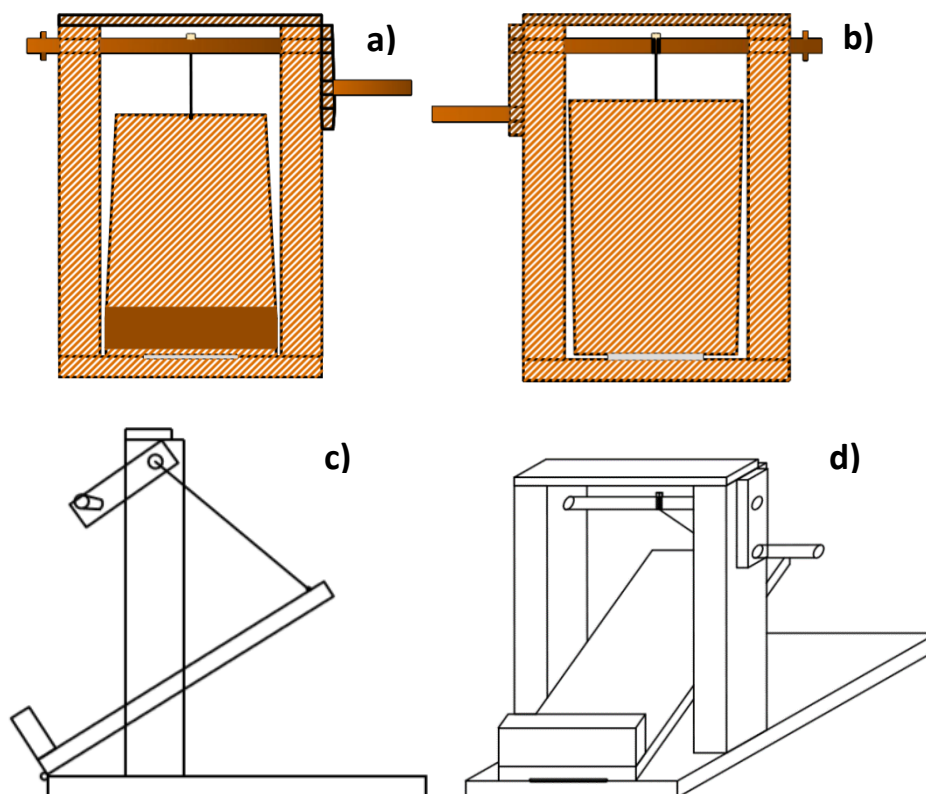
**Tabela 4** - Dimensões dos constituintes do modelo e a respetiva numeração.

Peça	Comprimento (cm)	Largura (cm)	Espessura (cm)	Diâmetro (cm)	Número
Plataforma Inferior	53,0	37,5	3,0	-	1
Plataforma Superior	47,5	24,3	2,5	-	2
Ferragem	13,3	-	-	0,5	3
Colunas	48,0	8,2	5,8	-	4
Trave Superior	37,5	6,5	1,5	-	5
Tubo Circular	44	-	-	2,0	6
Manivela	15,8	4,0	2,0	-	7
Cabo Manivela	12,8	-	-	2,0	8
Travão	24,3	7,0	3,0	-	9
Pitão	3,0	-	-	0,4	10



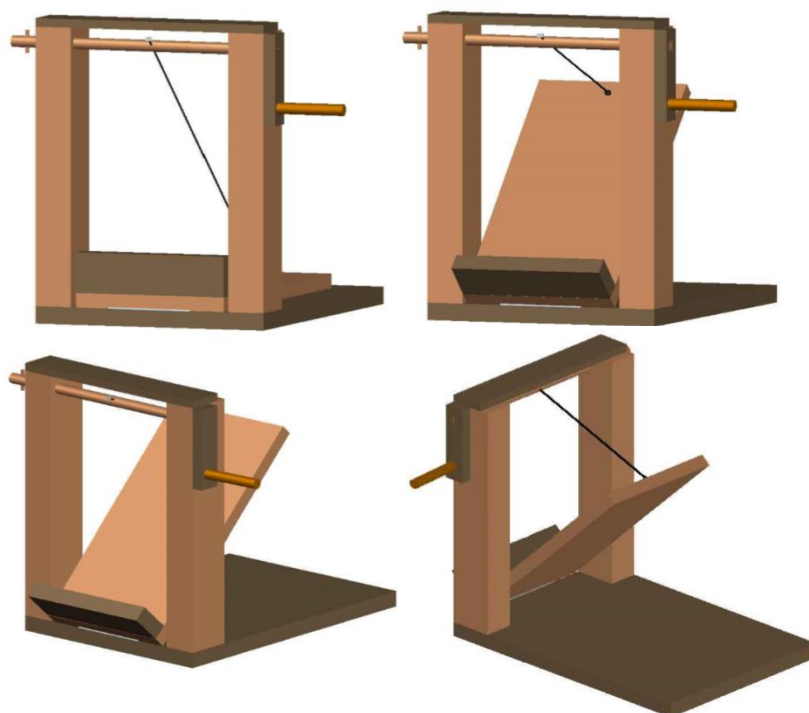
**Figura 34** - Processo construtivo simplificado do protótipo de *tilt test* utilizado no ISEP.

Por forma a compreender e visualizar todos os detalhes envolvidos na construção deste modelo, desenharam-se três vistas distintas que o representam: frontal, perfil e posterior – figura 35.



**Figura 35** - Peças desenhadas do modelo utilizado mostrando a inclinação da plataforma superior recorrendo ao *software* AutoCad: a) vista frontal, b) vista posterior, c) vista lateral e d) perspectiva (sem escala).

Complementando-o com uma representação tridimensional simulando o movimento da mesa basculante – figura 36.



**Figura 36** - Peças desenhadas em 3D do modelo utilizado recorrendo ao *software* AutoCad.

Na tabela 5 pode observar-se, em termos comparativos, o papel representado por cada material e respetiva função nos dois modelos desenvolvidos no ISEP. É possível identificar as diferenças entre os materiais caseiros aproveitados para o primeiro modelo e os materiais simples de carpintaria e marcenaria utilizados para o desenvolvimento do segundo modelo.

**Tabela 5** - Comparação entre os materiais utilizados nos dois modelos desenvolvidos no ISEP.

Componente	Representação	Modelo 1	Modelo 2
Plataforma Inferior	Base estrutural	Computador portátil	Placa de madeira
Plataforma Superior	Mesa basculante		Placa de madeira
Articulação	Articulação		Ferragem
Inclinação	Movimento	Algália (insuflação)	Manivela (rotação manual)
Travão Base	Travão	Régua 50 cm	Placa espessa de madeira
Travão Interno	Calço	Régua 15 cm	Taco quadrado de madeira
Medidor Angular	Medidor	Transferidor	Gradação cravada na coluna

---

A descrição e ilustração do procedimento para a realização do ensaio de *tilt test* utilizando o modelo 2 elaborado será apresentada no capítulo IV no ponto 4.4.5.

### 3.3. Custos

Relativamente à elaboração do primeiro modelo, todos os materiais utilizados, como referido anteriormente, foram aproveitados de materiais do dia-a-dia que todos possuímos, não acarretando custos. No entanto, de forma a tentar estabelecer uma relação custo-benefício entre os modelos desenvolvidos no ISEP, arbitraram-se preços consoante o disponível no mercado, à data. O custo atribuído ao computador portátil baseou-se na aquisição de um equipamento usado e antigo num centro de abate de tecnologia.

Relativamente ao segundo modelo, os materiais foram adquiridos num dos estabelecimentos das múltiplas cadeias multinacionais que providenciam esses materiais para a população a preços acessíveis e com comodidade, executando os cortes mediante pedido e consoante as medidas necessárias das placas de madeira adquiridas.

Na tabela 6 agruparam-se os preços estimados para o primeiro modelo e os custos efetivos dos materiais adquiridos para o segundo. A disparidade dos custos entre os modelos é notória e visível, mesmo sem a indicação dos mesmos, pela presença de um computador portátil no primeiro modelo. Porém, como mencionado, essa opção foi considerada pelo aproveitamento de uma carcaça antiga e inutilizada e nunca seria considerada se acarretasse custo efetivo.

**Tabela 6** - Preço de custo e total, em Euros, dos materiais utilizados na construção dos dois modelos.

Modelo	Material	Preço de custo (€)	Quantidade	Preço total (€)
1	Computador portátil	30,00	1	37,50
	Algália (insuflação)	1,50	1	
	Régua 50 cm	2,00	1	
	Régua 15 cm	1,00	1	
	Transferidor	1,00	1	
	Fita-cola de papel	2,00	1	
2	Placa de madeira grande	3,00	1	19,50
	Placa de madeira média	3,00	1	
	Placa de madeira pequena	3,00	1	

	Cabo de vassoura de madeira	2,00	1	
	Ferragem	4,50	1	
	Cordel	1,00	1	
	Pregos	2,00	1	
	Pitão	1,00	1	

O custo dos materiais requeridos e a mestria para a elaboração do protótipo necessário para a realização do ensaio de *tilt test* são bastante acessíveis estando ao alcance de qualquer estudioso a verificação e comprovação dos resultados obtidos no capítulo IV no ponto 4.5.

### **3.4. Prazos de Execução**

O velho ditado “*tempo é dinheiro*” é bem verdadeiro e pode ser perfeitamente aplicado neste caso, ou seja, aliado ao custo material dos elementos físicos necessários está o *custo* temporal, as horas despendidas desde a sua elaboração conceptual até à construção física. A importância de otimizar este processo levou à criação de um cronograma, ilustrado na figura 37 que esboça todas as etapas consideradas inicialmente, contabilizando logo a hipótese de realização de mais que um modelo à medida que os desafios se impusessem, com o respetivo tempo arbitrado para a realização de cada uma delas. Na realidade, os tempos estabelecidos inicialmente nem sempre corresponderam ao tempo real efetivo gasto em cada uma das atividades propostas.

As atividades listadas no cronograma são sete, tendo um total de 13 dada a representação para os dois modelos. Em primeiro lugar, foi necessário reunir e analisar toda a informação disponível sobre os modelos desenvolvidos ao longo do tempo, as conclusões daqueles que os realizaram e os conselhos dados para equipamentos futuros. Após esta fase, passou-se ao desenvolvimento do desenho técnico do modelo considerado e à aquisição dos materiais para a sua construção, começando a montagem do modelo no décimo sétimo dia de plano, estimando um dia inteiro para o fazer, pois a idealização do primeiro modelo sempre se tratou de algo expedito de baixo grau de complexidade. Depois de montado, a fase seguinte é perceber se a ideia é exequível, testando-a. Após esse teste, cinco dias foram reservados para enumerar os possíveis problemas encontrados e a sua respetiva solução decidindo-se no sexto dia o destino do modelo, se seria aprovado ou reprovado. Caso fosse aprovado e a primeira ideia fosse tida em consideração por satisfazer as necessidades, o plano cessaria aí. Caso não fosse, avançar-se-ia com um novo modelo seguindo os mesmos passos do primeiro.

---

O plano inicial contemplava 23 dias até à elaboração do primeiro modelo e 39 dias com o segundo modelo tendo esse tempo sido antecipado, dada a disponibilidade e fácil acesso ao necessário, passando a decisão referente ao primeiro modelo a ser tomada ao fim de 18 dias e o segundo ao fim de 25 dias, marco assinalado a laranja no cronograma.

# Cronograma Protótipo

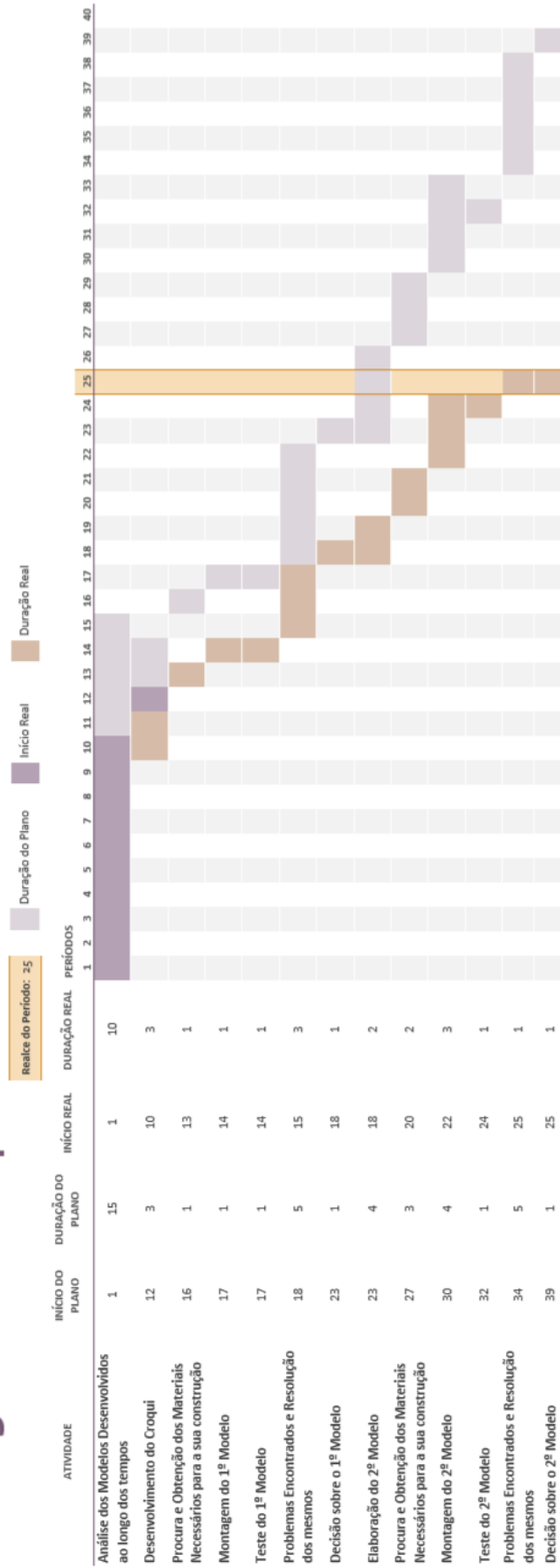


Figura 37 - Cronograma desenvolvido para a execução do protótipo do ISEP.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo IV**

### **Estudo Experimental em Amostras de S. Simão (Amarante) e de S. Ovídio (Gaia)**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

#### **4. Casos de estudo: vertente natural de S. Simão (Amarante) e talude de S. Ovídio (Gaia)**

Neste capítulo aplicar-se-ão os conhecimentos adquiridos e consolidados através da interpretação e análise da informação expressa no capítulo II recorrendo ao protótipo desenvolvido e explicado no capítulo III de modo a obter o ângulo de atrito de base específico para as amostras recolhidas na vertente natural de S. Simão, Amarante, Portugal como caso de estudo central. A par com este foram também analisadas amostras pertencentes ao talude rochoso de Santo Ovídio, Vila Nova de Gaia, Portugal. Tratados e analisados todos os resultados obteve-se o valor da resistência ao corte do maciço por zonas geotécnicas e global. Para o efeito retomaram-se as investigações geológicas, geotécnicas e geomecânicas de Machado (2016) para S. Simão (Amarante) e de LABCARGA & NEC (2018) para Santo Ovídio (Gaia).

##### ***4.1. Considerações iniciais***

A caracterização e parametrização de um local de interesse, tanto no caso de implementação de uma obra como na intervenção de uma área, revela-se indispensável no conhecimento dos terrenos por forma a garantir a sua estabilização. O estudo do local pode dividir-se em duas fases, a primeira o estudo de enquadramento bibliográfico através da análise das memórias descritivas e respetivas cartas geológicas a diversas escalas assim como artigos e livros documentando a zona, focando-se a nível regional, a nível macroscópico, no enquadramento geográfico, geológico, geomorfológico, sísmico e hidrológico passando, posteriormente, para uma visão microscópica fragmentando a informação em termos geográficos, geológicos e hidrogeológicos para a área escolhida (Gonzalez de Vallejo & Ferrer, 2011). A segunda o estudo paramétrico e quantificável recorrendo aos múltiplos ensaios disponíveis para obter as variáveis requeridas no projeto, inicialmente realizados *in situ* no próprio maciço e posteriormente, em laboratório, em amostras recolhidas. Essas amostras podem ser trabalhadas em bruto, recriando as condições locais, ou podem ser serradas e padronizadas submetendo-as às condições pretendidas (ISRM, 2007, 2015).

Atualmente, existem diversos ensaios passíveis de ser realizados localmente ou usando a amostragem permitindo, praticamente, quantificar todas as variáveis que intervêm naturalmente nos maciços rochosos (e/ou terrosos) e que causam problemas às edificações e utilizações humanas. No entanto, o conhecimento está em constante evolução sendo as técnicas aperfeiçoadas, simplificadas, aplicadas a outros propósitos que não o original e apesar do manancial já existente, seguramente muito ainda está por inovar e descobrir. O objetivo deste projeto de dissertação não se centra em criar nenhuma

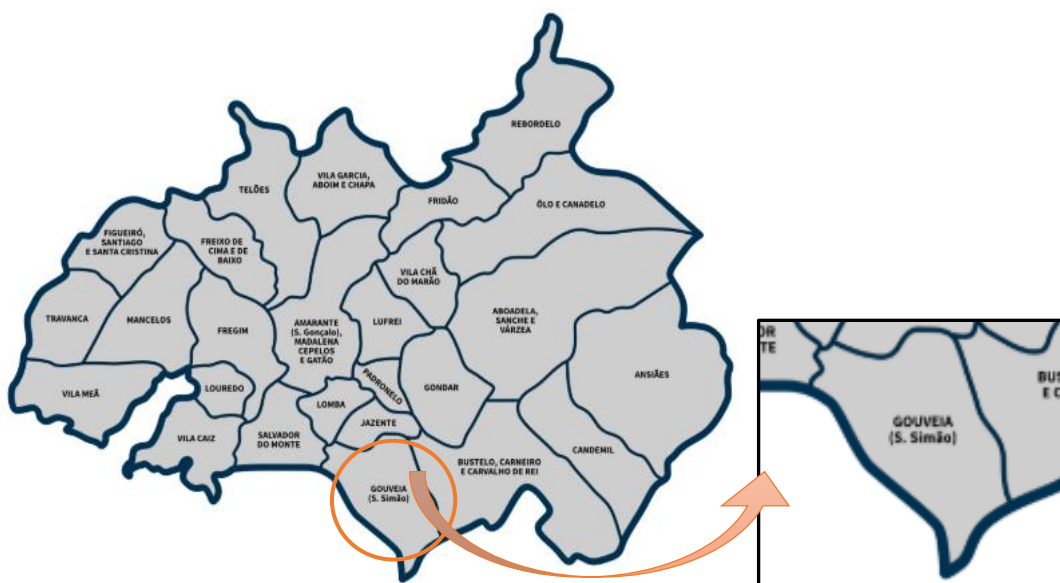
metodologia mas sim aplicar alguns ensaios que permitem avaliar as variáveis em estudo e combiná-las, analisando a informação obtida como um todo de forma a constituir uma base mais sólida para formar um melhor juízo de valor sobre as propriedades do material rochoso em estudo.

#### 4.2. Enquadramento regional e local dos sectores em estudo

##### **Gouveia – São Simão, Amarante**

A vertente rochosa natural de São Simão, caso de estudo principal, situa-se na bela cidade de Amarante, estatuto adquirido em 1985, pertencente ao distrito do Porto, localizada na região Norte e sub-região do Tâmega sendo sede de município e estando limitada a Norte pelo município de Celorico de Basto, a Nordeste por Mondim de Basto, a Leste por Vila Real e Santa Marta de Penaguião, a Sul por Baião, Marco de Canaveses e Penafiel, a Oeste por Lousada e a Noroeste por Felgueiras. Constituída por 26 freguesias, os seus 301,3 km<sup>2</sup> (2017) sobreviveram a invasões, incêndios e cheias estando cobertos de história, cultura e religião sendo retratada como “*uma verdadeira encruzilhada religiosa*” (CM-Amarante, 2019).

A vertente rochosa encontra-se especificamente na freguesia de Gouveia (S. Simão), como ilustrado na figura 38 contextualizando a freguesia dentro do concelho de Amarante, cobrindo uma área de 12,5 km<sup>2</sup> e contando com uma população de 633 habitantes (INE, Censos 2011), apresentando uma densidade populacional baixa – aproximadamente 50 hab/km<sup>2</sup> – tendo perdido quase metade da sua população desde que há registo (1864). Esta freguesia é constituída por 19 lugares estando inserida na Serra da Aboboreira onde predominam as atividades de primeiro grau relacionadas com a agricultura e pecuária.



**Figura 38** - Localização da Freguesia de Gouveia (S. Simão) no Concelho de Amarante (*mapa de freguesias após a reorganização administrativa de acordo com a lei n.º 11-A/2013 de 28 de janeiro*) à escala aproximada 1/476191 (CM-Amarante, 2019).

---

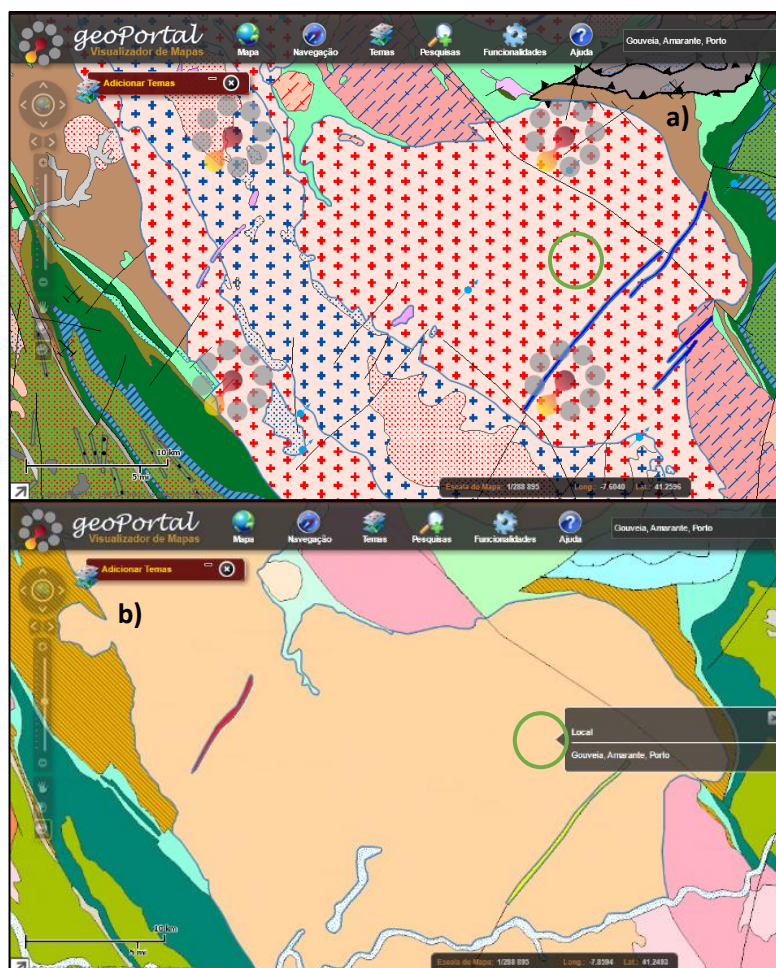
Especificamente, a vertente encontra-se no lugar designado por Aldeia Velha apresentando uma grande amplitude de cotas, 350 m no sopé para os 565 m no topo. Os problemas de instabilidade pelos elevados declives ameaçam a integridade das habitações construídas no sopé e a segurança da população, como comprova a compilação fotográfica da zona na figura 39 evidenciando as dimensões dos blocos proeminentes (Machado, 2016).



**Figura 39** - Vertente rochosa de S. Simão: a) e b) blocos instáveis, c) e d) declives acentuados e e) vista panorâmica contemplando as habitações no sopé (Machado, 2016).

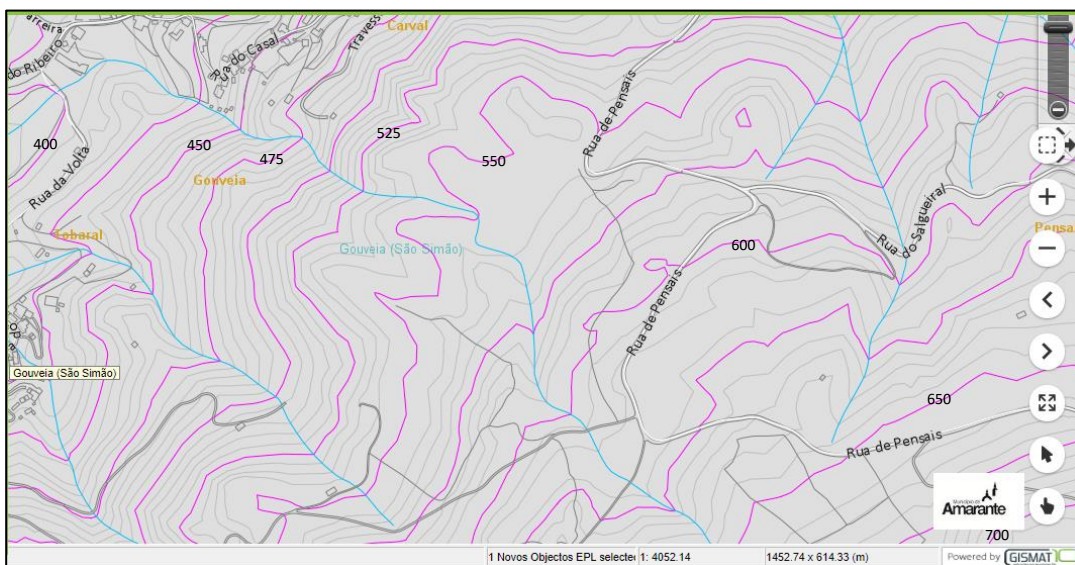
A análise da folha 10-C (Peso da Régua) da Carta Geológica de Portugal e a consulta da sua memória descritiva permitiram concluir que o local de estudo apresenta declives na ordem dos 40%, tendo a noroeste uma área mais aplanada, onde se verifica a presença antrópica, sendo uma zona geológica predominantemente granítica, enquadrada numa grande mancha que abrange Amarante e outros concelhos, com direção NW-SE, marcada por megacristais de feldspato potássico e/ou biotite (Machado, 2016). Segundo o *geoPortal*, ferramenta online disponibilizada pelo LNEG (Laboratório Nacional de Energia e Geologia), a área de estudo localiza-se em granitos e granodioritos porfiríodes apresentando granitóides relacionados com cisalhamentos dúcteis (*g\_22b\**) estando inserida na Zona Centro Ibérica (ZCI) do Maciço Ibérico (Pereira, 1992) – figura 40 a). Relativamente à unidade geológica, Gouveia

pertence ao grupo dos granitos biotíticos com plagioclases cálcicas (*g2\_b*) de um grão grosseiro comumente designados Granitos de Amarante – figura 40 b).



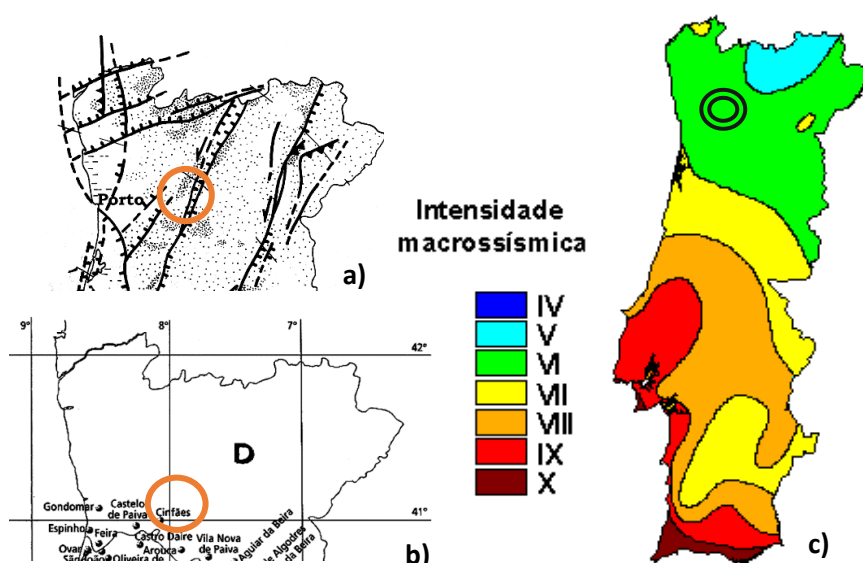
**Figura 40** - Geologia da Freguesia de Gouveia (S. Simão): a) geologia regional – *g\_22b\** e b) unidade geológica – *g2\_b*, rodeado a verde à escala aproximada 1/2900000 (geoPortal, 2019).

Em termos estruturais é visível a presença de falhas regionais com duas orientações e representatividade distintas, para além da fracturação regional principal, que moldam a morfologia do terreno. Uma destas famílias, com direção NNE-SSW a NE-SW, apresenta-se paralela à megaestrutura regional *Falha de Verin-Régua-Penacova* na primeira direção e à *Falha do Tâmega* na segunda – bem representado em Amarante e Entre-os-Rios (Pereira, 1992). Outra destas famílias, de direção NW-SE, é a megaestrutura regional *Vigo-Vila Nova de Cerveira-Régua*. Estas estruturas condicionam os afluentes dos rios e ribeiras que desaguam e circulam na área sendo o traçado da sua rede hidrográfica caracterizado por mudanças bruscas de direção. Na figura 41 é possível observar os declives das vertentes da freguesia caracterizadas pelas suas mudanças abruptas ligando vales, superfícies aplanadas, a grandes elevações rochosas podendo atingir, entre si, diferenças de 500 m (Machado, 2016).



**Figura 41** - Geomorfologia da Freguesia de Gouveia (S. Simão) à escala aproximada 1/4000 verificando-se o aumento das cotas no sentido Este sendo o pico máximo de 951 m atingido no limite inferior da freguesia (Portal Geográfico Amarante, 2019).

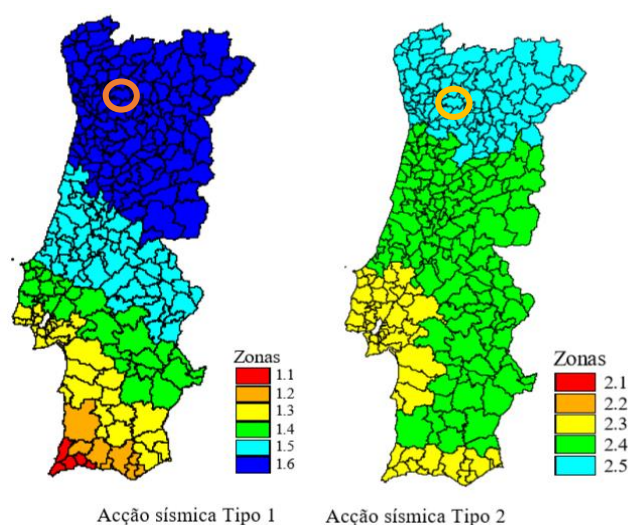
Relativamente à tectónica, segundo a Carta Neotectónica de Portugal Continental (Cabral & Ribeiro, 1988, 1989), Gouveia (Amarante) é atravessada por duas falhas regionais, corroborando o acima descrito – figura 42 a). Em termos sísmicos, a freguesia, assim como toda a zona Norte de Portugal, encontra-se enquadrada na Zona D caracterizada de baixo risco, segundo a Carta de Zonamento Sísmico de Portugal Continental (RSAEEP, 1983) – figura 42 b) – com intensidade macrossísmica avaliada em categoria VI (LNEC, 2005) – corroborada pela APA (2019) –, denominada bastante forte segundo a Escala de Mercalli



**Figura 42** - Enquadramento tectónico e sísmico do Município de Amarante: a) Carta Neotectónica de Portugal Continental (1988), b) Carta de Zonamento Sísmico de Portugal Continental (RSAEEP, 1983) e c) Intensidade Macrossísmica (LNEC, 2005).

Modificada (1956) e/ou ligeiramente danificante segundo a Escala Macrossísmica Europeia (1998) – figura 42 c).

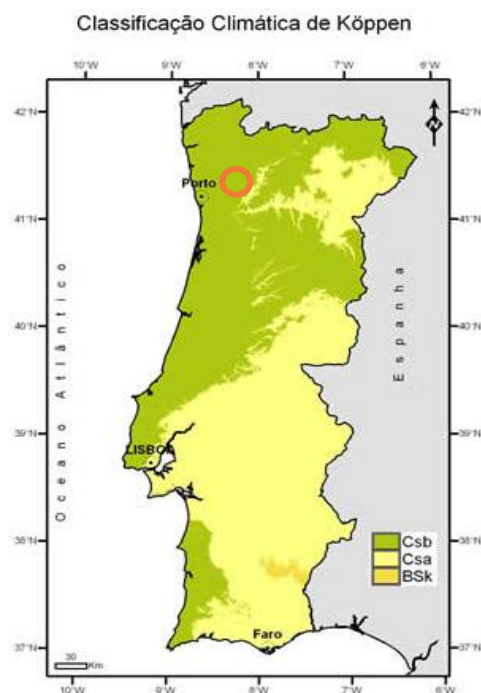
Devido à exposição e risco de queda de blocos pelas vibrações, a análise sísmica assume uma elevada importância tendo sido também enquadrada no Eurocódigo 8, a freguesia pertence à zona sísmica 1.6 na Ação Sísmica Tipo I – figura 43 a) – e na zona 2.5 para a Ação Sísmica Tipo II – figura 43 b) (NP EN 1998-1, 2010). Tendo recolhido, também, informação referente à atividade sísmica local apresentando o registo do último sismo ocorrido a noroeste de Amarante, no passado dia 9 de Maio de 2019, de madrugada, a 6 m de profundidade com uma magnitude de 1,4 (IPMA, 2019).



**Figura 43** - Enquadramento do Município de Amarante no EC8: a) Ação Sísmica Tipo I e b) Ação Sísmica Tipo II (NP EN 1998-1, 2010).

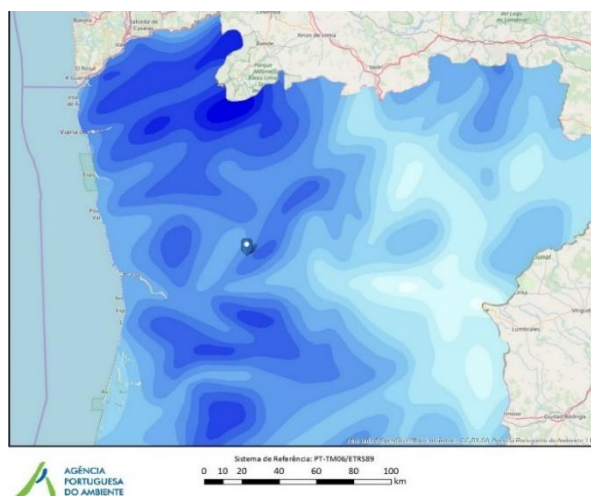
Portugal apresenta condições climatológicas particulares pela sua proximidade ao mar, altitude, distância ao equador e correntes marinhas, abrangendo diferentes subtipos de clima consoante a localização das regiões – BWh, BSh, BSk, Csa, Csb, Cfa, Cfb e Cfc segundo a classificação de Köppen e Geiger – pertencentes ao grupo dos climas temperados do tipo C. Especificamente, Gouveia (S. Simão) enquadra-se no subtipo Csb – figura 44 – caracterizado pelo clima temperado com verão suave e seco e segundo Peel et al, 2007 (Machado, 2016):

- O mês mais frio oscila entre as temperaturas +18 °C e –3 °C.
- Verão pouco quente e extenso contando com, pelo menos, quatro meses de temperaturas superiores a 10 °C.
- Verão seco apresentando 1/3 da precipitação ocorrida no mês mais chuvoso do inverno contando com menos de 30/40 mm.
- Anualmente, as temperaturas médias encontram-se abaixo de 22 °C.



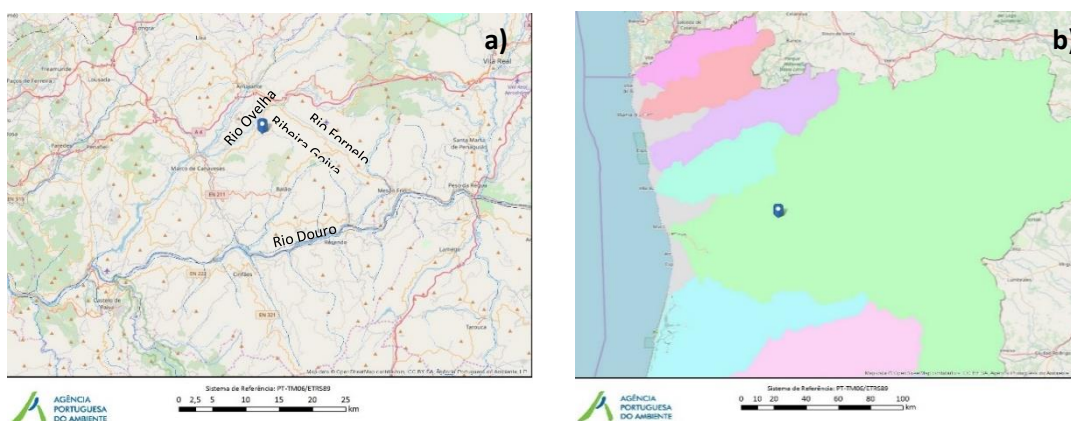
**Figura 44** - Classificação de Köppen para Portugal Continental enquadrando Amarante (IPMA, 2019).

O clima não retrata apenas a temperatura, este engloba também a precipitação, pressão atmosférica, humidade do ar, nebulosidade e vento. Depois da temperatura, a precipitação é um dos fatores fulcrais para o estudo da estabilidade das massas rochosas, segundo a APA (2019), a região em estudo apresenta uma quantidade total anual entre os 1400 e 1600 mm – figura 45 – com uma humidade do ar entre os 80 e 85%, escoamento entre os 400 e 600 mm e evapotranspiração real (ETR) entre os 600 e 700 mm. Os dados recolhidos, analisados e divulgados pelo IPMA, para a região Tâmega e Sousa entre 1971 e 2000, permitem confirmar a informação descrita anteriormente provando a disparidade entre a precipitação no período frio – 154,4 mm e a sua queda no período quente – 6,9 mm.



**Figura 45** - Precipitação média anual assinalada para a Freguesia de Gouveia (SNIAmb, 2019).

A freguesia de Gouveia pertence à rede hidrográfica de Ribeira Goiva que a atravessa estando a Norte ladeada pelo Rio Ovelha e a Este pelo Rio Fornelo – figura 46 a) –, afluentes integrantes da bacia hidrográfica do Douro – figura 46 b) – caracterizada pela sua rede de drenagem dendrítica, onde se enquadra todo o Município de Amarante sendo gerida pela Administração da Região Hidrográfica do Norte (ARH-Norte), pertencente, por sua vez, à unidade hidrogeológica do Maciço Antigo designada por um sistema aquífero  $A_0$  – *Maciço Antigo Indiferenciado* (Dados da estação 113/N1 localizada na freguesia Salvador do Monte, a norte de Gouveia (SNIRH, 2019).

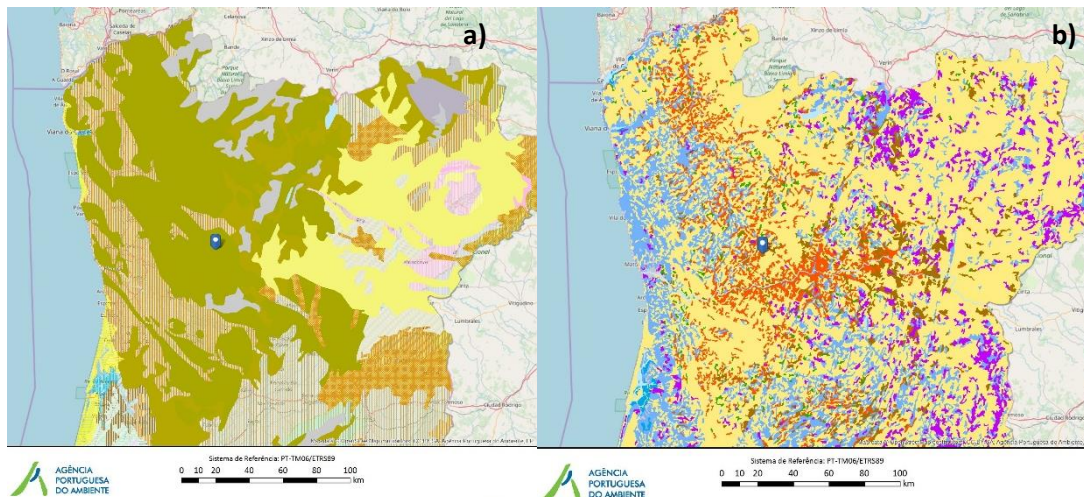


**Figura 46** - Enquadramento hidrológico da Freguesia de Gouveia, Amarante na rede (a) e bacia (b) (SNIAmb, 2019).

A edafologia é um dos parâmetros mais complexos de reportar num estudo pois é necessário catalogar a formação e as características físicas e químicas dos solos intercetados, implicando na sua maioria o estudo e análise laboratorial de amostras recolhidas no local de modo a obter a porosidade, a textura, o conteúdo em matéria orgânica, o pH e o teor em sais. Segundo a APA (2019), a região de Amarante apresenta solos classificados como Cambissolos húmicos provenientes de rochas eruptivas predominantemente ácidas de pH entre 4,6 e 5,5 (figura 47 a).

A utilização da capacidade do solo divide-se fundamentalmente em dois grandes grupos, solos rurais e solos urbanos. A freguesia de Gouveia (S. Simão) enquadra-se entre duas classes na zona II – Norte do Rio Tejo, segundo a classificação SROA (Serviço de Reconhecimento e Ordenamento Agrário), para Este o solo tem a capacidade para uso agrícola embora condicionado – Classe C – pelos declives acentuados e para Oeste uma combinação entre a classe anterior e o uso florestal – Classe F – encaixante no primeiro grupo – figura 47 b) tendo uma elevada representatividade quando comparado com o tecido urbano que corresponde a aproximadamente 4,5% da área total, segundo o COS de 2007 (Carta de Uso e Ocupação do Solo de Portugal Continental).

A análise visual da área de estudo permitiu observar a presença de uma significativa densidade de árvores jovens, onde predomina o eucalipto (*Eucalyptus globulus*), o pinheiro bravo (*Pinus pinaster*), o carvalho alvarinho (*Quercus robur*) e o carvalho negro (*Quercus pyrenaica*) (Machado, 2016).

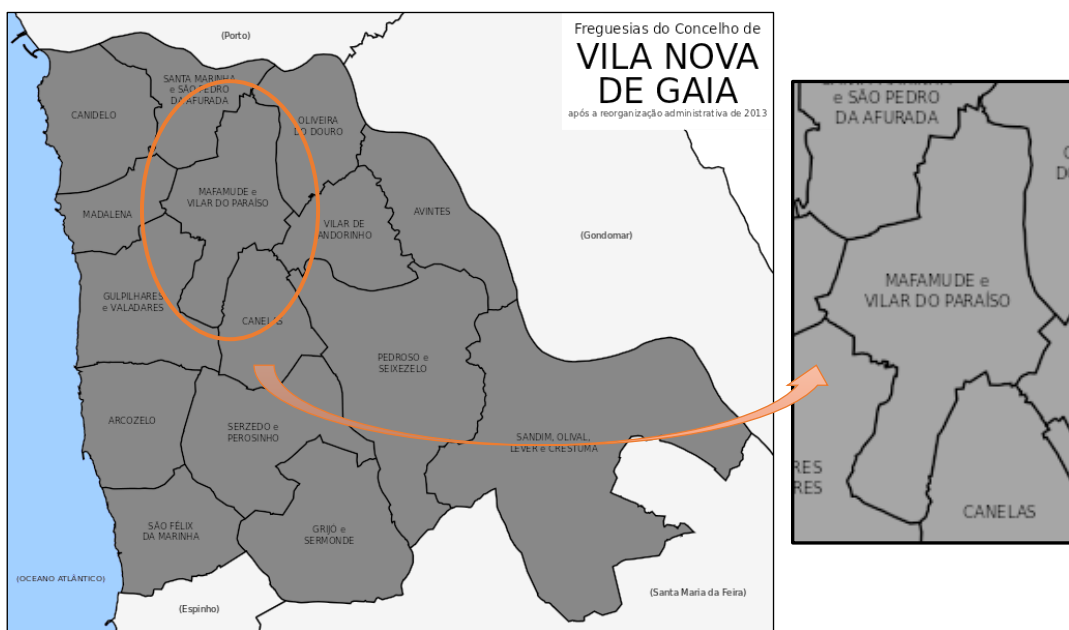


**Figura 47** - Enquadramento de Gouveia no tipo de solo (a) e na sua ocupação (b) (SNIAmb, 2019).

### **Santo Ovídio, Vila Nova de Gaia**

O caso de estudo secundário, o talude rochoso de Santo Ovídio, situa-se em Vila Nova de Gaia, aclamada histórica e cultural cidade do *vinho do Porto*. Esta pertence, assim como o caso de estudo principal, ao distrito do Porto, estando localizada na região Norte e sub-região da Área Metropolitana do Porto, na margem sul da foz do Rio Douro, sendo um município ladeado a Norte pelo município do Porto, a Nordeste por Gondomar, a Sul por Santa Maria da Feira e Espinho e a Oeste pelo oceano Atlântico. Esta cidade, comumente designada apenas por Gaia, é o maior município da sub-região do Grande Porto englobando 15 freguesias nos seus 168,5 Km<sup>2</sup> (2014) de amplos contrastes oscilando entre zonas interiores, o rio e o mar passando para zonas urbanas, industriais e rurais sendo este um dos motivos que o tornam o município mais populoso da região Norte e o terceiro maior de Portugal, com 302.295 habitantes (2011) (Câmara Municipal de VNGaia, 2019).

O talude rochoso enquadra-se especificamente na união de freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso – figura 48, constituída em 2013 agregando as duas freguesias anteriores, está sediada em Mafamude, detendo 22,56 km<sup>2</sup> e 52.422 habitantes (Censos 2011) com uma densidade populacional de 38.6 hab/km<sup>2</sup>. É a maior freguesia do concelho sendo essencialmente urbana dominando no campo associativo desde o desporto à cultura dispendo, também, de espaços verdes – jardins e parques – e de lazer. Antes desta união, S. Ovídio pertencia, apenas, à freguesia de Mafamude, uma das mais antigas e históricas da sub-região contando com 37.900 habitantes (Junta da União de Freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso, 2019).



**Figura 48** - Localização da União de Freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso no Concelho de Vila Nova de Gaia (*mapa de freguesias após a reorganização administrativa de acordo com a lei n.º 11-A/2013 de 28 de janeiro*) à escala aproximada 1/ 80000 (Wikimedia Commons, 2014).

A análise visual do talude rochoso – figura 49 – permite observar o grau de alteração do maciço (a), o preenchimento de discontinuidades com raízes desenvolvidas (b), o destacamento de um bloco isolado (c), as condições estruturais de estabilidade (d) e a vista panorâmica do talude rochoso (e).



**Figura 49** - Talude rochoso de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia; Machado (2016) e Google Earth Pro (2019).

O talude rochoso está situado no local de uma antiga pedreira e por esse facto existem declives bastante acentuados, superiores a  $25^\circ$ , contrastantes com o aplanamento da base de declives suaves, na ordem dos  $0$  ao  $10^\circ$ , onde se encontra instalado o Agrupamento 465 – Santo Ovídio pertencente ao Corpo Nacional de Escutas (CNE) (LABCARGA & NEC, 2018) – figura 50.



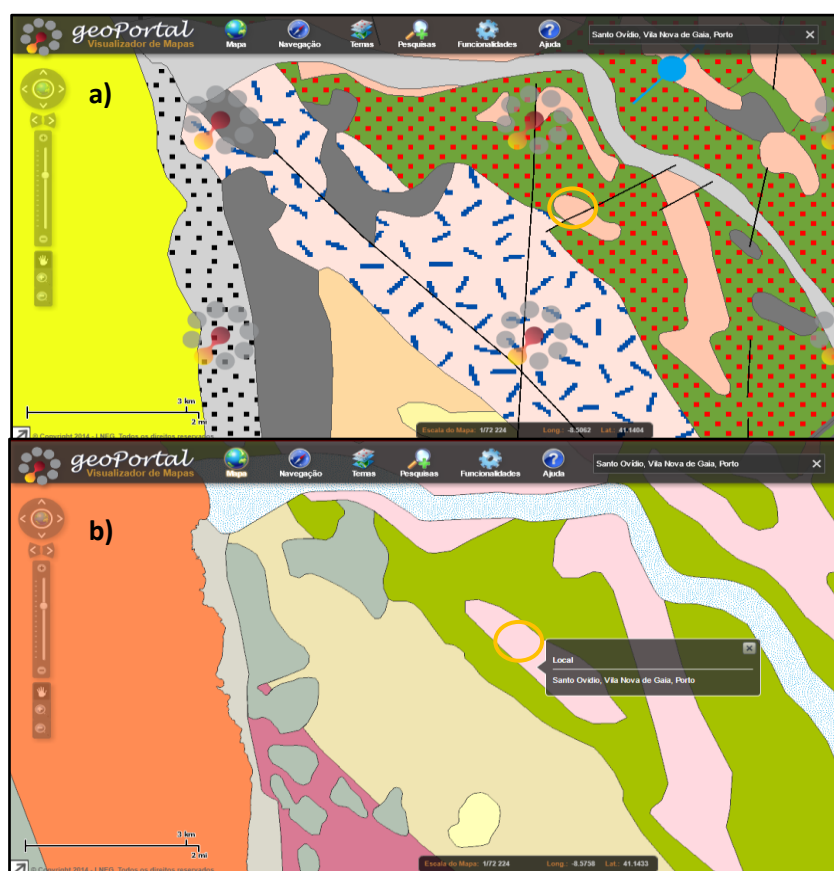
**Figura 50** - Enquadramento local da área de S. Ovídio (SNIAmb, 2019).

A envolvente do talude apresenta, igualmente, mudanças de cotas, um dos pontos mais elevado é o vértice geodésico de Cravel com 185 m descendo até aos 150 m em direção à Avenida da República e os 110 m em direção à estrada Nacional 222 sendo a maior altitude atingida no Monte da Virgem, 209 m (LABCARGA & NEC, 2018) – figura 51.



**Figura 51** - Enquadramento geomorfológico da área de S. Ovídio, circundado a amarelo, e destaque do vértice geodésico – triângulo avermelhado (Geoportal Gaiurb, 2019).

Todo o município de Gaia se encontra no domínio geotectónico complexo do Maciço Ibérico, ou seja, no bordo leste da faixa de cisalhamento *Porto – Coimbra – Tomar* com direção NNW-SSE que, por sua vez, faz parte do megadomínio de cisalhamento *Porto – Tomar – Ferreira do Alentejo* caracterizando os traços morfológicos da região (Chaminé et al., 2013). A geologia predominante tanto de Vila Nova de Gaia como do Porto caracteriza-se por rochas magmáticas intrusivas, as rochas graníticas. Segundo o *geoPortal*, particularmente a área de estudo localiza-se em granitos moscovíticos em geral porfiróides apresentando granitóides relacionados com fraturas frágeis (*g\_3*) estando inserida na Zona Centro Ibérica (ZCI) do Maciço Ibérico (Pereira, 1992) – figura 52 a). Relativamente à unidade geológica, S. Ovídio pertence ao grupo dos granitos de duas micas (*g1\_a*) com predomínio de moscovite de grão médio – figura 52 b).



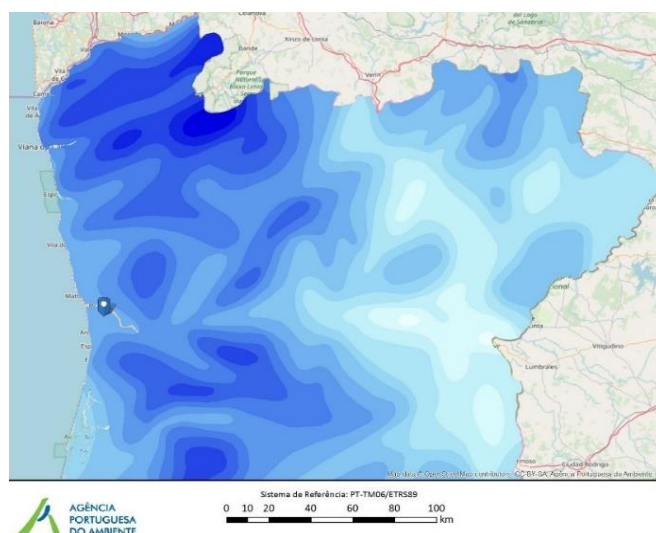
**Figura 52** - Geologia de S. Ovídio: a) geologia regional – *g\_3* e b) unidade geológica – *g1\_a*, rodeado a amarelo à escala aproximada 1/72220 (geoPortal, 2019).

Em complemento à Carta Neotectónica de Portugal (Cabral & Ribeiro, 1988, 1989) (figura 42 a) para o caso de estudo principal, também na figura anterior é possível vislumbrar o trespassse da região pelas duas falhas regionais supracitadas. Em termos sísmicos, o caso de estudo secundário apresenta-se igual ao caso principal encontrando-se enquadrada na Zona D com intensidade macrossísmica avaliada em categoria VI pertencendo, segundo o Eurocódigo 8, também à zona sísmica 1.6 na Ação Sísmica Tipo I e na zona 2.5 para a Ação Sísmica Tipo II. O registo do último sismo ocorrido mais perto da região foi a

sudeste de Santo Tirso, no passado dia 14 de Maio ao início da tarde a 19 m de profundidade com uma magnitude de 1,9 (IPMA, 2019).

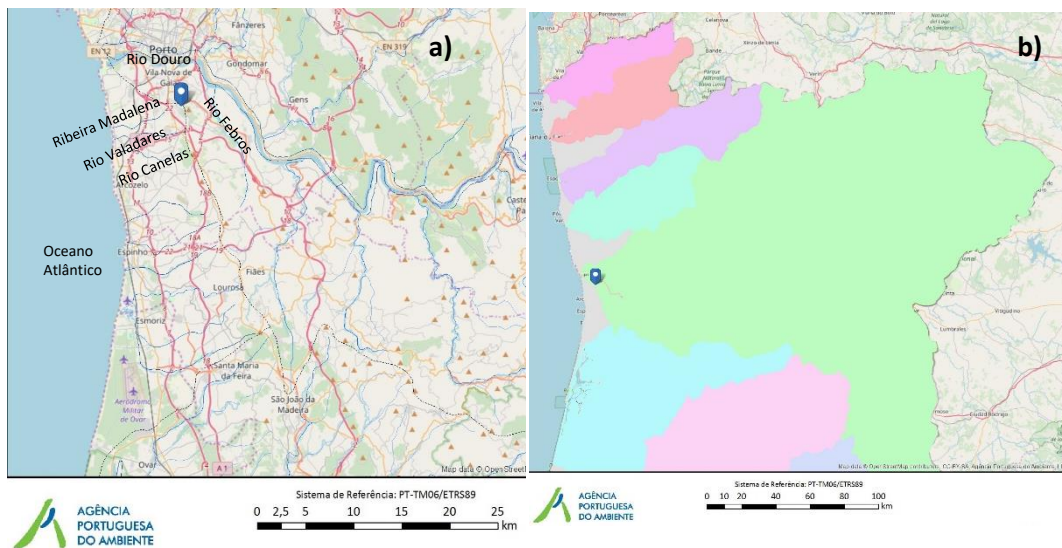
Santo Ovídio também apresenta um clima temperado com verão suave e seco, subtipo Csb, tendo sido compilado a temperatura atingida em Vila Nova de Gaia em 2018, ou seja, para a estação fria – janeiro – registando-se valores na ordem dos 6 e 8 °C e para a estação quente – agosto – valores entre 22 e 24 °C.

A precipitação para a zona de Santo Ovídio, segundo a APA (2019), apresenta uma quantidade total anual entre os 1000 e 1200 mm – figura 53 – com uma humidade do ar entre os 75 e 80%, escoamento entre os 400 e 600 mm e evapotranspiração real (ETR) entre os 600 e 700 mm. Os dados recolhidos, analisados e divulgados pelo IPMA, para a região da Área Metropolitana do Porto entre 1971 e 2000, permitem confirmar a informação descrita anteriormente provando a disparidade entre a precipitação no período frio – 148,3 mm e a sua queda no período quente – 6,5 mm.



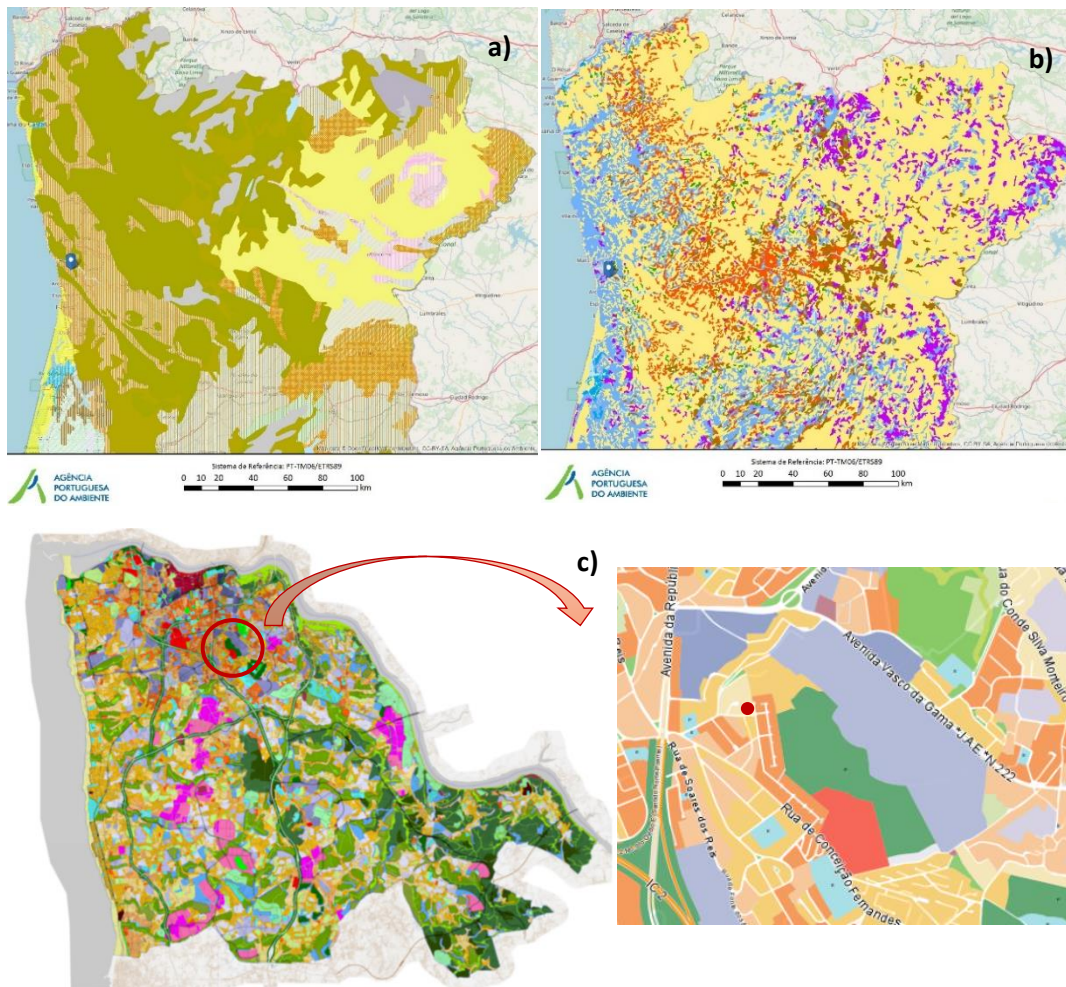
**Figura 53** - Precipitação média anual assinalada para Santo Ovídio (SNIAmb, 2019).

A união de freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso está ladeada, além da orla atlântica e da zona fluvial do Douro, a Este pela Ribeira Madalena e os Rios Valadares e Canelas e a Oeste pelo Rio Febros – figura 54 a) –, afluentes integrantes da bacia hidrográfica do Douro – figura 54 b) – caracterizada pela sua rede de drenagem dendrítica, onde se enquadra todo o Município de Vila Nova de Gaia sendo gerenciada pela Administração da Região Hidrográfica do Norte (ARH-Norte), pertencente, por sua vez, à unidade hidrogeológica do Maciço Antigo (Pedrosa, 1998) designada por um sistema aquífero A0 – *Maciço Antigo Indiferenciado* (Dados da estação 133/1 localizada na freguesia Pedroso, a Este de Santo Ovídio (SNIRH, 2019).



**Figura 54** – Enquadramento da rede hidrográfica de Santo Ovídio, Vila Nova de Gaia na rede (a) e bacia (b) (SNIAmb, 2019).

Segundo a APA (2019), a região de Vila Nova de Gaia apresenta solos classificados como Cambissolos húmicos provenientes de xistos associados a Luvisolos, caracterizados pela forte influência atlântica predominantemente ácidos de pH entre 4,6 e 5,5 – figura 55 a). A área em estudo e a sua envolvente apresentam uma ampla gama de usos de solos tanto para urbano como rural, predominando a primeira. A união de freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso enquadra-se entre duas classes na zona II – Norte do Rio Tejo, segundo a classificação SROA, para Norte e Este o solo tem a capacidade para uso agrícola – Classe A, para Sul o uso florestal (não agrícola) – Classe F e para Oeste uma combinação entre as classes anteriores no grupo dos solos rurais – figura 55 b). Relativamente à ocupação dos solos urbanos, segundo o PDM do município, a ocupação do solo destina-se a áreas verdes de enquadramento paisagístico (verde escuro), áreas urbanizadas consolidadas de tipologia mista (laranja) e de tipologia de moradias (amarelo) e zonas que o serão no futuro (creme), áreas de expansão urbana de tipologia mista – tipo III (1,2) e tipo II (0,8) (azul arroxeadado), áreas de comércio e serviço (vermelho) e áreas de transportes (Geoportal Gaiurb, 2019) – figura 55 c).



**Figura 55** - Enquadramento de Santo Ovídio no tipo de solo (a) e na sua ocupação rural (b) e urbana à escala 1/10000 (c) (SNIAmb e Geoportal Gaiurb, 2019).

### **4.3. Síntese da geotecnia e geomecânica baseada em estudos prévios**

A caracterização geológico-geotécnica para os dois casos de estudo foi realizada, tal como referido anteriormente, através da técnica de amostragem linear de modo a obter a informação necessária, descrita no ponto 2.2, para os parâmetros que permitem identificar e agrupar as discontinuidades presentes (pormenores em ISRM, 1981; Priest, 1993; Dinis da Gama, 1995; Chaminé et al., 2013, 2015; Pinheiro et al., 2014; Chaminé, 2016; Chaminé et al., 2016). Após o estudo detalhado e estatístico desses parâmetros, é imprescindível caracterizar o maciço por zonas geotécnicas consoante as suas propriedades mais relevantes que, maioritariamente, são (Chaminé, 2016): i) a heterogeneidade litológica; ii) o grau de alteração, iii) o espaçamento (grau de fracturação) e iv) a resistência; estudando cada zona individualmente, de modo a permitir elaborar uma proposta de estabilização adequada aos declives naturais.

---

### **Vertente natural de S. Simão (Gouveia), Amarante**

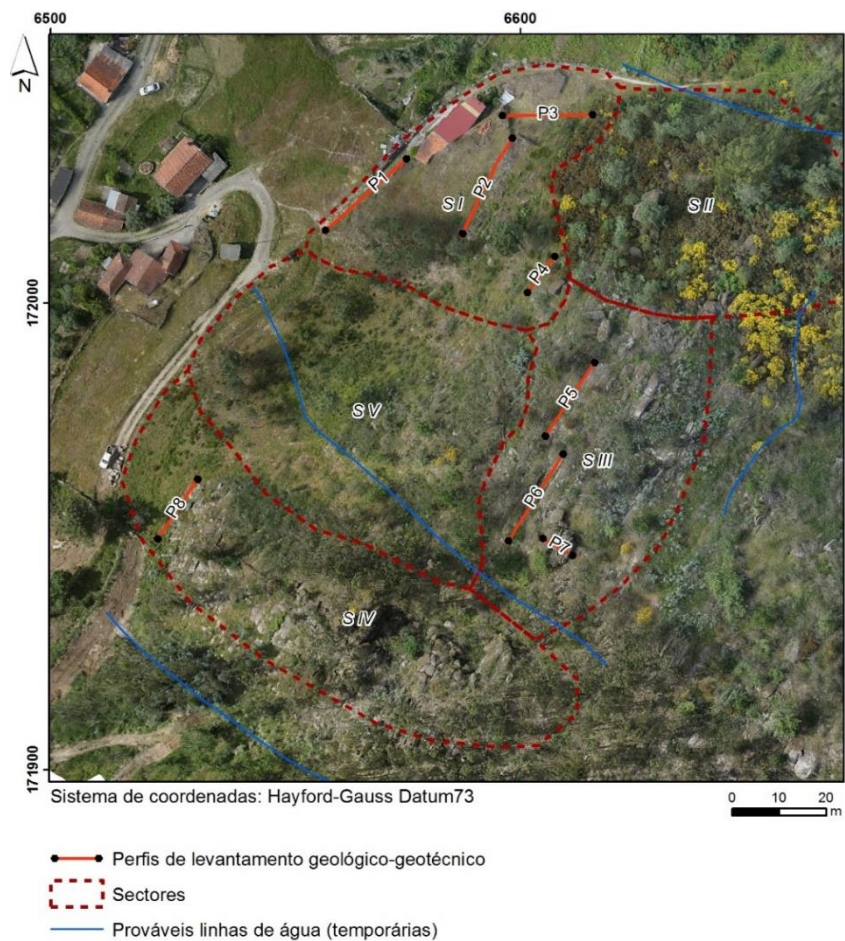
A vertente natural de S. Simão apresenta uma orientação geral NW-SE ao longo dos seus, aproximadamente, 120 m de comprimento exibindo declives acentuados, na ordem dos 35° a 45°, tendo uma altura máxima de 70 m e uma área de exposição de 9000 m<sup>2</sup>. A sua extensão aliada à sua complexidade, em determinados locais, levou à divisão inicial da vertente em cinco setores, por Machado (2016). Na tabela 7 agruparam-se as características que definem cada setor delimitado ilustrado na figura 56.

**Tabela 7** - Características principais dos cinco setores para S. Simão (adaptado de Machado, 2016).

<b>Setor</b>	<b>I</b>	<b>II</b>	<b>III</b>	<b>IV</b>	<b>V</b>
<b>Acesso</b>	Fácil	Difícil	Difícil	Difícil	Intermédio
<b>Altura (m)</b>	30	30	20	70	40
<b>Declives (°)</b>	35 a 40	35 a 40	40 a 45	40 a 45	40 a 45
<b>Extensão (m)</b>	50	60	40	110	75
<b>Área de Exposição (m<sup>2</sup>)</b>	2150	2670	2530	3150	3350
<b>Cobertura Vegetal</b>	Herbácea e Arbórea dispersa	Herbácea dispersa e Arbustiva	Herbácea dispersa, Arbustiva vegetal e Arbórea dispersa	Arbustiva densa	Herbácea, Arbustiva dispersa e Arbórea dispersa a densa

Os estudos na zona permitiram confirmar as informações bibliográficas recolhidas sobre a litologia e geologia encontrando um granito porfiróide de grão grosseiro, essencialmente biotítico, deparando-se com um maciço ligeira – W<sub>1-2</sub> – a medianamente alterado – W<sub>3</sub>, de cor cinzenta-esbranquiçada, podendo apresentar-se rosada, face à dominância de megacristais de feldspato potássico (ortoclase), com uma rede de descontinuidades considerável, principalmente falhas e diaclases, geradas em regime frágil a dúctil-frágil, superficiais e associadas ao alívio de tensões do maciço (Machado, 2016).

As características apresentadas pelos setores II e V, nomeadamente morfológicas e orgânicas, pela elevada densidade de vegetação e pela desorganização dos blocos rochosos semi-cobertos fizeram com que estes não fossem contabilizados neste projeto, analisando apenas os setores I, III e IV.



**Figura 56** - Setores de estudo e perfis geológico-geotécnicos definidos para estudos de pormenor na vertente rochosa de S. Simão (Machado, 2016).

Na tabela 8 sintetizou-se a informação relativa à extensão dos perfis realizados para cada um dos três setores analisados cuja localização se encontra ilustrada na figura supra.

**Tabela 8** - Comprimento dos perfis realizados nos três setores contabilizados para S. Simão.

Setor	Perfil	Comprimento (m)
I	P1	24,8
	P2	25,0
	P3	20,9
	P4	11,5
III	P5	20,8
	P6	23,8
	P7	-
IV	P8	17,3

A informação geológica, geotécnica e geomecânica recolhida no campo por Machado (2016), após o seu tratamento, permitiu caracterizar o maciço rochoso, analisando esmiuçadamente os perfis de cada setor. Na tabela 9 sintetizou-se a análise global dos perfis para cada um dos três setores encontrando-se no anexo 7.2 a informação detalhada de cada categoria dos parâmetros analisados para cada um dos setores (Machado, 2016).

**Tabela 9** - Resumo dos parâmetros ISRM para os setores em estudo (S. Simão) – adaptado de Machado (2016).

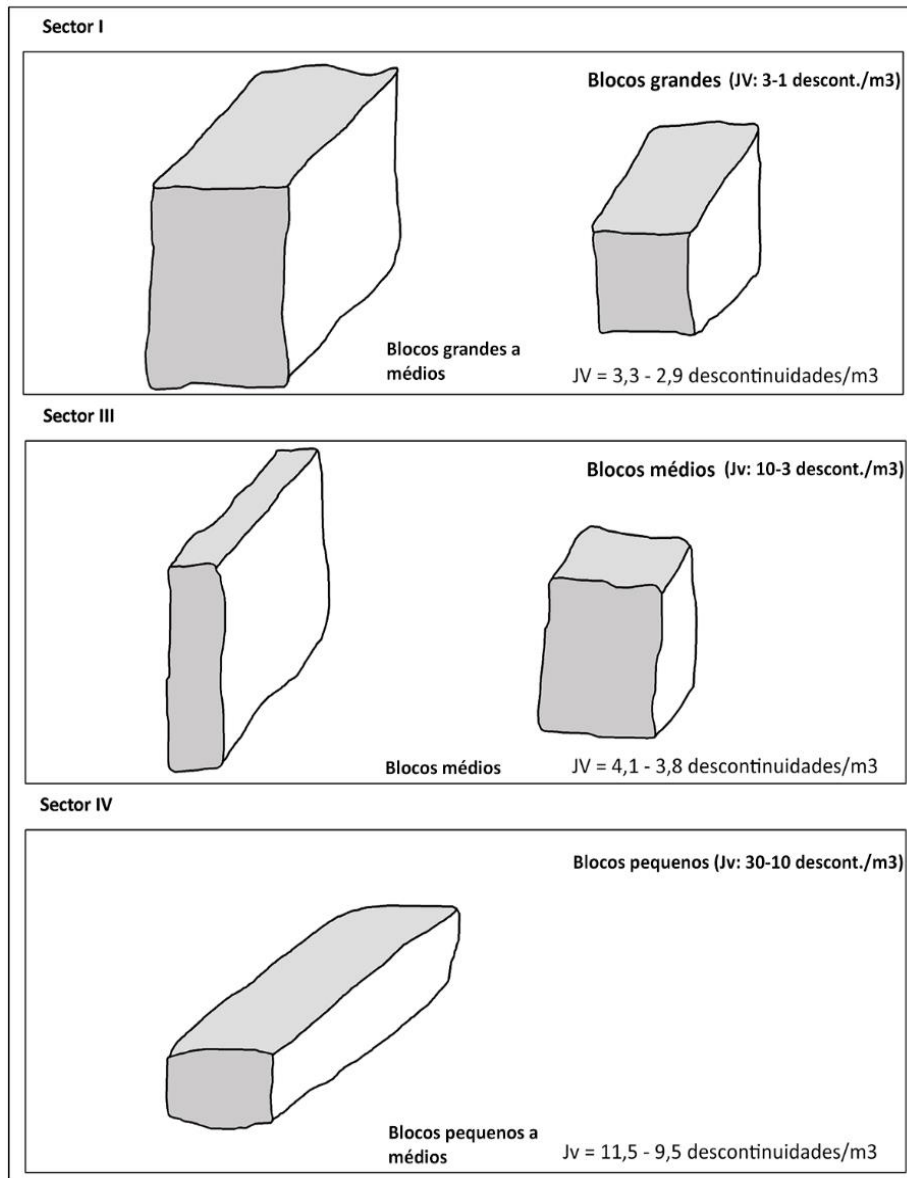
Setor	I	III	IV
<b>Grau de Alteração (W)</b>	W <sub>1-2</sub> a W <sub>3</sub>	W <sub>1-2</sub>	W <sub>3</sub>
<b>Descontinuidades</b>	59 (Diaclases 92%)	46 (Diaclases 87%)	17 (Diaclases)
<b>Famílias</b>	Sub-vertical N20°-40°E, 70°-80°SE (dominante) Sub-vertical N110°-130°E, 75°-85°SW Sub-horizontal N20°-30°E, 5°-20°NW	Sub-vertical N30°-40°E, 70°-80°SE (dominante) Sub-vertical N115°-135°E, 60°-80°SW Sub-horizontal N45°-85°E, 15°-30°SE	Sub-vertical N130°-140°E, 60°-80°SW (dominante) Sub-vertical N105°-115°E, 55°-70°SW Sub-horizontal N130°-140°E, 30°-40°SW
<b>Espaçamento – F</b>	F <sub>1-2</sub> (66%) e F <sub>4-5</sub> (22%)	F <sub>2</sub> a F <sub>4-5</sub>	F <sub>1-2</sub>
<b>Valor médio (cm)</b>	104,6	73,7	88,5
<b>Abertura</b>	Fechado	Fechadas a Muito Abertas	Abertas (2,8 mm)
<b>Preenchimento</b>	Sem	Sem ou Rocha Esmagada	Sem
<b>Continuidade</b>	Pouco a Medianamente Continuas	Pouco a Medianamente Continuas	Pouco Continuas
<b>Estações (Schmidt)</b>	22	12	6
<b>Resistência (S)</b>	S3	S3	S3
<b>(MPa)</b>	49,5	35,7	34,3
<b>RQD teórico (%)</b>	70 - 80	55 - 70	65 - 75

As descontinuidades, divididas em famílias, permitem obter o tamanho do bloco passível de extrair do maciço, podendo ser determinado de diversas maneiras sendo as mais usuais através do índice dimensional ( $I_b$ ), do índice volumétrico ( $J_v$ ) e do RQD. O primeiro – “*Block Size Index*” – é obtido usando as dimensões médias entre as famílias sendo calculado através da razão entre a soma dos espaçamentos de cada família pelo número de famílias –  $I_b = (e_1 + e_2 + e_3) / n^{\circ} \text{ famílias}$ , o segundo – “*Volumetric Joint Count*” – representa o número total de descontinuidades que interseccionam uma unidade de volume e é obtido com os espaçamentos de cada família mais o número de descontinuidades aleatórias e os respectivos espaçamentos –  $J_v = (1/e_1) + (1/e_2) + (1/e_3) + (N_r/S_r)$  e, por último, o *Rock Quality Designation (RQD)*, índice utilizado para designar a qualidade do material rocha, pode ser obtido por uma correlação com o índice volumétrico (Palmström, 2005) –  $RQD[\%] = 110 - 2,5 J_v$ .

Após determinar o tamanho do bloco unitário é possível esquematizá-lo e caracterizá-lo tanto em dimensão como em forma obtendo-o desenhando as atitudes de cada uma das famílias existentes com os respectivos espaçamentos entre elas e a posterior interseção dos planos formará uma imagem geométrica (e.g. Palmström, 2005; Gonzalez de Vallejo & Ferrer, 2011). Na figura 57 encontram-se discriminados os tipos de blocos para cada setor utilizando o segundo método de cálculo apresentado, dado por descontinuidades por  $m^3$ , enquadrando-os nas respectivas categorias como demonstrado na tabela 10 (Machado, 2016).

**Tabela 10** - Classificação do tamanho dos blocos para cada setor da vertente natural de S. Simão usando o índice  $J_v$  (descontinuidades/ $m^3$ ), adaptado de Machado (2016).

Setor	$J_v$ obtido	Categorias $J_v$	Tamanho dos Blocos
I	2,9 a 3,3	1 a 3	Médios a Grandes
III	3,8 a 4,1	3 a 10	Médios
IV	9,5 a 11,5	10 a 30	Pequenos a Médios



**Figura 57** - Geometria dos blocos passíveis de extrair de cada setor de S. Simão enquadrando-os nas categorias do índice Jv (Machado, 2016).

Toda a informação recolhida e analisada conjugada com as intervenções de campo permitiram dividir o maciço rochoso em diferentes zonas geotécnicas, contabilizando os cinco setores definidos inicialmente, agrupando-se na tabela 11 a informação caracterizante de cada uma das zonas e na figura 58 a sua localização no terreno. O maciço foi dividido em três zonas geotécnicas tendo por base, especialmente, a combinação do estado de alteração (W), do grau de fracturação (F) – definido pelo espaçamento/fracture intercept (ISRM, 1981) – e da resistência à compressão uniaxial (UCS).

**Tabela 11** - Características principais das zonas geotécnicas definidas para a vertente natural de S. Simão, adaptado de Machado (2016).

Setor	Grau de Alteração	Espaçamento	Resistência (MPa)	Zona
I	Medianamente a Pouco Alterado (W <sub>3</sub> a W <sub>1-2</sub> )	Afastado a Próximo (F <sub>1-2</sub> a F <sub>4-5</sub> )	Média (35-45)	ZGII
II	Muito Alterado (W <sub>4-5</sub> )	-	< 25-30	ZG0
III	Pouco Alterado a São (W <sub>1-2</sub> )	Afastado a Próximo (F <sub>2</sub> a F <sub>4-5</sub> )	Baixa a média (30-40)	ZGIII
IV	Medianamente Alterado (W <sub>3</sub> )	Afastado (F <sub>1-2</sub> )	Baixa a média (30-45)	ZGI
V	Muito Alterado (W <sub>4-5</sub> )	-	< 25-30	ZG0

A maioria das zonas geotécnicas correspondem à divisão setorial inicial excetuando no setor IV cuja metade da extensão passa a pertencer a outra categoria pelas suas características semelhantes. Todo o maciço é constituído por granito porfiróide de grão grosseiro essencialmente biotítico, a melhor zona – ZGIII – representa um maciço competente, apresentando pouca alteração, descontinuidades afastadas e uma rocha resistente. A zona intermédia – ZGII – é razoável, apresentando-se competente na sua maioria com descontinuidades medianamente afastadas sendo uma rocha resistente. A pior zona (contabilizada) – ZGI – é um maciço um pouco mais brando embora razoável, apresentando-se moderado com descontinuidades afastadas e boa resistência. E, por último, a ZG0 – zona não contabilizada – apresenta-se com grande alteração e blocos rochosos isolados alterados tendo a resistência de uma rocha branda (pormenores em Machado, 2016).

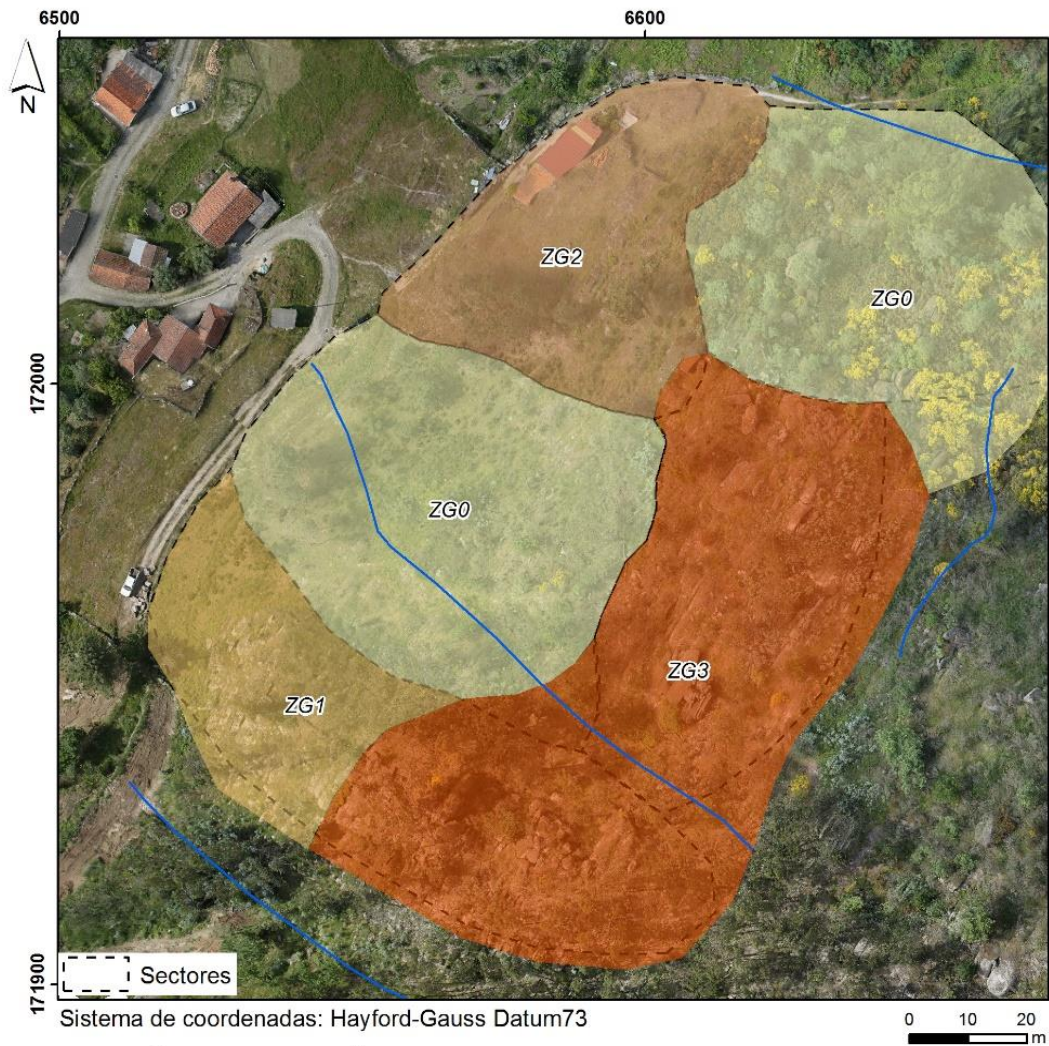
A quantificação dos parâmetros geológicos-geotécnicos do maciço permitiu evoluir positivamente no correto dimensionamento dos estudos. No entanto, também é necessário avaliar a competência por forma a perceber se o maciço requererá uma solução global ou individual para cada zona. Para isso, foram desenvolvidas classificações e índices geomecânicos tendo em conta os parâmetros mais significativos para a estabilidade.

De entre as classificações e índices existentes, neste projeto utilizaram-se três delas: i) a “*Rock Mass Rating*” – RMR – que permite dividir as formações geológicas em grupos com comportamentos similares, identificando os parâmetros mais influentes, de modo a produzir dados quantitativos para guiar um projeto (Bieniawski, 1993); ii) a “*Slope Mass Rating*” – SMR – que descreve a resistência de um afloramento rochoso individual ou um declive baseando-se no esquema do RMR, tornando-o mais completo, modificando certas diretrizes quantitativas de modo a contabilizar a influência das orientações adversas das descontinuidades (Romana, 1993, 2003) e iii) o “*Geological Strength Index*” – GSI (versão 2013) – índice que permite quantificar a resistência do material rocha devido à textura (matriz mineralógica) do material-rocha e às superfícies de descontinuidades que o compartimentam (Hoek et al., 2013).

Na tabela 12 encontram-se reunidos os resultados, e as respectivas classes, devolvidos pelas três classificações usadas para cada setor contabilizado quantificando-os.

**Tabela 12** - Qualidade do maciço rochoso para cada setor da vertente natural de S. Simão (adaptado de Machado (2016)).

Setor	RMR <i>(Bieniawski, 1993)</i>	SMR <i>(Romana, 1993)</i>	GSI <i>(Hoek et al., 2013)</i>
I	50	71	58
	Classe III – Razoável	Classe II - Bom	Bom
III	42	33	43
	Classe III – Razoável	Classe IV - Mau	Razoável
IV	62	76	58
	Classe II - Bom	Classe II - Bom	Bom



### Zonas Geotécnicas (ZG)

- ZG0 - Granito muito alterado ( $W_{4,5}$ ) com blocos rochosos ( $W_3$  a  $W_{1,2}$ ) isolados; resistência à compressão uniaxial média a baixa (UCS < 25-30 MPa).
- ZG1 - Granito medianamente alterado ( $W_3$ ); espaçamento afastado ( $F_{1,2}$ ); resistência baixa a média (UCS = 30-45 MPa).
- ZG2 - Granito medianamente alterado a pouco alterado ( $W_3$  a  $W_{1,2}$ ); espaçamento afastado ( $F_{1,2}$ ) a próximo ( $F_{4,5}$ ); resistência média (UCS = 35-45 MPa).
- ZG3 - Granito pouco alterado a são ( $W_{1,2}$ ); espaçamento afastado ( $F_2$ ) a próximo ( $F_{4,5}$ ); resistência baixa a média (UCS = 30-40 MPa).

**Figura 58** - Zonamento geotécnico da vertente natural de S. Simão, Amarante (Machado, 2016).

A classificação SMR para além da qualidade do maciço rochoso, consoante a classe, indica a estabilidade do maciço, o tipo de rotura que lhe está associado e a probabilidade dessa rotura ocorrer. Para uma classe II, Setor I e IV, o maciço apresenta-se estável podendo existir a rotura de alguns blocos com uma probabilidade de 20% e para a classe IV, Setor III, o maciço encontra-se instável com uma rotura do tipo planar ou em grandes cunhas com uma probabilidade de ocorrência de 60% (Machado, 2016).

---

### **Talude de Santo Ovídio, Gaia**

Os estudos no talude rochoso de Santo Ovídio, na base do talude, limitaram-se à área interior da propriedade do Corpo Nacional de Escutas, onde se encontram as suas infraestruturas e o espaço dedicado às suas atividades, definindo essa frente como Perfil 1. A forte presença de vegetação, em algumas partes da área, tem servido como suporte e sustimento aos blocos que se destacam, impedindo-os, ainda que de forma deficiente, de tombar embora existam registos de quedas de blocos na zona. No topo do talude, Perfil 2, a área deste pertence à zona residencial de Cravel servindo de muro à urbanização, estando, por isso, intervencionado em alguns locais através da colocação de argamassa, levando a crer que este não se encontrava estável. A razão do seu estudo centrou-se na confirmação e complemento dos dados recolhidos na base.

A tabela 13 mostra as dimensões – altura e comprimento – de cada um dos perfis definidos assim como as suas condições de acessibilidade. O talude rochoso é constituído por granito de duas micas, predominando a moscovite, de grão médio a fino encontrando-se, globalmente, pouco a medianamente alterado ( $W_{1-2}$  a  $W_3$ ) apresentando um elevado número de descontinuidades, maioritariamente diaclases, com uma resistência média das superfícies das descontinuidades a rondar os 50 MPa (LABCARGA & NEC, 2018).

**Tabela 13** - Geometria dos perfis definidos para S. Ovídio e a sua acessibilidade (compilado de Machado, 2016).

<b>Perfil</b>	<b>Comprimento (m)</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Acesso</b>
<b>1</b>	28	10	Condicionado (Vegetação e distância ao talude)
<b>2</b>	41	3	Livre (Acesso direto pela rua)

A informação geológica, geotécnica e geomecânica recolhida no campo, após o seu tratamento exaustivo, permitiu caracterizar o talude rochoso, analisando esmiuçadamente os dois perfis. Na tabela 14 sintetizou-se a análise global dos perfis encontrando-se no anexo 7.3 a informação detalhada de cada categoria dos parâmetros analisados para cada um (LABCARGA & NEC, 2018).

**Tabela 14** - Resumo dos parâmetros ISRM (1981) para os perfis em estudo de S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Perfil	1	2
<b>Grau de Alteração (W)</b>	W <sub>1-2</sub> a W <sub>3</sub> W <sub>4-5</sub> (22%)	W <sub>1-2</sub>
<b>Descontinuidades</b>	50 (Diaclases 88%)	63 (Diaclases 98%)
<b>Famílias</b>	Sub-vertical N40°-60°E,75°-85°SE Sub-vertical N100°-110°E,65°-75°SW Sub-vertical N130°-150°E,70°-80°SW	Sub-vertical N80°-100°E,75°-85°SW Sub-vertical N105°-115°E,75°-85°SW Sub-vertical N50°-60°E,65°-75°SE
<b>Espaçamento – F</b> <b>Valor médio (cm)</b>	F <sub>3</sub> 52,3	F <sub>4-5</sub> 4,7
<b>Abertura</b>	Fechado	Fechado
<b>Preenchimento</b>	Sem	Sem
<b>Continuidade</b>	Muito Pouco Contínuas	Muito Pouco Contínuas
<b>Estações (Schmidt)</b>	13	11
<b>Resistência (S)</b> <b>(MPa)</b>	S3 50,0	S3 57,6
<b>RQD teórico (%)</b>	42	53

No Perfil 1, para além das famílias, identificaram-se, a sul na base do maciço, três descontinuidades sub-horizontais — N 134° E, 10° NE; N 160° E, 12° NE e N 62° E, 10° NW. Relativamente ao espaçamento das descontinuidades, apesar de estes se apresentarem na sua maioria medianamente afastados, as restantes categorias assumem uma expressão considerável — afastadas (34%) e muito próximas (30%). No Perfil 2 existem, também, descontinuidades sub-horizontais — N 72° E, 10° NW e N 65° E, 20° NW e o espaçamento das descontinuidades oscila entre muito próximas (41%) e afastadas (32%), com um valor médio de 65 cm (LABCARGA & NEC, 2018).

O zonamento geotécnico baseou-se nas mesmas propriedades que no caso de estudo anterior, apresentando o grau de resistência (S) em detrimento do valor em MPa, tendo o Perfil 1 sido dividido em três zonas – designação numérica – e o Perfil 2 em duas – designação alfabética – cujas propriedades contabilizadas para a sua divisão se encontram agrupadas na tabela 15 e ilustradas na figura 59. A parte

superficial do maciço, essencialmente vegetação e solo residual, foi considerada como ZG0 (LABCARGA & NEC, 2018).

**Tabela 15** - Características principais do zonamento geotécnico elaborado para o talude rochoso de S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Perfil	Localização (m)	Grau de Alteração	Espaçamento	Resistência	Zona
1	0,00 – 1,20 4,30 – 6,00	Muito Alterado (W <sub>4-5</sub> )	Medianamente Afastado a Próximo (F <sub>3</sub> a F <sub>4-5</sub> )	Baixa (S <sub>4-5</sub> )	ZG1
	1,20 – 4,30 6,00 – 12,50	Medianamente a Pouco Alterado (W <sub>3</sub> a W <sub>1-2</sub> )	Afastado a Medianamente Afastado (F <sub>1-2</sub> a F <sub>3</sub> )	Média (S <sub>3</sub> )	ZG2
	12,50 – 28,00	Pouco Alterado a São (W <sub>1-2</sub> )	Afastado a Medianamente Afastado (F <sub>1-2</sub> a F <sub>3</sub> )	Média (S <sub>3</sub> )	ZG3
2	0,00 – 25,00	Pouco Alterado a São (W <sub>1-2</sub> )	Medianamente Afastado a Próximo (F <sub>3</sub> a F <sub>4-5</sub> )	Elevada (S <sub>1-2</sub> )	ZGA
	25,00 – 42,00	Pouco Alterado a São (W <sub>1-2</sub> )	Afastado a Medianamente Afastado (F <sub>1-2</sub> a F <sub>3</sub> )	Média (S <sub>3</sub> )	ZGB



**Figura 59** - Zonamento geotécnico do talude rochoso de S. Ovídio: a) Perfil 1 e b) Perfil 2 (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Segundo as informações recolhidas nos trabalhos de LABCARGA & NEC (2018), foi possível organizar em tabelas todos os parâmetros geológicos e geotécnicos relevantes para cada zona definida na área de estudo permitindo, posteriormente, determinar a blocometria e classificar utilizando as classificações e índices geomecânicos.

A zona ZG1 – Perfil 1 – apresenta maioritariamente as características descritas na tabela 16, englobando três famílias sub-verticais: a) N 100°-110° E, 60°-80° SW; b) N 20°-30° E, 75°-90° SE e N 150°-160° E, 70°-85° SW contando com 11 planos de descontinuidades e 2 estações geomecânicas.

**Tabela 16** - Características predominantes de ZG1 - Perfil 1, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Parâmetro	Nomenclatura	Porcentagem (%)	Valor médio global
Alteração	W <sub>4-5</sub>	100	-
Fracturação (cm)	F <sub>4-5</sub>	64	21,80 (F <sub>3</sub> )
Abertura (mm)	Fechada	73	6,90
Tipologia	Diaclases	100	-
Continuidade (m)	Muito Pouco Contínua	64	3,00
Rugosidade	R <sub>3</sub>	46	-
Preenchimento	Sem Preenchimento	73	-
Terminação	Rocha	100	-
Curvatura	C <sub>3</sub>	55	-
Presença de água	Seco	100	-
Resistência (MPa)	S <sub>3</sub>	50	23,80
RQD teórico (%)	Qualidade Muito Fraca	-	5

A zona ZG2 – Perfil 1 – apresenta maioritariamente as características descritas na tabela 17, englobando três famílias sub-verticais: a) N 50°-60° E, 75°-85° SE; b) N 130°-150° E, 70°-85° SW e N 100°-120° E, 70°-85° SW e uma descontinuidade sub-horizontal: N 138° E, 15° SW contando com 22 planos de descontinuidades, sendo a zona com maior representatividade, e 5 estações geomécanicas.

**Tabela 17** - Características predominantes de ZG2 - Perfil 1, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Parâmetro	Nomenclatura	Porcentagem (%)	Valor médio global
Alteração	W <sub>3</sub>	59	-
Fracturação (cm)	F <sub>1-2</sub>	36	42,30 (F <sub>3</sub> )
Abertura (mm)	Fechada	77	7,10
Tipologia	Diaclases	82	-
Continuidade (m)	Muito Pouco Continua	68	2,90
Rugosidade	R <sub>3</sub>	50	-
Preenchimento	Sem Preenchimento	76	-
Terminação	Rocha	55	-
Curvatura	C <sub>1-2</sub>	54	-
Presença de água	Seco	100	-
Resistência (MPa)	S <sub>3</sub>	100	40,20
RQD teórico (%)	Qualidade Fraca	-	32

A zona ZG3 – Perfil 1 – apresenta maioritariamente as características descritas na tabela 18, englobando três famílias sub-verticais: a) N 40°-50° E, 75°-90° SE; b) N 60°-70° E, 70°-80° SE e N 160°-170° E, 55°-70° SW e três descontinuidades sub-horizontais: d) N 134° E, 10° NE; e) N 160° E, 12° NE e f) N 62° E, 10° NW. Contando com 17 planos de descontinuidades e 6 estações geomêcanicas, sendo a zona com maior competência designando-se, assim, a melhor zona da área de estudo.

**Tabela 18** - Características predominantes de ZG3 - Perfil 1, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Parâmetro	Nomenclatura	Porcentagem (%)	Valor médio global
Alteração	W <sub>1-2</sub>	88	-
Fracturação (cm)	F <sub>1-2</sub>	47	80,00
Abertura (mm)	Fechada	47	30,00
Tipologia	Diaclases	88	-
Continuidade (m)	Muito Pouco Contínua	53	3,00
Rugosidade	R <sub>3</sub>	53	-
Preenchimento	Sem Preenchimento	64	-
Terminação	Rocha	76	-
Curvatura	C <sub>3</sub>	47	-
Presença de água	Seco	100	-
Resistência (MPa)	S <sub>1-2</sub>	50	67,40
RQD teórico (%)	Qualidade Razoável	-	65

Relativamente ao Perfil 2, a zona ZGA apresenta maioritariamente as características descritas na tabela 19, englobando três famílias sub-verticais: a) N 90°-120° E, 75°-90° SW; b) N 40°-50° E, 80°-90° SE e N 60°-80° E, 75°-85° SE e duas descontinuidades sub-horizontais: d) N 72° E, 10° NW e e) N 65° E, 20° NW, contando com 52 planos de descontinuidades e 7 estações geomêcanicas.

**Tabela 19** - Características predominantes de ZGA - Perfil 2, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Parâmetro	Nomenclatura	Porcentagem (%)	Valor médio global
Alteração	W <sub>1-2</sub>	98	-
Fracturação (cm)	F <sub>4-5</sub>	48	46,10 (F <sub>3</sub> )
Abertura (mm)	Fechada	73	2,70

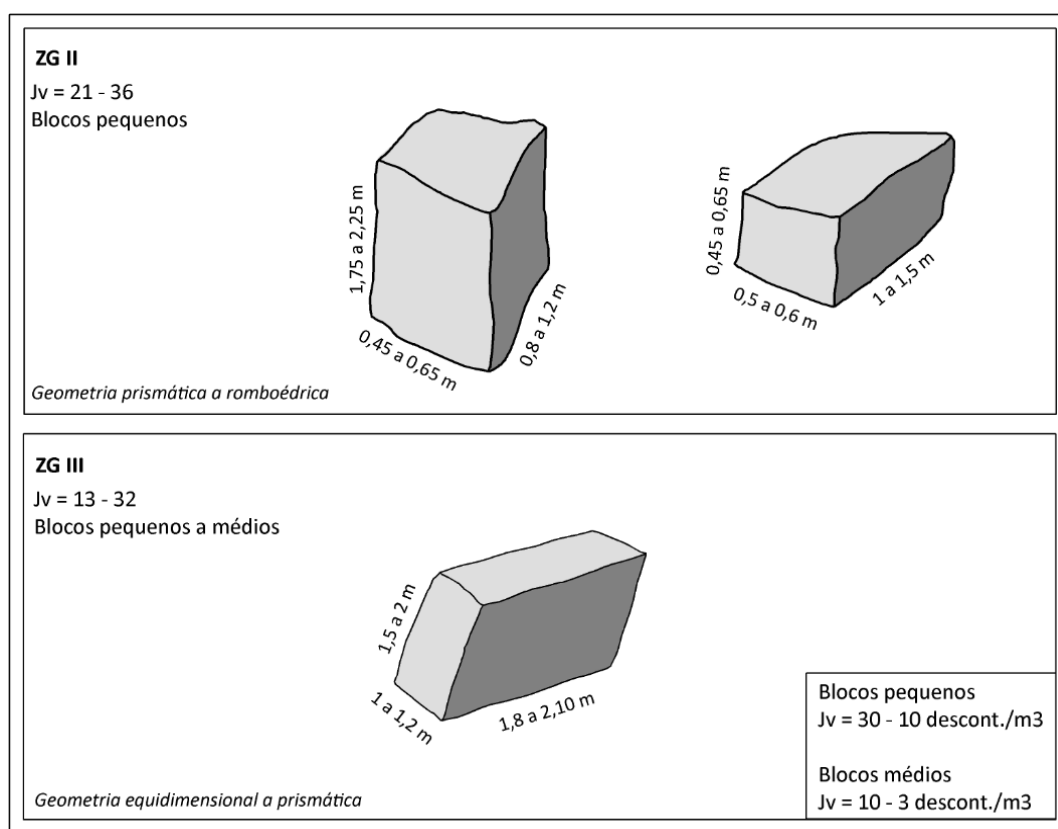
<b>Tipologia</b>	Diaclases	100	-
<b>Continuidade (m)</b>	Muito Pouco Continua	83	2,80
<b>Rugosidade</b>	R <sub>3</sub>	79	-
<b>Preenchimento</b>	Sem Preenchimento	92	-
<b>Terminação</b>	Rocha	73	-
<b>Curvatura</b>	C <sub>1-2</sub>	100	-
<b>Presença de água</b>	Seco	100	-
<b>Resistência (MPa)</b>	S <sub>1-2</sub>	86	71,60
<b>RQD teórico (%)</b>	Qualidade Fraca	-	39

A zona ZGB – Perfil 2 – apresenta maioritariamente as características descritas na tabela 20, englobando três famílias sub-verticais: a) N 30°-50° E, 75°-90° SE; b) N 120°-130° E, 70°-85° SW e N 65°-85° E, 65°-80° SE contando com 11 planos de descontinuidades e 4 estações geomecânicas. Os elevados valores obtidos nesta zona devem-se às intervenções humanas – colocação de argamassa – que influenciaram os estudos realizados.

**Tabela 20** - Características predominantes de ZGB - Perfil 2, S. Ovídio (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

<b>Parâmetro</b>	<b>Nomenclatura</b>	<b>Percentagem (%)</b>	<b>Valor médio global</b>
<b>Alteração</b>	W <sub>1-2</sub>	91	-
<b>Fracturação (cm)</b>	F <sub>1-2</sub>	45	145,30
<b>Abertura (mm)</b>	Fechada	100	0,10
<b>Tipologia</b>	Diaclases	91	-
<b>Continuidade (m)</b>	Muito Pouco Continua	64	3,00
<b>Rugosidade</b>	R <sub>3</sub>	63	-
<b>Preenchimento</b>	Sem Preenchimento	100	-
<b>Terminação</b>	Descontinuidade	55	-
<b>Curvatura</b>	C <sub>1-2</sub>	73	-
<b>Presença de água</b>	Seco	100	-
<b>Resistência (MPa)</b>	S <sub>3</sub>	100	33,10
<b>RQD teórico (%)</b>	Qualidade Boa	-	82

A dimensão dos blocos que constituem o maciço rochoso condicionam o seu comportamento, as suas propriedades de resistência e a sua deformação tornando-se, por isso, essencial calculá-lo, ou pelo menos, ter uma noção da sua representação esquemática. Como explicado anteriormente, este pode ser calculado, de forma expedita, de três formas, uma vez mais, recorreu-se ao índice volumétrico  $J_v$  (*Volumetric Joint Count*), dado por descontinuidades por  $m^3$ . Na figura 60 encontram-se discriminados os tipos de blocos para as zonas 2 e 3 do Perfil 1, enquadrando-os nas respetivas categorias como demonstrado na tabela 21. Quanto à ZG1 não é possível apresentar a blocometria devido ao elevado grau de alteração e no caso do Perfil 2, dado tratar-se de um complemento, esta análise não foi realizada.



**Figura 60** - Geometria dos blocos passíveis de extrair de ZG2 e ZG3 de S. Ovídio enquadrando-os nas categorias do índice  $J_v$  (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

**Tabela 21** - Classificação do tamanho dos blocos para as zonas do Perfil 1 do talude rochoso de S. Ovídio usando o índice  $J_v$  (descontinuidades/ $m^3$ ), (adaptado de LABCARGA & NEC, 2018).

Perfil 1	$J_v$ obtido	Categorias $J_v$	Tamanho dos Blocos	Geometria
ZG2	21 a 36	10 a 30	Pequenos	Prismática a Romboédrica
ZG3	13 a 32	10 a 30	Pequenos a Médios	Equidimensional a Prismática

Na tabela 22 reuniram-se os resultados, e as respetivas classes, para as mesmas três classificações usadas e explicadas no caso de estudo anterior: i) a “*Rock Mass Rating*” – RMR – de Bieniawski (1993); ii) a “*Slope Mass Rating*” – SMR – de Romana (1993, 2003) e iii) o “*Geological Strength Index*” – GSI (versões 1998 e 2013) – de Hoek et al. (2013), para cada zona geotécnica quantificando-as (LABCARGA & NEC, 2018).

**Tabela 22** - Qualidade do maciço rochoso para as zonas geotécnicas definidas no talude rochoso de S. Ovídio, Gaia, adaptado de Machado (2016).

Perfil	Zona	RMR <i>(Bieniawski, 1993)</i>	SMR <i>(Romana, 1993)</i>	GSI <i>(Hoek et al., 2013)</i>
1	ZG1	32	32	23
		Classe IV - Fraco	Classe IV - Fraco	Muito Fraco
	ZG2	28	39	34
		Classe IV - Fraco	Classe IV - Fraco	Fraco
	ZG3	43	58	42
		Classe III – Razoável	Classe III – Normal	Razoável
2	ZGA	47	57	38
		Classe III – Razoável	Classe III – Normal	Razoável
	ZGB	62	72	67
		Classe II – Bom	Classe II - Bom	Bom

Analisando as classificações supra, é possível concluir que a primeira zona geotécnica do Perfil 1 – ZG1 – apresenta uma qualidade muito fraca a fraca, a segunda zona – ZG2 – de qualidade fraca a razoável e a terceira – ZG3 – razoável a boa. Relativamente ao Perfil 2, ambas as zonas – ZGA e ZGB – se apresentam com uma qualidade razoável a boa.

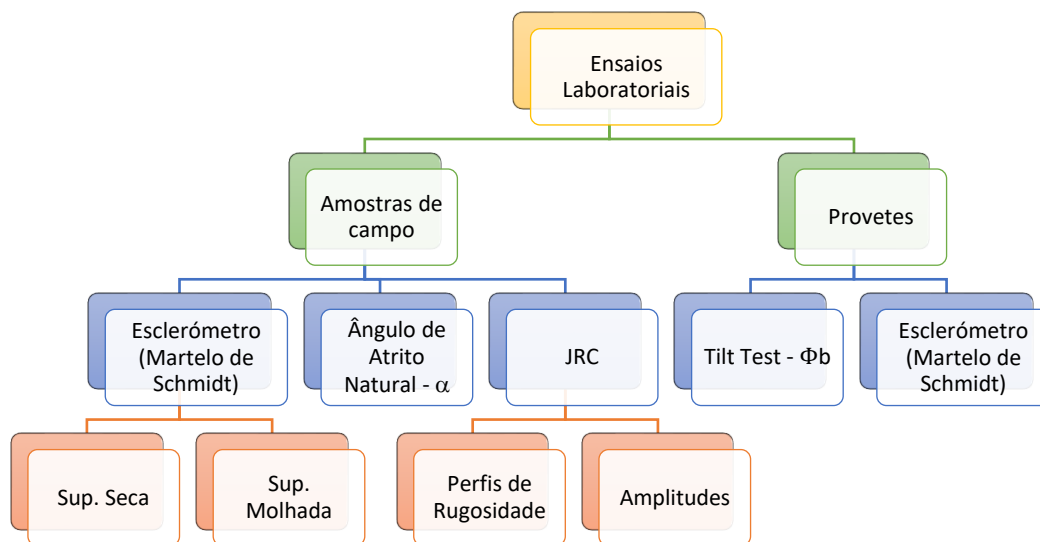
A classificação SMR para além da qualidade do maciço rochoso, consoante a classe, indica a estabilidade do maciço, o tipo de rotura que lhe está associado e a probabilidade dessa rotura ocorrer. Para uma classe II, ZGB, o maciço apresenta-se estável podendo existir a rotura de alguns blocos com uma probabilidade de 20%, para a classe III, ZG3 e ZGA, este apresenta-se parcialmente estável, com várias discontinuidades ou muitas cunhas, podendo ocorrer em 40% dos casos e para a classe IV, ZG1 e ZG2, o maciço encontra-se instável com uma rotura do tipo planar ou em grandes cunhas com uma probabilidade de ocorrência de 60% (LABCARGA & NEC, 2018).

#### 4.4. Estudos de Resistência ao Corte de superfícies rochosas

O objetivo do projeto, como referido anteriormente, centra-se na determinação do valor do ângulo de atrito de base, recorrendo ao ensaio de *tilt test* e, para isso, é necessário a recolha de amostras representativas do local de estudo, previamente caracterizado. No entanto, por forma a atestar a fiabilidade do ensaio e aceitar os resultados obtidos como fidedignos, foram realizados outros ensaios complementares e também o ensaio de resistência à compressão, realizado *in situ*, aquando da recolha das amostras.

Os ensaios complementares permitem conhecer o efeito de escala, anteriormente explicado, tentando simular o melhor possível as condições a que o maciço está sujeito realizando-se nas amostras em bruto, tal como foram recolhidas no local. Por sua vez, os ensaios de basculamento

foram realizados posteriormente em provetes pré-dimensionados, serrados e preparados. Na figura 61 encontram-se discriminados todos os ensaios realizados em laboratório. Para o efeito, foram utilizados equipamentos do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC) do ISEP, do Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada (LABCARGA) do ISEP e do Laboratório de Geotecnia da Universidade de Aveiro.



**Figura 61** – Procedimento metodológico da investigação: ensaios laboratoriais realizados no estudo da resistência das discontinuidades do maciço rochoso.

#### 4.4.1. Definição da geometria e do número de amostras

A frequência e o tipo de amostragem variam consoante cada solicitação particular — tipo de obra a realizar, o tipo de equipamento utilizado e as características do material-rocha a amostrar — sendo que as escolhas estão ainda condicionadas por condições de acesso e constrangimentos económicos e prazos. Idealmente, os ensaios de *tilt test* deveriam ser realizados recorrendo a vários provetes, por forma a abranger a maior área possível do maciço rochoso, caracterizando-o com maior fiabilidade e garantindo a sua melhor representatividade; para isso, estabeleceu-se a recolha de quatro amostras para cada um dos locais, com dimensões suficientes para viabilizar o corte dos provetes necessários em cada uma, preferencialmente amostras de geometria paralelepipedica e maciça, isto é, em bloco, uniformes no seu todo, sem muitos cantos finos ou lamelas de pequena espessura.

Os parâmetros definidos em gabinete revelaram-se mais difíceis de obter do que o esperado, como será explicado no próximo ponto, requerendo a adaptação ao local, obtendo amostras variadas. Na tabela 23 encontram-se compiladas todas as dimensões necessárias das quatro amostras recolhidas na vertente natural de S. Simão e na tabela 24 para o talude de S. Ovídio, dimensões essas medidas recorrendo a uma fita métrica, graduada em centímetros, no caso das maiores dimensões — *geometria* — e a uma régua graduada em milímetros para registar detalhes — *tamanho do grão*. As ilustrações das amostras encontram-se nas figuras 63 e 64, respetivamente.

**Tabela 23** - Dimensões das quatro amostras recolhidas na vertente natural de S. Simão, Amarante.

Amostras de S. Simão					
Código Cor: Preto		1	2	3	4
Comprimento (m)		0,240	0,260	0,255	0,490
Largura (m)	Maior	0,160	0,270	0,210	0,240
	Menor	0,130		0,180	0,130
Espessura (m)	Maior	0,090	0,150	0,100	0,150
	Menor				
Tamanho do Grão (m)		0,015	0,015	0,010	0,015
Diagonal (m)		0,260	0,330	0,260	0,540

**Tabela 24** - Dimensões das quatro amostras recolhidas no talude rochoso de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia.

<b>Amostras de Talude Escuteiros</b>				
<b>Código Cor: Verde</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Comprimento (m)</b>	0,320	0,220	0,220	0,320
<b>Largura (m)</b>	Maior	0,210	0,120	0,150
	Menor	0,125		0,090
<b>Espessura (m)</b>	Maior	0,070	0,100	0,240
	Menor		0,070	
<b>Tamanho do Grão (m)</b>	0,003	0,005	0,005	0,003
<b>Diagonal (m)</b>	0,310	0,240	0,210	0,340

#### 4.4.2. Recolha de amostras

O processo de recolha de amostras é um processo delicado que requer perícia e preocupação do operador, devendo obedecer a determinadas regras, de modo a garantir a preservação e a integridade das mesmas, assim como uma identificação detalhada das condições e a recolha de informações relevantes para o projeto.

Em maciços rochosos, a amostragem é realizada por blocos, obedecendo a quatro etapas fundamentais para a sua realização: i) corte grosseiro da amostra, ii) talhamento do bloco, iii) selagem da amostra e iv) separação do maciço. Esta técnica é tida como ideal, por não estar condicionada pelos danos da intrusão de elementos estranhos aos maciços, estando limitada a condições e situações muito particulares, apresentando como principal vantagem a qualidade das amostras.

Neste caso, as amostras recolhidas não foram propriamente escolhidas pelas suas características preencherem os critérios pretendidos mas sim pela facilidade de as obter, uma vez que se trata de fragmentos do maciço já destacados ou em queda iminente.

11Na figura 62 encontra-se ilustrado o processo de marcação das amostras, já no laboratório, após a sua separação em caixas, consoante o local de recolha e na tabela 25 registaram-se os pesos das amostras, obtidos recorrendo a uma balança laboratorial de precisão.

**Tabela 25** - Pesos das amostras recolhidas.

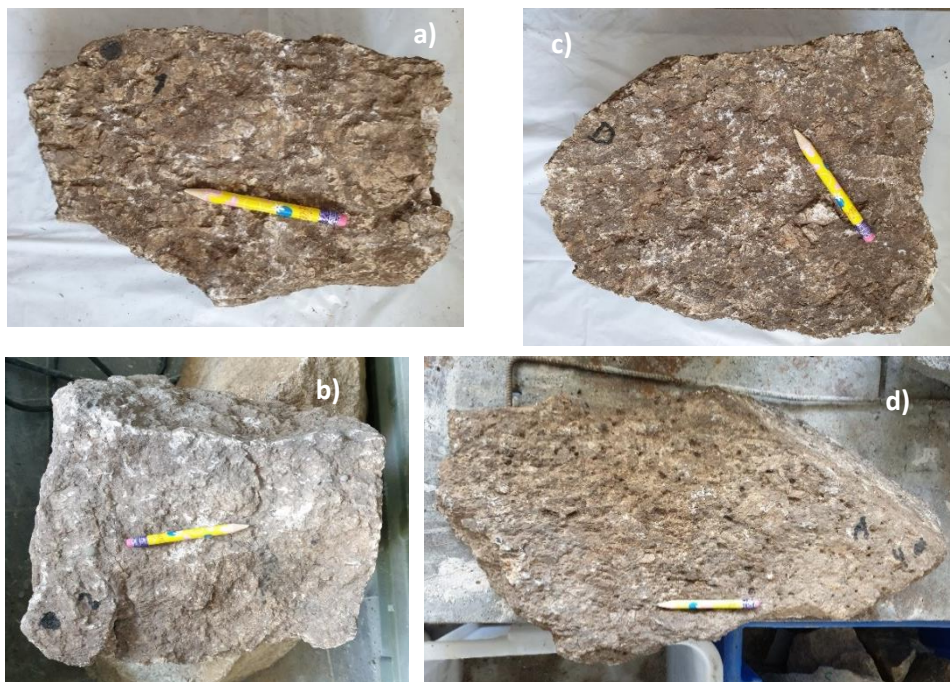
<b>Amostra</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>S. Simão</b>				
<b>Peso (Kgf)</b>	6,148	15,422	10,436	22,418

S. Ovídio				
Peso (Kgf)	4,532	3,968	5,296	13,450

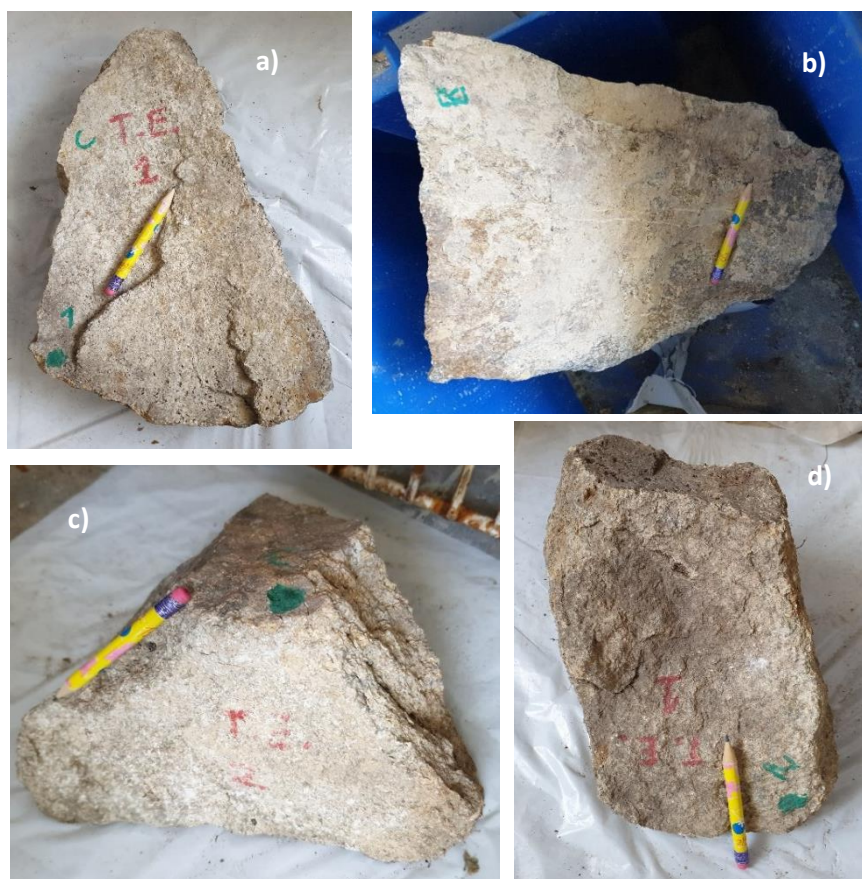


**Figura 62** - Separação e marcação das amostras.

Na figura 63 agruparam-se as quatro amostras recolhidas em Amarante, cujas dimensões constam na tabela 23 e na figura 64 as quatro recolhidas em Vila Nova de Gaia, cujas dimensões se encontram na tabela 24 usando um lápis amarelo com 9,5 centímetros (da borracha ao bico) servindo de efeito de escala.



**Figura 63** - Amostras de granito recolhidas em S. Simão, Amarante: a) A1, b) A2, c) A3 e d) A4.

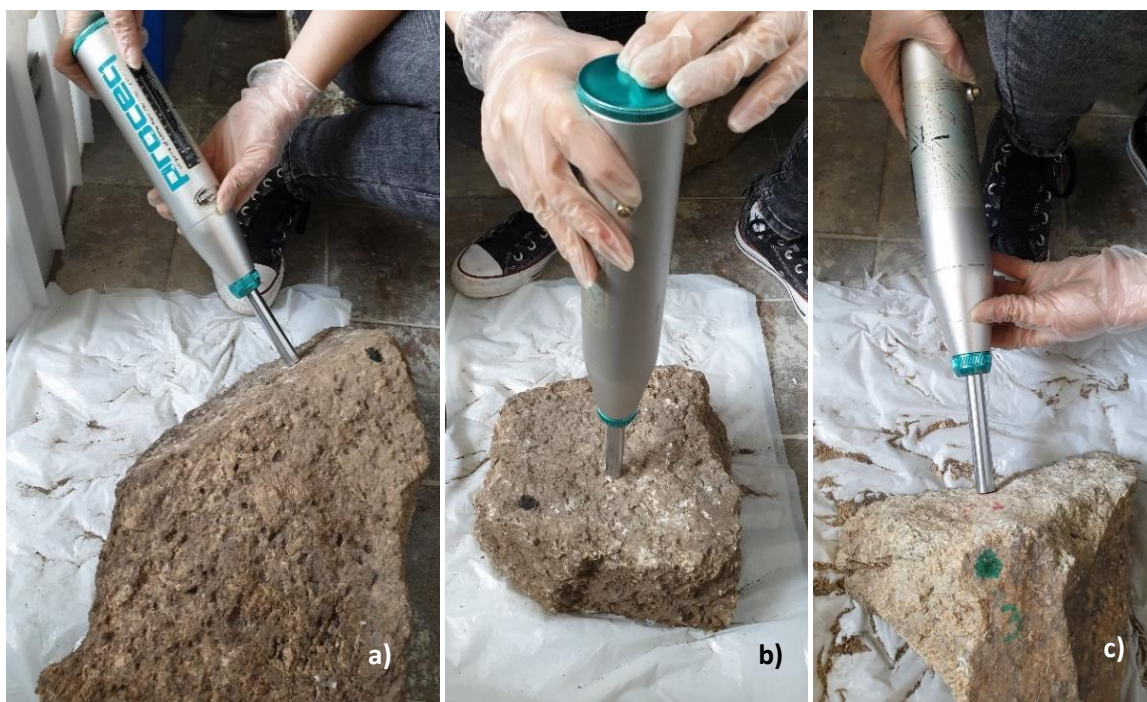


**Figura 64** - Amostras de granito recolhidas em S. Ovídio, Vila Nova de Gaia: a) A1, b) A4, c) A3 e d) A2.

#### 4.4.3. Definição do número de ensaios

O primeiro ensaio realizado em laboratório foi o ensaio esclerométrico portátil, o designado martelo de Schmidt, tendo sido usado o Proceq tipo L, com o objetivo de confrontar os valores obtidos nas descontinuidades do maciço rochoso, enquanto uma estrutura global e os valores obtidos numa parte representativa deste, permitindo estabelecer uma correspondência com a resistência à compressão simples uniaxial e enquadrando-o numa classe de resistência, como mencionado nos parâmetros a analisar *in situ* (ponto 2.2.1).

A sua realização em laboratório difere ligeiramente do *in situ*, sendo registados os valores de 25 ressaltos distribuídos pelas faces mais lisas e planas da amostra, obtendo-se o valor final através da rejeição dos cinco valores mais elevados, jogando do lado da segurança, e fazendo a média com os 20 restantes. Na figura 65 está ilustrada a realização do ensaio em três amostras; a primeira (a) e a segunda (b) pertencem à vertente natural de S. Simão e a terceira (c) ao talude rochoso de S. Ovídio, mostrando-se as diferentes orientações do martelo.



**Figura 65** - Realização do ensaio com martelo de Schmidt Proceq tipo L nas amostras recolhidas.

O segundo ensaio realizado foi a determinação do ângulo de atrito natural, sendo o procedimento do ensaio em tudo semelhante ao ensaio fulcral neste projeto, o *tilt test*. A necessidade de o executar surgiu da vontade de quantificar e parametrizar as amostras o mais exaustivamente possível, compilando e comparando os resultados de diversos ensaios, podendo apresentar uma conclusão confiável e realista e, posteriormente, determinar analiticamente JRC.

Inicialmente, para cada caso, escolheram-se duas das quatro amostras existentes, selecionando qual seria a inferior e a superior, marcando com letras as faces de escorregamento, A e B para a placa inferior e C e D para a superior, registrando o valor do ângulo para cada combinação possível – AC, AD, BC e BD – e executando o ensaio dos dois lados, isto é, com a orientação de inclinação esquerda/direita e direita/esquerda. Dado tratar-se de *amostras em bruto*, a construção de um protótipo que suportasse o seu peso requeria a utilização de materiais metálicos como aço, pelo que foi realizado de forma rudimentar e manual.

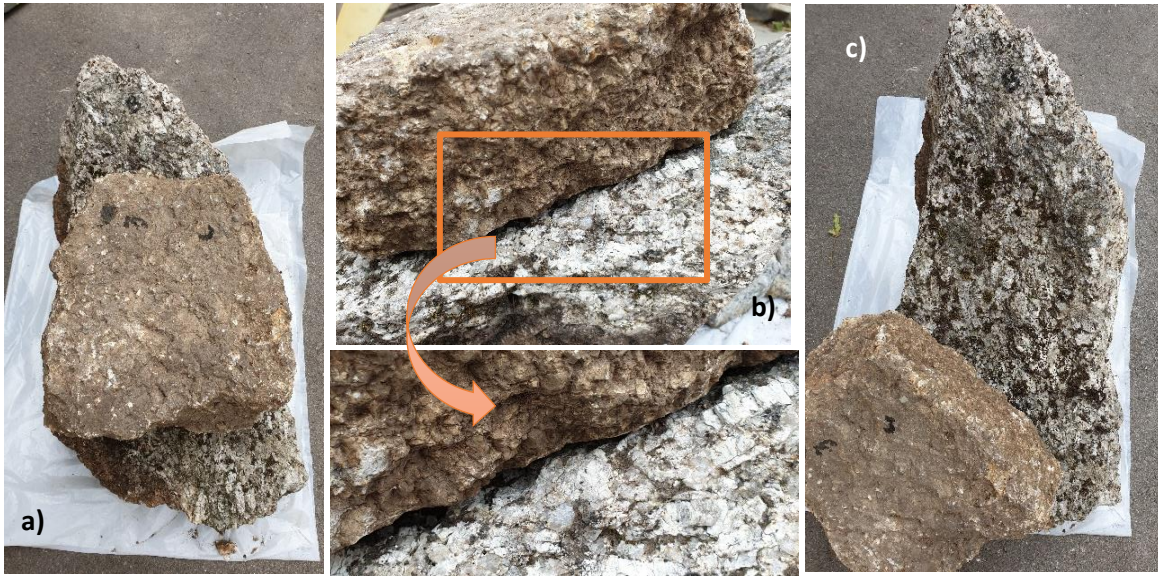
A amostra superior foi colocada sobre a amostra inferior, tendo sido usado um macaco mecânico, em aço, especificamente tipo joelho, acionado por manivela de viatura habilitado para 1 tonelada, para levantar as amostras até uma altura *confortável*, estabilizando-as com cubos graníticos, para facilitar a carga manual até ocorrer o deslizamento da placa superior. A medição do ângulo de atrito foi conseguida com um transferidor de quadro escolar, amarelo, de plástico com 50 cm de comprimento e 30 cm de altura, permitindo a correta visualização do ângulo formado com a horizontal. O ensaio repetiu-se para

as quatro combinações definidas em ambas as direções – tabela 26, registando-se o procedimento fotograficamente – figuras 66 a 67.

**Tabela 26** - Combinações estudadas para a determinação do ângulo de atrito natural para os dois casos de estudo.

<b>Ângulo de Atrito Natural - <math>\alpha</math></b>					
<b>Amostras rochosas da vertente de S. Simão (Amarante)</b>					
<b>Amostras Estudadas</b>			<b>3 e 4</b>		
<b>Combinações das Amostras Estudadas</b>					
		<b>AD</b>	<b>AC</b>	<b>BD</b>	<b>BC</b>
<b>Descrição Posicionamento</b>	<b>Amostra Superior</b>	3D	3C	3D	3C
	<b>Amostra Inferior</b>	4A	4A	4B	4B
<b>S. Ovídio</b>					
<b>Amostras Estudadas</b>			<b>1 e 4</b>		
<b>Combinações das Amostras Estudadas</b>					
		<b>AD</b>	<b>AC</b>	<b>BD</b>	<b>BC</b>
<b>Descrição Posicionamento</b>	<b>Amostra Superior</b>	1D	1C	1D	1C
	<b>Amostra Inferior</b>	4A	4A	4B	4B

Na figura 66 agruparam-se as fotografias representativas do procedimento do ensaio para o caso de S. Simão; em a) a colocação da placa superior da amostra 3 do lado D sobre a amostra 4 do lado B, em b) o encaixe das rugosidades de ambas as amostras, em pormenor ampliado e em c) o resultado final do ensaio, após o deslizamento da placa superior.



**Figura 66** - Determinação do ângulo de atrito natural para a combinação 4B3D, com inclinação pela esquerda, de S. Simão, Amarante.

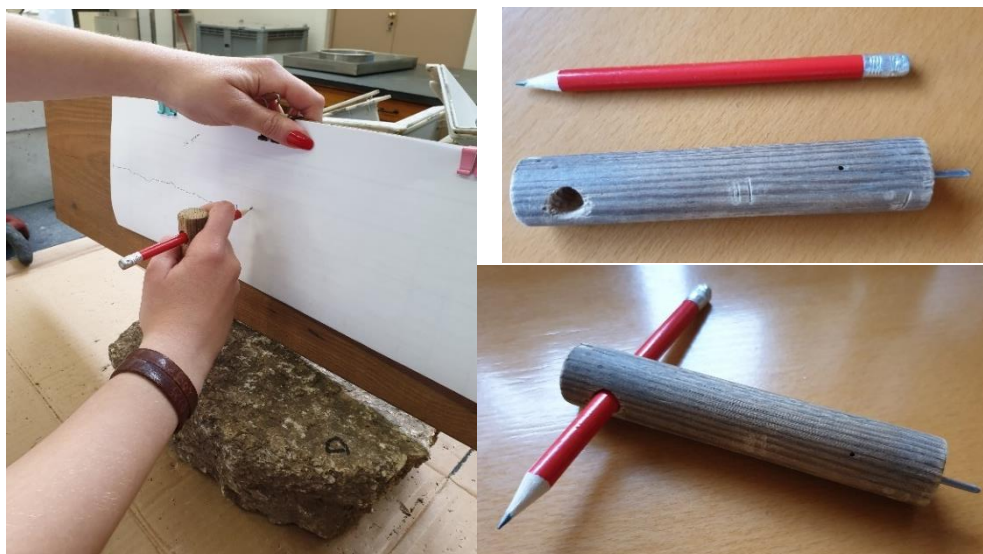
E para o caso de Santo Ovídio, figura 67, seguindo o mesmo raciocínio, ilustrou-se o procedimento para a amostra 1 do lado C sobre a amostra 4 do lado A. No anexo 7.4 encontram-se todas as fotografias ilustrativas tiradas durante o ensaio para as combinações definidas.



**Figura 67** - Determinação do ângulo de atrito natural para a combinação 4A1C, com inclinação pela esquerda, de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia.

O terceiro ensaio consistiu no esboço esquemático dos perfis de rugosidade das superfícies de escorregamento, segundo Barton & Choubey (1977) para a determinação do parâmetro JRC (Joint Roughness Coefficient) das amostras utilizadas no ensaio anterior para a avaliação do ângulo de atrito natural, ou seja, as amostras 3 e 4, no caso de S. Simão e as amostras 1 e 4, para Santo Ovídio. Este ensaio

caracteriza-se pela sua simplicidade e rapidez de execução, revelando informações muito úteis para detalhar a rugosidade característica da amostra. Na figura 68 estão ilustrados o seu procedimento e o equipamento utilizado designado por "perfilografador", desenvolvido recorrendo a um pedaço cilíndrico de madeira onde se acoplou um bico metálico numa das extremidades e se abriu um orifício, para a introdução do lápis, na extremidade oposta, sendo este um modelo simples e de forma mais ergonómica que o proposto pelo Professor Shi-Gui Du, em 1997, que lhe serviu de base (pormenores do "perfilografador" em Yong et al., 2018). Inicialmente, pensou-se na elaboração de uma abordagem expedita que permitisse segurar apenas na prancheta, fixando o mecanismo de desenho, o lápis e a base que percorre as irregularidades da superfície rochosa, que se designará por copiador, de forma a reduzir a intervenção humana. A ideia seria a colocação de um braço articulado face à necessidade de mudança constante de folha de papel. Porém, seria retirado ao ensaio o seu cariz prático e expedito, tendo sido realizado de forma *tradicional*, à medida que a mão empurra o suporte de madeira, o copiador percorre a superfície rochosa, transmitindo a informação ao lápis que, por sua vez, reproduz as irregularidades traçando na folha de papel, presa com ganchos metálicos à prancheta (com comprimento superior a A3). A ponteira do copiador é de aço, sendo conveniente apresentar-se um pouco desgastada para melhor deslizar ao longo da superfície.



**Figura 68** - Procedimento e material utilizado para a realização do ensaio dos perfis de rugosidade: prancheta, lápis e arranhador.

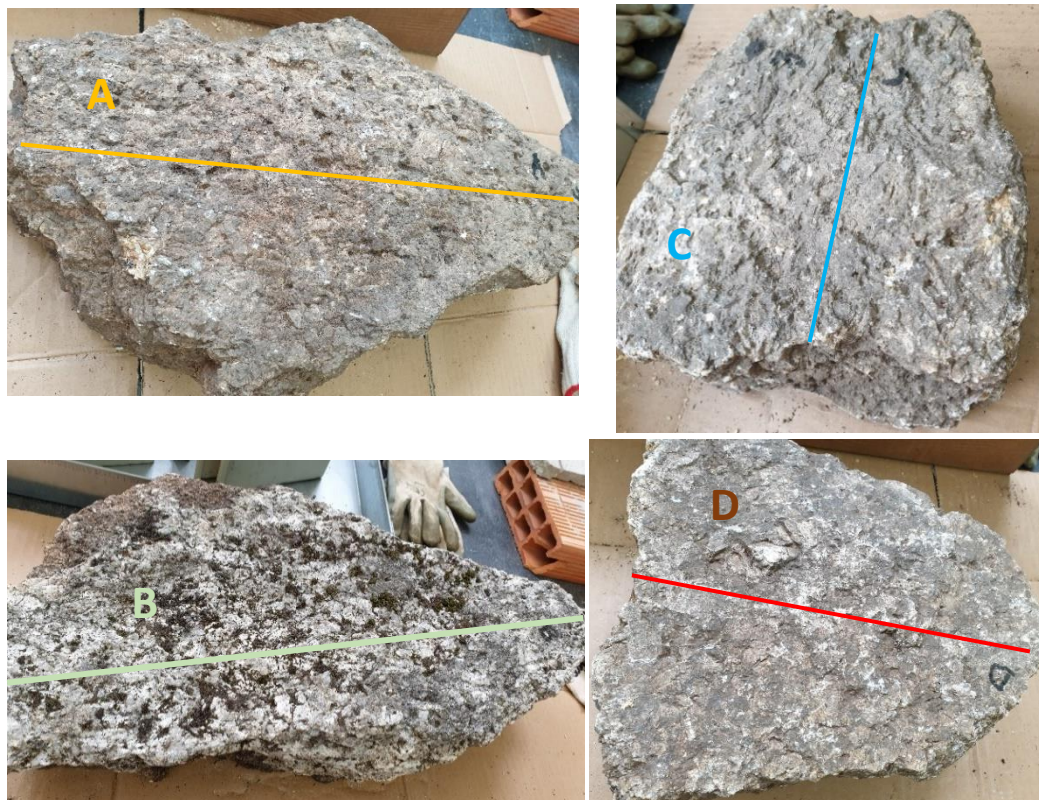
Como explicado anteriormente, no ponto 2.3, o JRC é o coeficiente de rugosidade da descontinuidade, sendo um parâmetro determinante na avaliação da resistência ao corte da descontinuidade, e a realização deste ensaio possibilita concluir qual o perfil de rugosidade que a superfície em estudo apresenta, permitindo enquadrá-lo no intervalo de valores desse coeficiente através dos perfis de rugosidade definidos por Barton & Choubey, 1977 (figura 12).

A escolha da localização, e conseqüente comprimento, dos perfis centrou-se na maior dimensão possível de cada face estudada, variando de amostra para amostra, sendo maioritariamente diagonais. O seu sentido partiu sempre do canto oposto ao identificado com o marcador, acabando na letra escrita, os comprimentos encontram-se listados na tabela 27 e os perfis nas figuras 69 para S. Simão, e 70 para S. Ovídio.

**Tabela 27** - Comprimento, em metros, dos perfis realizados ilustrados nas figuras abaixo.

Perfil JRC				
Amostras S. Simão				
Código Cor: Preto	A	B	C	D
<b>Comprimento (m)</b>	0,45	0,52	0,24	0,25
Amostras S. Ovídio				
Código Cor: Verde	A	B	C	D
<b>Comprimento (m)</b>	0,28	0,32	0,30	0,25

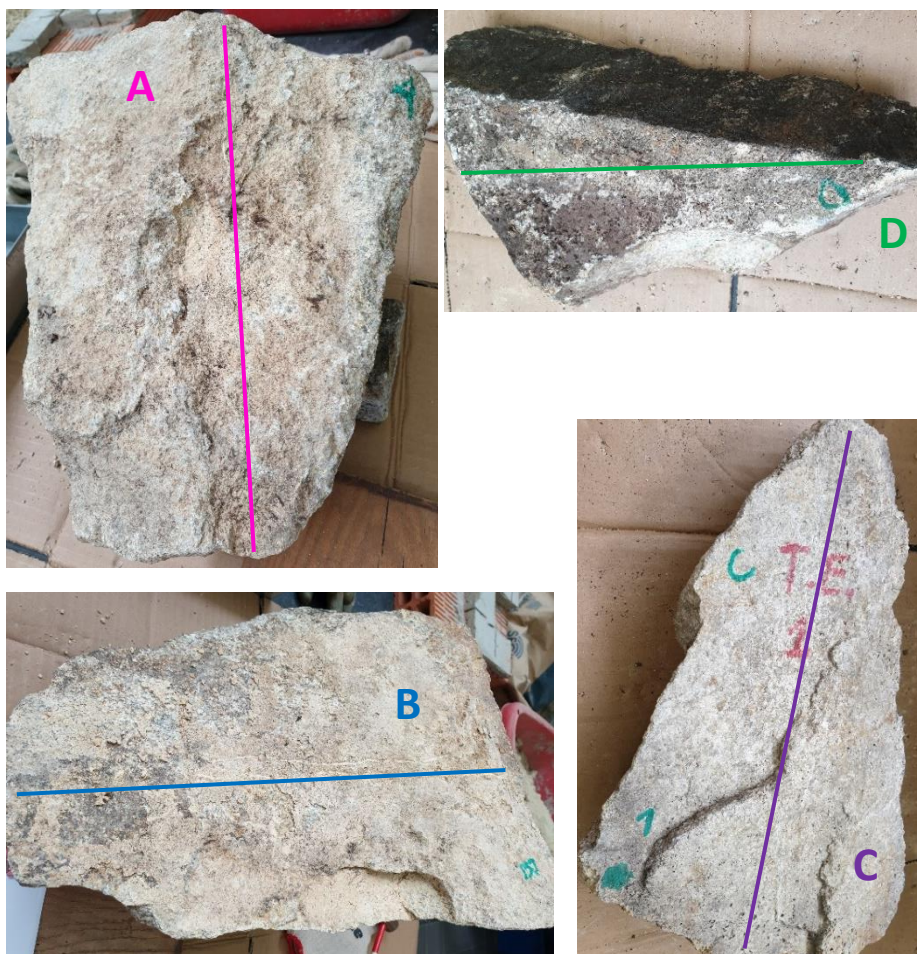
Na figura 69 para o caso de S. Simão, foram utilizadas as amostras 3 e 4. A primeira foi dividida em C e D, estando os perfis pintados a azul ciano e a vermelho respetivamente e a segunda foi repartida em A e B com perfis ilustrados a amarelo e verde claro, respetivamente.



**Figura 69** - Marcação dos perfis nas amostras de S. Simão, Amarante.

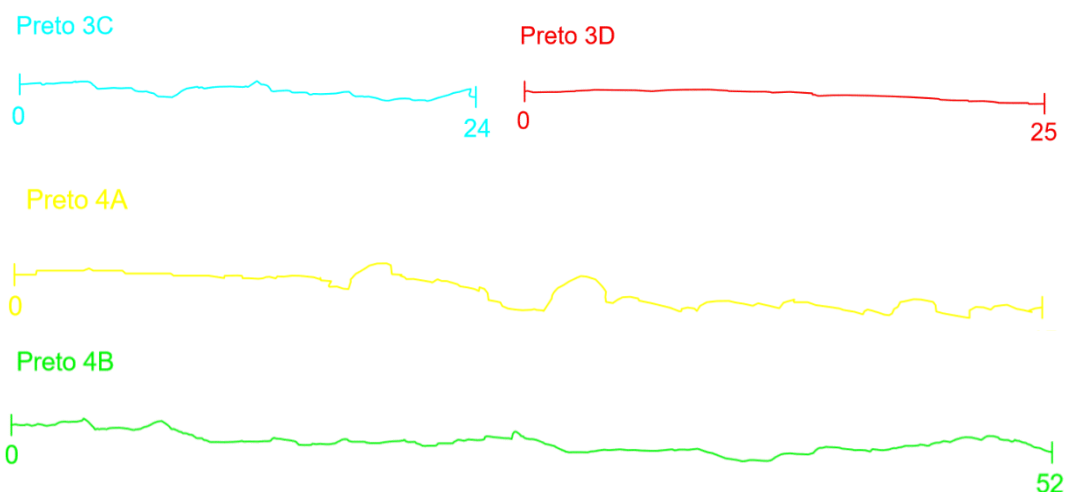
---

Na figura 70, para o caso de Santo Ovídio, utilizaram-se as amostras 1 e 4. A primeira foi dividida em C e D, estando o perfil pintado a roxo e a verde escuro, respetivamente e a segunda foi repartida em A e B e os perfis encontram-se ilustrados a magenta e azul escuro, respetivamente.



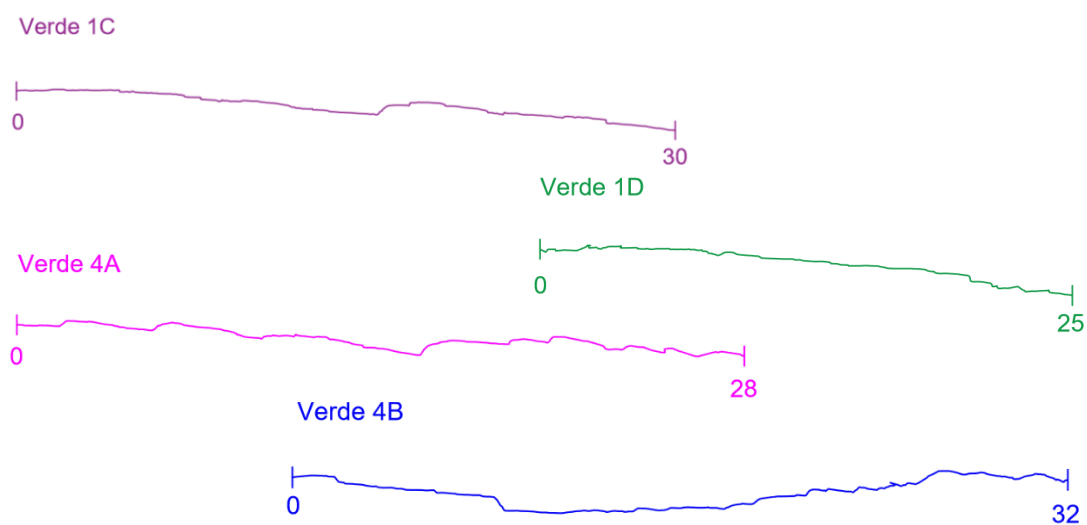
**Figura 70** - Localização dos perfis executados nas amostras de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia.

Os esboços obtidos transformaram-se para formato digital e apresentam-se no anexo 7.5. No entanto, por forma a torná-los legíveis e perceptíveis para o seu estudo, estes foram transcritos, recorrendo ao software AutoCad, e coloridos, permitindo uma célere correspondência entre o perfil e a respetiva amostra.



**Figura 71** - Perfis de rugosidade, em cm, obtidos nas amostras de S. Simão, Amarante.

Na figura 71 encontram-se os perfis desenhados para S. Simão e na figura 72 para S. Ovídio com o respetivo comprimento indicado em centímetros (sem escala).



**Figura 72** - Perfis de rugosidade, em cm, obtidos nas amostras de S. Ovídio, Vila Nova de Gaia.

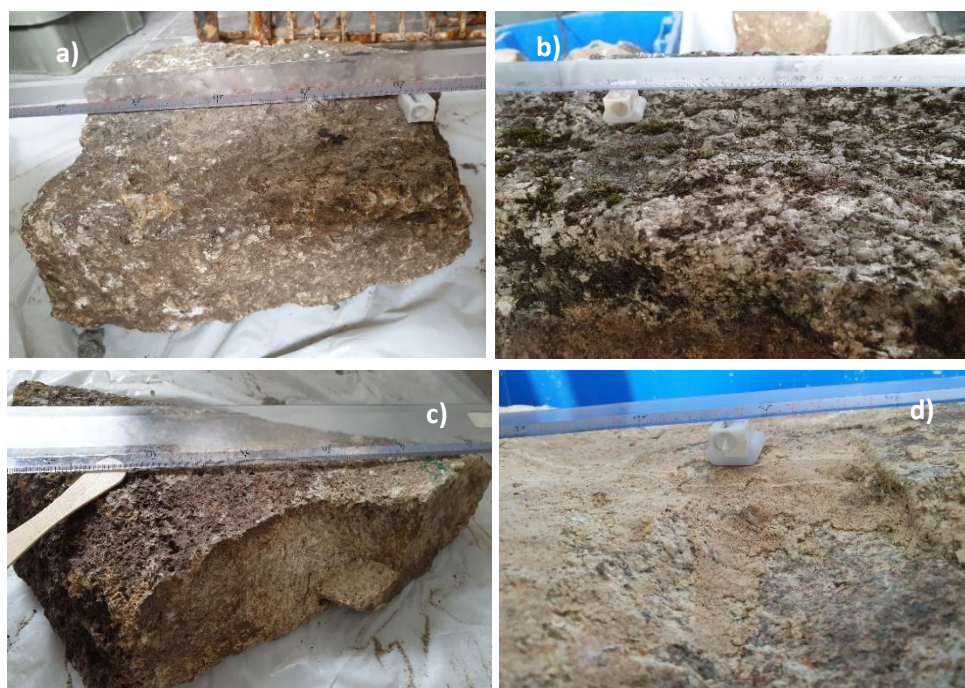
O quarto e último ensaio realizado nas amostras em bruto consistiu na aplicação do segundo método para a determinação do parâmetro JRC de Barton (1982), explicado no ponto 2.3. Esse método, igualmente simples e expedito, centrando-se na medição da amplitude do perfil executado com o método anterior, através da colocação de uma régua, graduada em milímetros, suficientemente comprida, que abarque toda a amostra e apoie nas suas extremidades, medindo a distância entre a superfície da rocha e a base da régua. Neste projeto, por forma a simplificar o processo de medição, por se tratar de pequenas amplitudes, utilizaram-se indicadores de espessura com as dimensões definidas na tabela 28.

Foram escolhidos estes indicadores por serem comuns e de dimensões padronizadas, no entanto, poderiam ter sido usadas peças de madeira de diferentes espessuras ou uma craveira.

**Tabela 28** - Espessuras dos indicadores utilizados para obter a amplitude dos perfis de rugosidade.

Indicador		Espessura (mm)
Tampa transparente de <i>pendrive</i>		8
Tira de madeira		2
Apara-lápis	Extremidade aberta	11
	Ponto central	9
	Extremidade fechada	7

Na figura 73 ilustrou-se o procedimento de obtenção da amplitude recorrendo, quando necessário, aos indicadores, individualmente ou combinados, para as amostras 3 e 4 de S. Simão – a) e b) e para as amostras 1 e 4 de S. Ovídio – c) e d), utilizando a localização e o comprimento dos perfis desenhados com o método anterior. Antes da realização laboratorial do ensaio, este foi executado recorrendo aos perfis de rugosidade, obtidos pelo método anterior. Porém os resultados obtidos permitiram concluir que não seria possível realizá-lo através do desenho dos perfis, uma vez que ao traçar a linha horizontal, simulando a régua, para ligar os extremos do perfil, a amplitude assumia valores muito elevados obtendo, no gráfico, sempre o valor JRC máximo. O que não se verificou com a realização laboratorial deste ilustrando as diferenças entre perfis.



**Figura 73** - Determinação da amplitude dos perfis de rugosidade para S. Simão: a) amostra 3C com apara-lápis até ao centro e b) amostra 4B com a combinação apara-lápis e tampa e para S. Ovídio: c) amostra 1D com tira de madeira e d) amostra 4B com a mesma combinação que S. Simão.

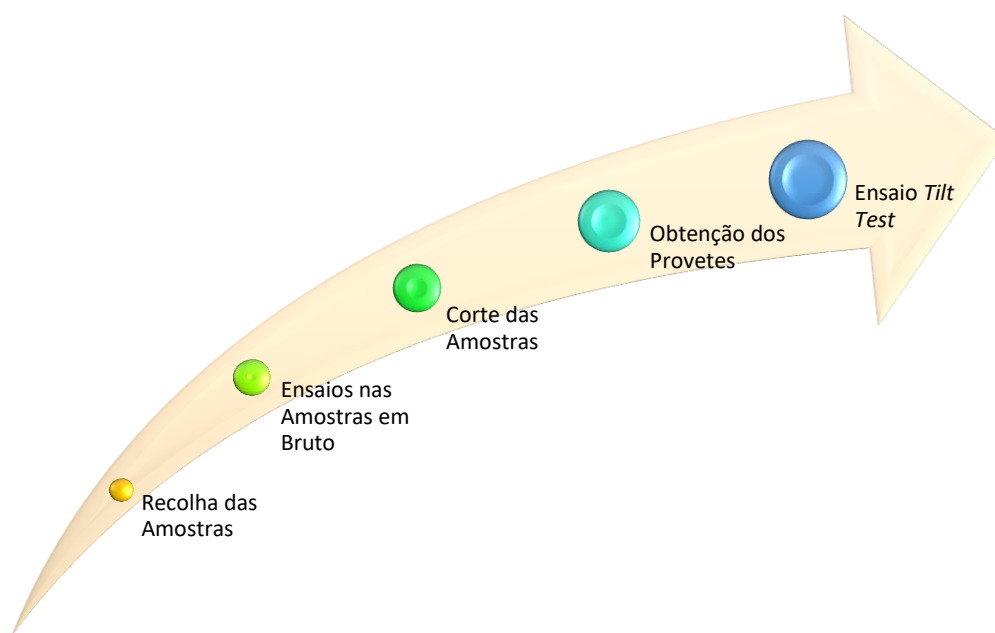
Na tabela 29 reuniram-se os dados obtidos para as amplitudes medidas para os dois casos de estudo.

**Tabela 29** - Amplitudes, em mm, obtidas para os dois casos de estudo.

Perfil JRC				
Amostras S. Simão				
Código Cor: Preto	A	B	C	D
<b>Amplitude (mm)</b>	15	18	8	7
Amostras S. Ovídio				
Código Cor: Verde	A	B	C	D
<b>Amplitude (mm)</b>	10	16	20	3

#### 4.4.4. Preparação das amostras

Após a realização dos ensaios supracitados nas amostras em bruto, a verificação dos resultados obtidos e eventuais confirmações dos mesmos, as amostras foram *libertadas* para as próximas etapas do projeto, etapas essas que se encontram ilustradas na figura 74.



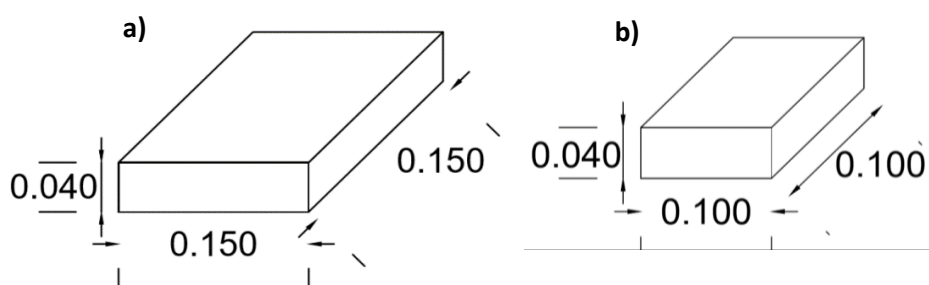
**Figura 74** - Sequência das etapas até ao objetivo principal do projeto – ensaios *tilt test*.

A primeira etapa é o processo de corte, permitindo transformar as amostras iniciais nos provetes com as dimensões pretendidas para a realização dos ensaios de basculamento. A definição dessas dimensões baseou-se nos critérios recomendados pela ISRM – ilustrado na figura 24 – para provetes

retangulares/quadrados, tendo-se compilado na tabela 30 os critérios a seguir e os respectivos valores, quer os definidos numa fase provisória quer os adotados. Inicialmente, as dimensões definidas para os provetes eram 150 x 150 x 40 mm – figura 75 a) – passando as adotadas para 100 x 100 x 40 mm – figura 75 b). As dimensões adotadas, embora não cumpram as mais recentes recomendações, foram necessárias para se adaptarem às dimensões das amostras, uma vez que as dimensões iniciais inviabilizavam, em alguns casos de estudo, a materialização do número de provetes necessários para a investigação. As dimensões adotadas seguem as premissas anteriormente definidas por Alejano et al. (2012). Apesar de as diferenças existentes entre as amostras, para os dois casos de estudo, as dimensões dos provetes serão iguais, permitindo, posteriormente, uma comparação entre estas.

**Tabela 30** - Comparação entre os critérios recomendados pela ISRM e os valores adotados.

Critérios	Inicial	Adotado
$l > 10 \times$ tamanho grão (min 50 mm)	150	100
$w/h > 4$	3,75	2,50
$l/h > 4$	3,75	2,50
$w \times l > 50 \text{ (cm}^2\text{)}$	225	100

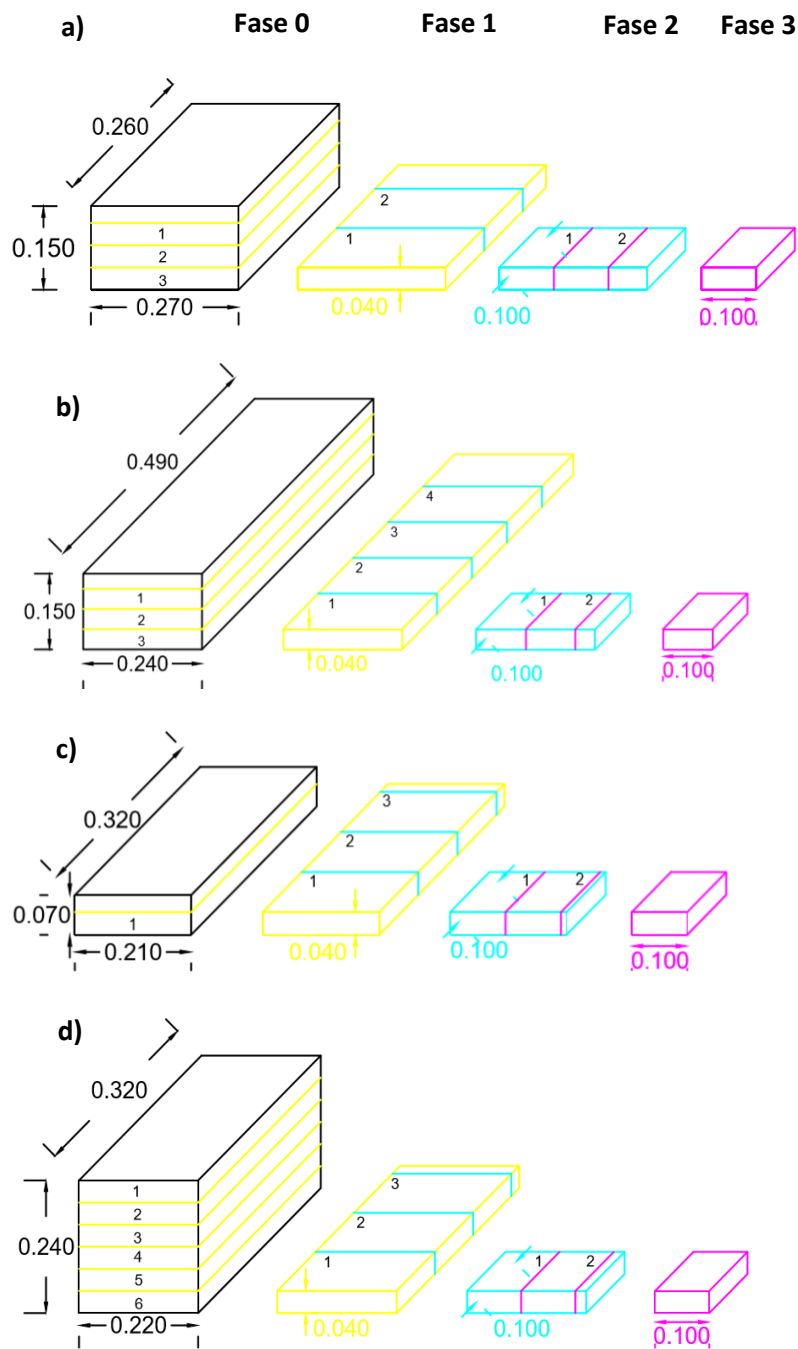


**Figura 75** - Dimensões dos provetes: a) iniciais e b) adotadas.

De entre todas as amostras, selecionaram-se as necessárias para extrair quatro provetes – três para os ensaios de *tilt test* e um para um ensaio de Martelo de Schmidt. Antes de decidir o número de provetes necessários, consoante o número de resultados pretendidos, foram elaborados os esquemas de corte, permitindo perceber quantos provetes seria possível extrair-se de cada amostra – figura 76. Os esquemas foram representados para as amostras mais uniformes de cada caso de estudo, extrapolando para as restantes, compilando os resultados na tabela 31, optando pelo lado da segurança e contabilizando um número menor do que o obtido.

**Tabela 31** - Número de provetes passíveis de extrair de cada amostra para ambos os casos de estudo.

Amostra	1	2	3	4
<b>S. Simão</b>				
Número de Provetes	4	6	4	12
<b>S. Ovídio</b>				
Número de Provetes	6	2	2	20



**Figura 76** - Sequência de corte dos provetes: a) A2 S. Simão, b) A4 S. Simão, c) A1 S. Ovídio e d) A4 S. Ovídio.

As amostras foram cortadas na Cooperativa dos Pedreiros, sediada em São Mamede de Infesta, Matosinhos. As amostras selecionadas para o corte foram as de maiores dimensões, garantindo a correta execução dos provetes. No caso de S. Simão as amostras escolhidas foram a A2 e a A4 e no caso de Santo Ovídio as amostras A1 e A4, devidamente identificadas e separadas em caixas para que não se misturassem durante o processo de carga, descarga e corte. De modo a ilustrar os dois primeiros processos agruparam-se as fotografias na figura 77.



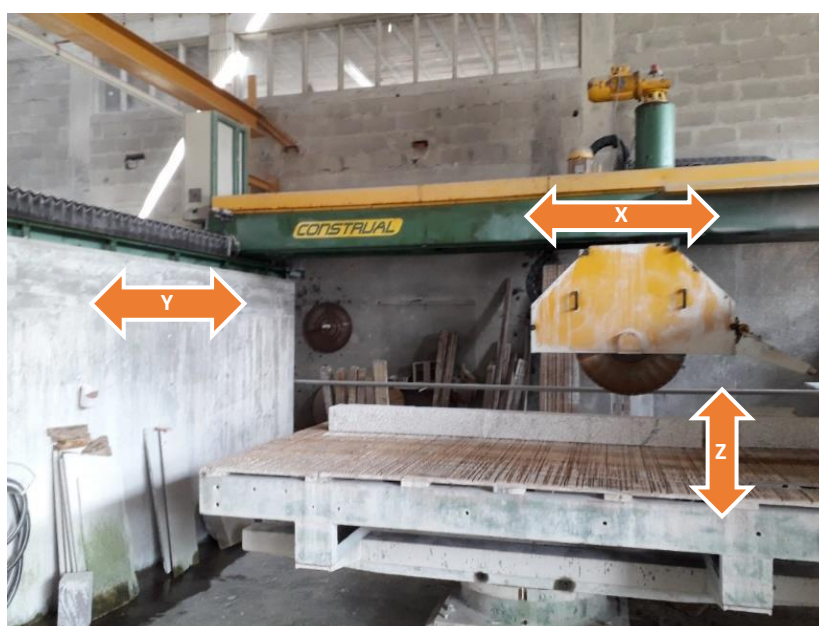
**Figura 77** - Identificação e separação em caixas das amostras selecionadas, para ambos os casos, no processo de carregamento no laboratório e no descarregamento na Cooperativa dos Pedreiros.

O processo de corte executou-se recorrendo a uma mesa de disco diamantado automatizada, controlada por um operador através de um sistema de coordenadas, gerindo todos os movimentos. As características e dimensões do equipamento registaram-se na tabela 32. Na figura 78 é possível observar a disposição da mesa e a orientação do disco, sendo que este se desloca horizontalmente (sentido O-E), realizando o corte – identificado pelo eixo X, auxiliado por jatos de água e o pórtico que suporta o disco desloca-se longitudinalmente (no sentido N-S), permitindo ajustar a zona de corte – identificada pelo eixo Y e consoante a espessura das amostras a cortar, a mesa permite uma elevação ou redução, ajustando-se à amostra, uma vez que o disco é fixo – identificado pelo eixo Z.

**Tabela 32** - Características do equipamento de corte fornecidas pela Cooperativa dos Pedreiros (pormenores do equipamento da Construal em: <http://www.construal.pt/pt/produtos/14/cb>).

<b>Caraterísticas do Equipamento de Corte</b>	
<b>Gerais</b>	
<b>Marca do Equipamento</b>	Construal
<b>Modelo</b>	CB-02
<b>Marca do Motor</b>	WEG
<b>Ferramenta de Corte</b>	Disco diamantado
<b>Equipamento</b>	
<b>Ano de Fabrico</b>	2005

<b>Número de Série</b>		08
<b>Peso (Kg)</b>		6500
<b>Potência Elétrica</b>	Volts	380
	Hz	50
<b>Potência Total (kW)</b>		34,8
<b>Movimentos Máximos (mm)</b>	Eixo Y	3400
	Eixo X	4000
	Eixo Z	600
<b>Ângulo de Giro da Mesa</b>		360°
<b>Dimensões da Mesa (mm)</b>	Comprimento	3000
	Largura	1800
<b>Arrefecimento / Limpeza</b>		Água
<b>Consumo de Água (l/min)</b>		50 a 90
<b>Pressão da Água (bar)</b>		3



**Figura 78** - Equipamento de corte com os respectivos movimentos realizados pela mesa e o disco diamantado: eixo Y deslocamento N-S, eixo X deslocamento O-E e eixo Z deslocamento em altura.

A ferramenta de corte – disco diamantado – obedece a uma penetração máxima de 1/3 do diâmetro total do disco, deixando visível 2/3 deste, correspondendo sensivelmente a 433 mm. À data de fabrico, em 2005, a largura do disco era de 5 mm, mas atualmente este mede 4 mm, devido ao desgaste. Na tabela

33 compilou-se a informação relevante referente às características e dimensões do disco diamantado e em complemento, na figura 79, ilustrou-se em pormenor o elemento de corte constituído por 92 *dentes* agrupados dois a dois com intervalos regulares entre si.

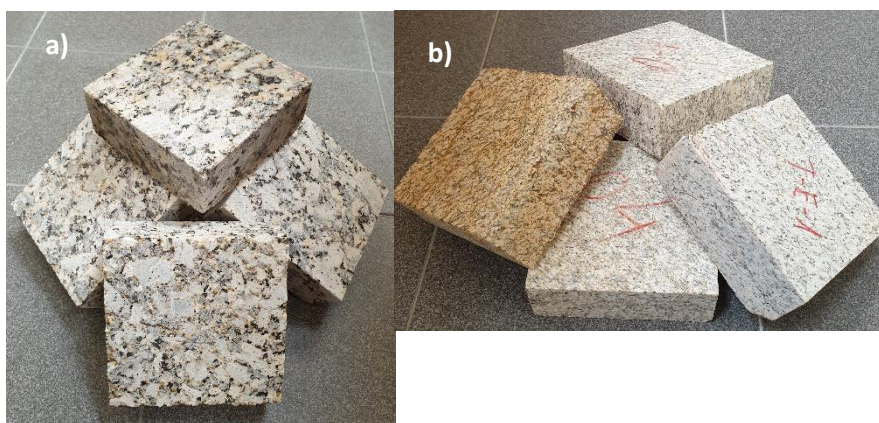
**Tabela 33** - Características e dimensões da ferramenta de corte – disco diamantado – gentilmente fornecidas pela Cooperativa dos Pedreiros.

Disco de Corte Diamantado		
Diâmetro (mm)		1300
Largura (mm)		5
Número de <i>Dentes</i>		92
Número de Grupos		46
Comprimento do <i>Dente</i> (mm)		16
Comprimento do Grupo (mm)		40
Separadores	Comprimento (mm)	14
	Espaçamento (mm)	5



**Figura 79** – Ferramenta de corte e pormenor do elemento de corte: 1) *dente*, 2) grupo e 3) separador.

As recomendações de corte foram seguidas através de um corte limpo, preciso e único e os provetes apresentam-se uniformes, bem acabados com os cantos terminados, na maioria dos provetes, e as superfícies de contacto encontram-se planas, mantendo a rugosidade característica de cada amostra evitando, assim, o escorregamento antecipado pelo excessivo polimento das superfícies – figura 80.



**Figura 80** - Provetes obtidos pelo processo de corte: a) S. Simão (5) e b) S. Ovídio (4).

Na tabela 34 compilou-se a informação referente aos pesos individuais dos provetes obtidos. Para S. Simão os cinco provetes apresentam-se idênticos, com cerca de 1 Kg e para S. Ovídio, os pesos dos quatro provetes diferem um pouco, oscilando entre 900 g e 1000 g.

**Tabela 34** - Peso dos provetes dos dois casos de estudo.

Amostras S. Simão					
Provete	AB	CD	1	2	3
Peso (Kg)	1,034	1,034	1,032	1,038	1,034
Amostras S. Ovídio					
Provete	AB	CD	Amarelo	Cinza	-
Peso (Kg)	0,964	0,970	0,862	0,934	-

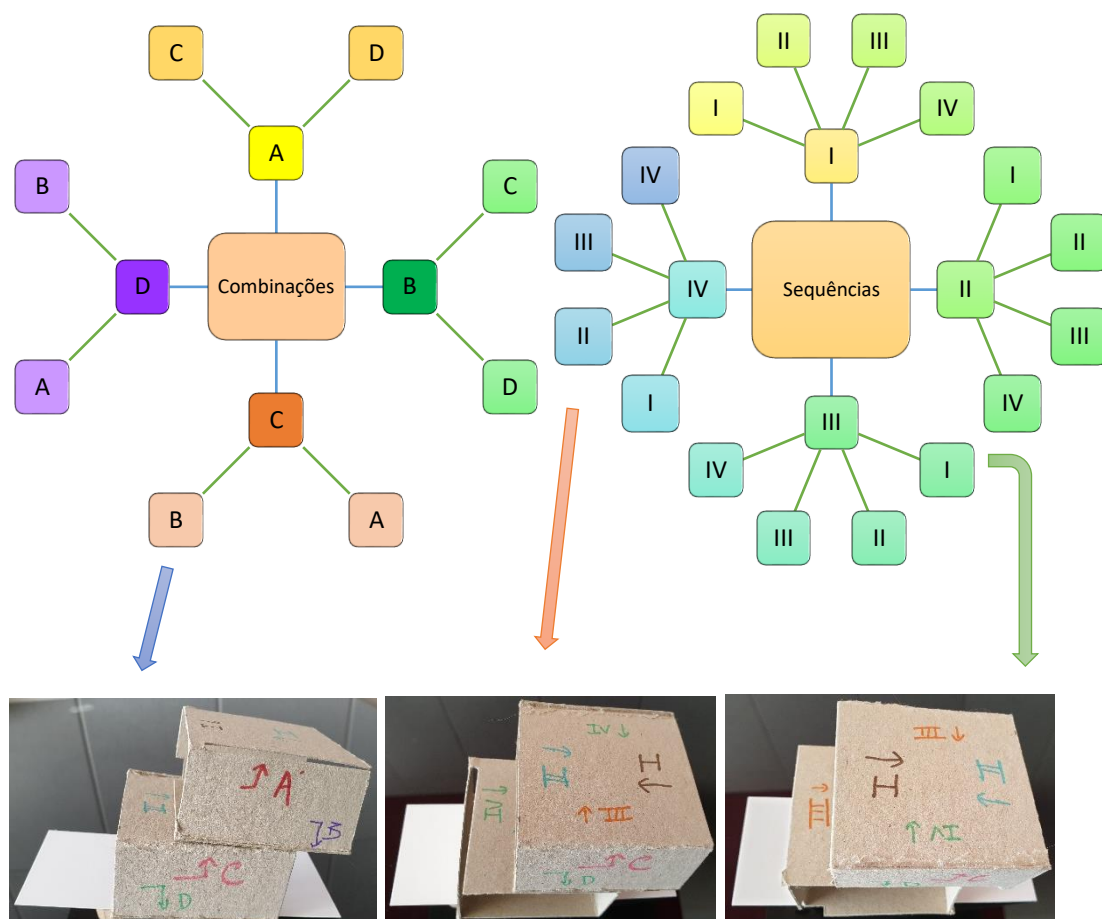
Devido à fragilidade dos provetes de S. Simão, pela presença de megacristais de feldspato e grão grosseiro, em vez dos quatro provetes pedidos inicialmente foram executados cinco, para prevenir a eventualidade de algum quebrar ou fissurar, sendo visível a dificuldade em manter as arestas lisas e os cantos definidos.

#### 4.4.5. Realização dos ensaios e registo dos resultados

Inicialmente, os três provetes obtidos das amostras iniciais, para cada caso de estudo, permitiriam a realização de múltiplos ensaios de basculamento, tendo-se agrupado na figura 81 todas as combinações

possíveis a realizar, numerando as superfícies do provete alfabeticamente e a sequência de deslizamento numericamente, recorrendo à numeração romana, perfazendo 24 combinações e 4 sequências, obtendo-se 96 resultados, sendo cada um repetido cinco vezes, resultando um total de 480 ensaios para cada caso de estudo. No entanto, concluiu-se que a utilização de três dos quatro provetes iria produzir resultados dúbios, uma vez que o terceiro provete não teria o mesmo nível de desgaste que os dois restantes, pois estes já teriam sido objeto de múltiplos ensaios. Por esse facto, optou-se pela utilização de apenas dois dos provetes, perfazendo 8 combinações e, pela sua forma geométrica, 16 sequências, utilizando como superfícies de deslizamento as quatro faces disponíveis. E em vez das cinco repetições recomendadas, estabeleceram-se três repetições e uma quarta, caso a diferença entre os valores obtidos fosse superior a 3° resultando, no total, 384 ensaios para cada zona de estudo.

Por forma a perceber visualmente as combinações requeridas, foram elaborados, em cartão fino, os provetes com geometria aproximada à real, marcando-os para estudar a melhor maneira de referenciar os provetes aquando da realização do ensaio – anexo 7.6. As superfícies dos provetes foram numeradas alfabeticamente, de A a D e sequencialmente, pelos lados I a IV.



**Figura 81** - Ilustração das combinações possíveis realizadas com os provetes de cartão marcados como os provetes utilizados no ensaio.

---

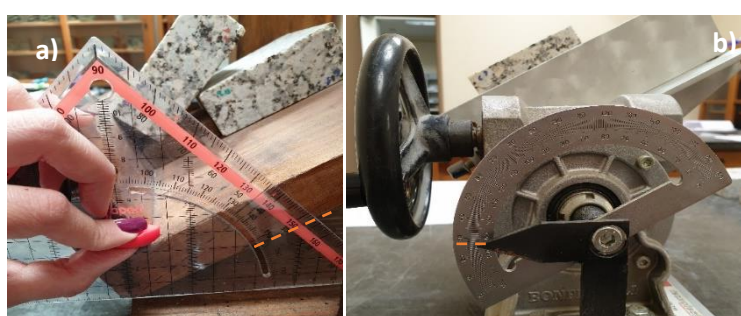
O procedimento de ensaio é simples e intuitivo requerendo, no entanto, paciência e rigor, garantindo a mesma cadência em todos os ensaios, por forma a não comprometer os resultados pelo cansaço ou monotonia da repetição dos procedimentos. Os passos a seguir para cada ensaio encontram-se listados abaixo e ilustrados no anexo 7.7, tendo como base as metodologias e recomendações citadas anteriormente, variando de 8 a 9 passos, uma vez que o passo 3 pode ser ultrapassado:

1. Nivelamento do equipamento e colocação do batente na plataforma basculante, assegurando uma distância, entre o batente inferior e o provete, superior a 10 mm (figura 25.1)), recorrendo a um taco de madeira;
2. Fixação do provete inferior à plataforma basculante, garantindo a sua horizontalidade com um nível de bolha;
3. Limpeza da superfície superior (livre) do provete inferior antes de cada repetição (passo executado em apenas 48 ensaios);
4. Colocação do provete superior em cima do provete inferior com as superfícies em contacto registando a posição em que se encontram para que os ensaios possam ser repetidos;
5. Registrar o ângulo em que a plataforma se encontra no início do movimento;
6. Registrar a temperatura e humidade relativa antes de cada ensaio (caso seja possível, tornando-se mais importante se forem realizados ao longo de vários dias);
7. Manter a velocidade de rotação constante até o provete superior começar a deslizar;
8. Registrar o ângulo de inclinação  $\beta$ , dado pela diferença entre o ângulo obtido quando o deslizamento ocorre e o inicial;
9. Determinação do ângulo de atrito de base pela mediana das repetições.

A velocidade foi controlada manualmente, adotando um ritmo constante previamente aferido como 10°/min, medindo as vibrações resultantes do movimento com o *smartphone*, recorrendo à aplicação gratuita iNVH, disponibilizada pela Bosch, e o registo da temperatura e humidade relativa foram medidos recorrendo à aplicação gratuita *Smart Thermometer*, da *Color Tiger*. Relativamente às vibrações, os seus valores foram desprezados pela sua ínfima expressão e inexistente oscilação. Os ensaios decorreram ao longo de três dias completos, de manhã e à tarde. Nos dois primeiros dias foram realizados os deslizamentos nos provetes de S. Simão, registando uma temperatura média de 22,5° e 62% de humidade relativa no ar, no primeiro dia, e de 19,5°, de temperatura média, com 87%, de humidade relativa, no segundo dia. No segundo dia à tarde iniciaram-se os provetes de S. Ovídio, contando com uma temperatura média de 23° com 78% de humidade relativa no ar e, no terceiro dia, 19° de temperatura

média com 88% de humidade relativa. Durante cada período de ensaios, a oscilação da temperatura não foi significativa, de modo a comprometer os resultados obtidos. Relativamente à humidade relativa, principalmente no período da manhã a oscilação foi considerável, não tendo afetado, no entanto, os ensaios realizados uma vez que no protótipo ISEP não se verificou alterações na madeira e no equipamento UA não se verificou condensação na superfície metálica.

Na figura 82 ilustrou-se o processo de obtenção do ângulo  $\beta$  que, após a mediana das três ou quatro repetições, permite a determinação do ângulo de atrito de base ( $\Phi_b$ ), registando-se na tabela 35 os valores médios obtidos para cada combinação e sequência permitindo uma análise expedita dos resultados obtidos. O ângulo  $\beta$  é lido num transferidor, devendo este ser *elevado*, colocando o zero respetivo coincidente com a base da plataforma basculante.



**Figura 82** - Processo de obtenção do ângulo  $\beta$  para a 2ª repetição da combinação DA do lado IV / II, marcando 28° no protótipo (a) e para a 2ª repetição de AD do lado I / I, marcando 27° no equipamento UA (b).

**Tabela 35** - Valores médios de  $\beta$  obtidos nos ensaios *tilt test* no protótipo do ISEP.

Combinações	Média dos valores de $\beta$							
	Provetes S. Simão				Provetes S. Ovídio			
	Lado I	Lado II	Lado III	Lado IV	Lado I	Lado II	Lado III	Lado IV
AD	28,8	32,0	29,9	31,9	27,3	29,6	27,9	29,3
AC	28,1	30,5	30,6	29,9	27,7	29,1	26,7	28,7
BD	31,7	31,2	29,4	29,5	27,4	29,2	28,5	28,4
BC	29,8	31,8	28,4	30,6	27,3	28,6	26,3	28,1
CB	29,9	31,2	30,8	30,3	28,1	30,3	29,7	28,4
CA	29,7	28,8	30,8	31,1	28,8	30,5	30,3	28,7
DB	32,0	32,8	31,8	29,3	27,3	30,3	29,0	27,0
DA	30,4	31,5	31,3	29,1	28,2	29,5	29,4	28,3

Os valores obtidos no protótipo desenvolvido, em termos médios, variam entre 28° e 33°, para as amostras de S. Simão e entre 27° e 31°, para as de Santo Ovídio.

Complementarmente, por forma a confirmar a informação obtida nos ensaios de basculamento realizados no protótipo desenvolvido, recorreu-se a um equipamento profissional, gentilmente cedido pelo Laboratório de Geotecnia do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro (UA). Inicialmente, selecionou-se um número restrito de combinações para repetir neste equipamento, no entanto foi possível transportá-lo, dado tratar-se de um equipamento portátil, para o laboratório onde o projeto foi desenvolvido, permitindo repetir os 384 ensaios anteriores. O procedimento seguido foi o mesmo, ilustrado no anexo 7.7, tendo-se obtido os valores compilados na tabela 36.

**Tabela 36** - Valores médios de  $\beta$  obtidos nos ensaios *tilt test* no equipamento da UA.

Combinações	Média dos valores de $\beta$							
	Provetes S. Simão				Provetes S. Ovídio			
	Lado I	Lado II	Lado III	Lado IV	Lado I	Lado II	Lado III	Lado IV
<b>AD</b>	27,5	29,8	27,5	29,7	27,0	27,7	24,9	27,5
<b>AC</b>	26,9	26,9	27,0	27,7	26,7	27,5	24,1	27,2
<b>BD</b>	28,0	28,3	25,9	29,1	26,7	25,3	23,9	26,5
<b>BC</b>	27,7	28,3	26,9	30,2	26,2	24,9	24,3	26,5
<b>CB</b>	27,2	28,7	29,7	28,9	25,6	25,8	26,4	24,8
<b>CA</b>	26,7	27,0	29,3	26,8	25,8	26,9	26,9	24,7
<b>DB</b>	28,9	29,7	30,2	25,8	25,6	26,5	25,5	25,8
<b>DA</b>	29,4	29,5	29,7	25,5	26,3	28,2	26,7	25,8

Os valores obtidos no equipamento profissional da Universidade de Aveiro (UA), em termos médios, variam entre 26° e 31°, para as amostras de S. Simão e entre 24° e 28°, para as de S. Ovídio.

---

#### 4.5. Tratamento e Análise dos Resultados

O trabalho inicial de campo e, posteriormente, o trabalho laboratorial de pouco serviriam se os resultados obtidos pelos inúmeros ensaios realizados não fossem organizados, processados e analisados. Por esse facto, é possível afirmar que a parte fulcral de um projeto começa nesta fase de tratamento e análise dos resultados obtidos, permitindo formular hipóteses, tecer comentários e retirar conclusões, compilando a informação disponível de forma a melhor se adequar ao objetivo do estudo.

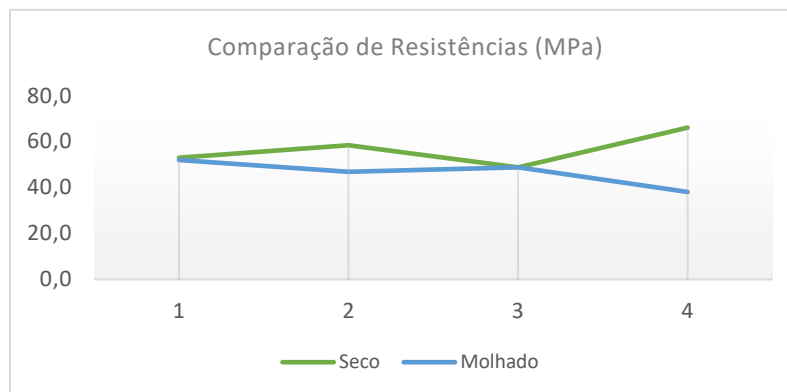
Por forma a compilar toda a informação relevante para a execução dos ensaios, desenvolveram-se fichas de campo para os ensaios realizados nas amostras em bruto, compilando a resistência à compressão uniaxial, o ângulo de atrito natural, os perfis JRC e o valor das amplitudes, como ilustrado no anexo 7.8 e para o ensaio de basculamento – *tilt test* – registando as condições geológicas das amostras, as propriedades da serra de corte das amostras, as dimensões dos provetes e o registo do valor dos ângulos obtidos, sendo esta uma ficha expedita e adaptável aos múltiplos casos que podem existir, encontrando-se o modelo ilustrado no anexo 7.9.

Os resultados obtidos no ensaio esclerométrico encontram-se compilados na tabela 37, para os estados seco e molhado das amostras de S. Simão e correspondem à média de 20 dos 25 valores registados com o martelo, após a exclusão dos cinco mais elevados. Apresenta-se o seu valor equivalente em megapascal – determinado através do ábaco ilustrado no anexo 7.10 – e a classe de resistência onde este se enquadra. O gráfico ilustrado na figura 83 permite uma visualização imediata da diminuição da resistência, quando o estado da rocha se altera, deixando de estar completamente seca, o que seria expectável, verificando-se uma atenuação de resistência, praticamente simétrica, no caso das amostras 2 e 4, e uma queda pouco considerável nas amostras 1 e 3, mantendo valores muito próximos.

**Tabela 37** - Determinação da classe de resistência nos estados *seco* e *molhado* para as amostras de S. Simão.

Ensaio esclerométrico em amostras de S. Simão				
Amostras	1	2	3	4
<b>Seco</b>				
Valor médio do ressalto (ASTM, 2001; ISRM, 2007, 2015)	31,4	33,5	30,0	35,9
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	53,0	58,5	48,8	66,1
Classe de Resistência (ISRM, 1981)	S3	S3	S3	S2

<b>Molhado</b>				
<b>Valor médio do resalto (ASTM, 2001; ISRM, 2007, 2015)</b>	31,2	29,2	30,0	25,2
<b>Resistência à compressão uniaxial (MPa)</b>	52,0	46,9	48,8	38,1
<b>Classe de Resistência (ISRM, 1981)</b>	S3	S3	S3	S3

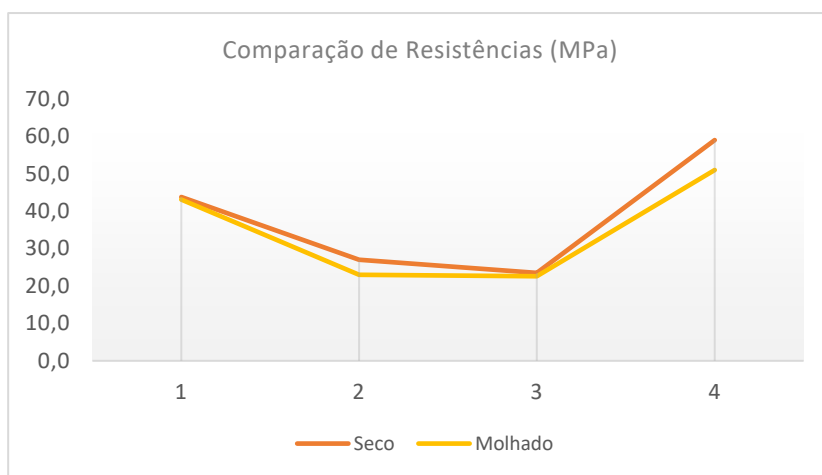


**Figura 83** - Gráfico de comparação entre o valor da resistência das amostras de S. Simão nos estados seco e molhado.

Relativamente ao caso de estudo de S. Ovídio, o decréscimo da resistência não é tão acentuado, existindo, inclusive, pontos de sobreposição das duas retas para as amostras 1 e 3 como é visível na figura 84 e complementarmente na tabela 38 (ábaco no anexo 7.10).

**Tabela 38** - Determinação da classe de resistência nos estados seco e molhado para as amostras de S. Ovídio.

<b>Ensaio esclerométrico em amostras de S. Ovídio</b>				
<b>Amostras</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
<b>Seco</b>				
<b>Valor médio do resalto (ASTM, 2001; ISRM, 2007, 2015)</b>	27,6	21,6	19,0	35,7
<b>Resistência à compressão uniaxial (MPa)</b>	43,8	27,0	23,5	59,0
<b>Classe de Resistência (ISRM, 1981)</b>	S3	S3	S3	S3
<b>Molhado</b>				
<b>Valor médio do resalto (ASTM, 2001; ISRM, 2007, 2015)</b>	27,5	18,7	18,0	33,2
<b>Resistência à compressão uniaxial (MPa)</b>	43,1	23,0	22,6	51,0
<b>Classe de Resistência (ISRM, 1981)</b>	S3	S3	S3	S3



**Figura 84** - Gráfico de comparação entre o valor da resistência das amostras de S. Ovídio nos estados seco e molhado.

Apesar de, na maioria dos casos, não ser perceptível, tal como seria expectável, a resistência diminuiu quando se molharam as amostras; no entanto, essa alteração não é suficiente para que a classe de resistência onde se enquadram se altere, excetuando o ocorrido na amostra 4 de S. Simão, pelo que ambos os maciços podem ser considerados de mediana resistência. A componente molhada representará a variável  $r$  na equação (5), para determinar o ângulo de atrito residual que, por sua vez, permitirá calcular o valor de JRC analiticamente pela equação (2).

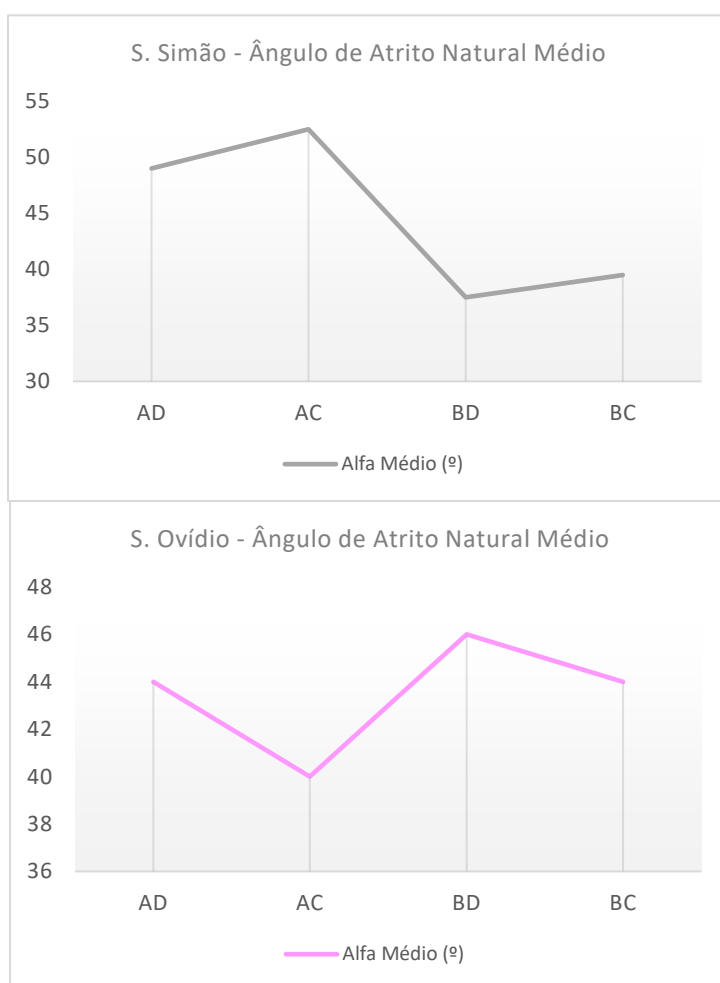
O parâmetro JCS é caracterizado pelo valor médio da resistência à compressão uniaxial, retirado do ensaio de martelo de Schmidt para o estado seco, tendo-se obtido no caso de estudo de S. Simão um valor médio de 56,6 MPa e no de S. Ovídio um valor médio de 38,3 MPa.

Os resultados obtidos no ensaio de determinação do ângulo de atrito natural compilaram-se na tabela 39, registando-se os valores das duas direções, a inclinação das amostras para a esquerda e para a direita, apresentando-se também o valor médio calculado, representando-se melhor, assim, o ângulo da parelha estudada. Foi elaborado um gráfico permitindo a visualização imediata do enquadramento do maciço – figura 85.

**Tabela 39** - Ângulos de atrito natural obtidos nos ensaios e valor médio para os dois casos de estudo.

Combinação	Amostras S. Simão				Amostras S. Ovídio			
	AD	AC	BD	BC	AD	AC	BD	BC
$\alpha$ (°) Esq	51	56	31	33	43	38	47	45
$\alpha$ (°) Dir	47	49	44	46	45	42	45	43
$\alpha$ (°) Médio	49	53	38	40	44	40	46	44

A análise global permite perceber uma oscilação maior entre os resultados no caso de estudo de S. Simão e isso prender-se-á, em parte, com o tamanho do grão. Como se trata de amostras de grão grosseiro, o imbricamento destes é superior ao de um grão médio a fino, como no caso de S. Ovídio, levando a ângulos mais elevados, pelo encaixe perfeito entre rugosidades, ou mais baixos, se estas rugosidades não se conseguirem encaixar “colidindo” umas com as outras. No caso de S. Simão, este fenómeno deveu-se à presença de matéria vegetal na amostra 4 do lado B, estimando-se que o valor do ângulo de atrito natural das discontinuidades deste maciço se situará entre a casa dos 40° e a dos 50°. Relativamente a S. Ovídio, os valores são mais uniformes, permitindo perceber que o ângulo de atrito do maciço andar-á na casa dos 40°.



**Figura 85** - Gráficos obtidos para o valor médio do ângulo de atrito natural: cinza para S. Simão e rosa para S. Ovídio.

Analisando as situações relativas a cada sentido de inclinação em separado, para S. Simão, com a mesma amostra de base a variação corresponde a 2°, excetuando na inclinação para a esquerda da amostra 4, do lado A como base, que oscila 5° devido ao perfeito encaixe entre esta e a amostra 3 lado C. Para S. Ovídio, o cenário repete-se. No entanto, a razão da oscilação difere, prendendo-se com a amostra

superior 1 do lado C, pela quebra que esta apresenta a meio, que combinada com o lado A da amostra 4, resulta na perda de pontos de contacto.

A determinação deste parâmetro permite ter uma base comparativa para os resultados obtidos no ensaio de inclinação sendo, também, uma das incógnitas no cálculo analítico do JRC (equação (2)).

A tensão normal, outra das incógnitas no cálculo analítico do JRC, obteve-se através da relação entre o peso específico da rocha – 26,5 KN/m<sup>3</sup>, a espessura da amostra (m) e o ângulo  $\alpha$  (°) através da expressão proposta por Barton (1977):  $\sigma_n = \gamma \cdot h \cdot (\cos \alpha)^2$  (KN/m<sup>2</sup>), resultando os valores descritos na tabela 40, em KPa.

**Tabela 40** - Valores da tensão normal das amostras para ambos os casos de estudo.

	S. Simão				S. Ovídio			
Amostra	1	2	3	4	1	2	3	4
$\sigma_n$ (KPa)	1,0	1,5	1,7	2,4	1,0	1,1	0,9	3,3

O desenho dos perfis de rugosidade permitiu obter um intervalo correspondente ao valor de JRC, utilizando a escala proposta por Barton & Choubey, em 1977, e a medição do espaçamento dessa rugosidade conjuntamente com esses perfis permitiu, através do abaco desenvolvido por Barton, em 1982 (anexo 7.11), obter um valor concreto de JRC. Os resultados obtidos por cada método foram compilados na tabela 41 e serão, posteriormente, comparados com os valores obtidos analiticamente. Relativamente ao primeiro método registou-se, também, o tamanho do grão, dado tratar-se de uma variável indispensável.

**Tabela 41** - Resultados de JRC obtidos pelos métodos de Barton de 1977 e 1982 para os dois casos de estudo.

	Amostras de S. Simão				Amostras de S. Ovídio			
	A	B	C	D	A	B	C	D
Tamanho do grão (mm)	15	15	10	15	3	5	5	3
JRC (Barton, 1977)	18 - 20	16 - 18	14 - 16	2 - 4	16 - 18	14 - 16	10 - 12	8 - 10
JRC (Barton, 1982)	14	15	14	12	18	19	20	5

O enquadramento dos perfis obtidos nos esboços desenhados por Barton são algo subjetivos e de difícil correlação, sendo, por isso, visíveis em alguns casos discrepâncias acentuadas. O caso mais alarmante é o da amostra 3 do lado D de S. Simão, em que o perfil obtido se mostra praticamente retilíneo (figura 71), estando enquadrado, na realidade, num perfil com oscilações visíveis. No caso das amostras de S. Ovídio, apesar de o grão ser mais fino, estas apresentam-se mais estriadas e porosas (devido ao seu grau de

alteração). Os resultados do segundo método são mais confiáveis pela sua natureza menos empírica, portanto serão estes os contabilizados.

O parâmetro JRC, como referido anteriormente, por forma a conseguir o valor que melhor caracteriza a rugosidade das descontinuidades do maciço, foi determinado pela equação (2), entrando com os resultados obtidos nos ensaios de resistência – JCS, nos de determinação do ângulo de atrito natural –  $\alpha$  e do ângulo de atrito de base -  $\Phi_b$ . Nas tabelas 42 e 43 sintetizaram-se os valores utilizados para as variáveis envolvidas, para cada um dos casos de estudo, contabilizando o valor médio de  $\alpha$ ,  $\sigma_n$  e JCS, obtendo-se 8 valores de JRC, cuja média é igual a 3,7 para o protótipo e 4,2 para o equipamento da UA, no caso de S. Simão, e 4,8 e 4,7 para S. Ovídio, respetivamente para o protótipo e para o equipamento da UA.

**Tabela 42** - Determinação analítica do parâmetro JRC para o protótipo ISEP.

Combinações	JRC							
	Amostras S. Simão				Amostras S. Ovídio			
	$\Phi_r$ (°)	$\alpha$ (°)	JCS (MPa)	JRC	$\Phi_r$ (°)	$\alpha$ (°)	JCS (MPa)	JRC
AD	28,4	44,6	56,6	3,59	24,3	43,5	38,3	4,82
AC	27,3			3,81	23,6			4,93
BD	28,1			3,64	22,9			4,82
BC	27,8			3,70	22,9			5,07
CB	27,9			3,68	23,1			4,69
CA	27,6			3,74	23,6			4,62
DB	29,2			3,40	23,3			4,86
DA	28,2			3,63	24,4			4,79

**Tabela 43** - Determinação analítica do parâmetro JRC para o equipamento da UA.

Combinações	JRC							
	Amostras S. Simão				Amostras S. Ovídio			
	$\Phi_r$ (°)	$\alpha$ (°)	JCS (MPa)	JRC	$\Phi_r$ (°)	$\alpha$ (°)	JCS (MPa)	JRC
AD	25,9	44,6	56,6	4,12	24,3	43,5	38,3	4,48
AC	24,9			4,35	23,6			4,63
BD	25,4			4,23	22,9			4,77
BC	26,0			4,10	22,9			4,79
CB	26,3			4,04	23,1			4,75
CA	24,9			4,34	23,6			4,63
DB	26,1			4,08	23,3			4,70
DA	25,9			4,11	24,4			4,47

O valor obtido nos provetes pelo método analítico foi comparado com a média dos valores obtidos pelos dois ensaios, perfis de rugosidade (Barton & Choubey, 1977) e amplitude de asperidades (Barton, 1982), concluindo-se que os valores se enquadram entre 3 a 5, muito abaixo da maioria dos valores obtidos pelos outros dois métodos para as amostras – 12 a 16. A razão para esse facto deve-se à contabilização dos valores médios para todos os parâmetros envolvidos, devendo ter-se considerado um par de amostras para o valor do ângulo de atrito natural, a espessura e o JCS sendo apenas o ângulo de atrito residual um valor médio.

Os resultados obtidos no ensaio *tilt test*, como explicado anteriormente, permitem o cálculo do ângulo de atrito de base ( $\Phi_b$ ), diferindo consoante a geometria dos provetes utilizados. Neste caso, a equação aplicada é a (14), ou seja, a mediana dos três ou quatro valores obtidos, perfazendo para cada combinação dezasseis ângulos de atrito de base, devido à existência de 16 sequências. Para obter um único valor, realizou-se a média das medianas dos valores de  $\Phi_b$  dos lados, registando os valores finais obtidos na tabela 44, tanto para os ensaios com o protótipo como com o equipamento da UA, para as duas amostras (encontrando-se os valores intermédios disponíveis nos ficheiros anexados e listados no anexo 7.12). Por forma a reduzir os dados obtidos e filtrá-los, realizou-se a média das medianas total para cada zona, disponível na tabela 45.

**Tabela 44** - Resultados globais do ângulo de atrito de base, para cada combinação, de cada caso de estudo.

Combinações	Provetes de S. Simão		Provetes de S. Ovídio	
	$\Phi_b$ (°)	$\Phi_b$ (UA) (°)	$\Phi_b$ (°)	$\Phi_b$ (UA) (°)
AD	30,8	28,4	28,7	26,8
AC	29,8	27,3	28,2	26,1
BD	30,6	27,9	28,7	25,4
BC	30,3	28,5	27,6	25,4
CB	30,4	28,8	29,3	25,5
CA	30,1	27,4	29,6	26,1
DB	31,7	28,6	28,5	25,8
DA	30,6	28,4	28,8	26,8

**Tabela 45** - Valor médio do ângulo de atrito de base, para cada caso de estudo, consoante o equipamento.

Provetes	$\Phi_b$ (°)	$\Phi_b$ (UA) (°)
S. Simão	30,5	28,2
S. Ovídio	28,7	26,0

Os resultados obtidos apresentam-se semelhantes para ambas as zonas, diferindo cerca de 2° entre elas, verificando-se uma uniformidade nos resultados. Relativamente ao equipamento utilizado, a diferença entre os resultados obtidos no protótipo e no equipamento UA diferem igualmente nas duas zonas, por volta dos 2°.

Por último, realizou-se o ensaio esclerométrico no quarto provete serrado, compilando o resultado na tabela 46. Este valor revela-se importante, pois permite determinar a resistência localizada numa pequena massa, representando a variável  $R$  na equação (5) para determinar o ângulo de atrito residual que, por sua vez, permitirá calcular o valor de JRC analiticamente pela equação (2).

**Tabela 46** - Resultados do ensaio do martelo de Schmidt para os provetes em estudo no estado seco.

Ensaio esclerométrico			
Provete		S. Simão	S. Ovídio
Seco	Valor médio do ressalto (ASTM, 2001; ISRM, 2007, 2015)	30,9	30,5
	Resistência à compressão uniaxial (MPa)	53,0	51,0
	Classe de Resistência (ISRM, 1981)	S3	S3

Os valores obtidos enquadram-se nas classes de resistência determinadas para as amostras, comprovando o grau de resistência do material rocha constituinte do maciço, revelando coerência entre os resultados.

Após o agrupamento dos dados e a sua análise isolada, é possível obter os parâmetros necessários ao projeto, utilizando as equações supracitadas.

#### 4.5.1. Resistência ao corte das superfícies rochosas

O ângulo de atrito residual, como referido anteriormente, é obtido a partir do ângulo de atrito de base e das resistências retiradas dos ensaios com martelo de Schmidt para o provete no estado seco e na amostra no estado molhado, através da equação (5). Como o provete é igual para todas as combinações, a variável é o ângulo de atrito de base, como é perceptível nas tabelas 47 e 48. O valor médio de  $\Phi_r$ , para as 8 combinações, é 28,1°, para o protótipo e 25,7°, para UA, no caso de S. Simão e 22,3° e 23,5° para S. Ovídio, respetivamente para o protótipo e para UA .

**Tabela 47** - Determinação do ângulo de atrito residual para ambos os casos de estudo no protótipo.

Combinações	Ângulo de atrito residual							
	Amostras de S. Simão				Amostras de S. Ovídio			
	$\Phi_b$ (°)	R (MPa)	r (MPa)	$\Phi_r$ (°)	$\Phi_b$ (°)	R (MPa)	r (MPa)	$\Phi_r$ (°)
AD	30,8	53,0	46,5	28,4	28,7	51,0	34,9	22,3
AC	29,8			27,3	28,2			21,9
BD	30,6			28,1	28,7			22,4
BC	30,3			27,8	27,6			21,3
CB	30,4			27,9	29,3			22,9
CA	30,1			27,6	29,6			23,3
DB	31,7			29,2	28,5			22,2
DA	30,6			28,2	28,8			22,5

**Tabela 48** - Determinação do ângulo de atrito residual para ambos os casos de estudo no equipamento da UA.

Combinações	Ângulo de atrito residual							
	Amostras S. Simão				Amostras S. Ovídio			
	$\Phi_b$ (°)	R (MPa)	r (MPa)	$\Phi_r$ (°)	$\Phi_b$ (°)	R (MPa)	r (MPa)	$\Phi_r$ (°)
AD	28,4	53,0	46,5	25,9	26,8	51,0	34,9	24,3
AC	27,3			24,9	26,1			23,6
BD	27,9			25,4	25,4			23,0
BC	28,5			26,0	25,4			22,9
CB	28,8			26,3	25,5			23,1
CA	27,4			24,9	26,1			23,6
DB	28,6			26,1	25,8			23,3
DA	28,4			26,0	26,8			24,4

A resistência ao corte de discontinuidades é obtida através da equação (1), tendo em consideração os parâmetros de rugosidade – JRC, de resistência – JCS, a tensão normal -  $\sigma_n$  (aplicada no maciço, diferente da utilizada no cálculo JRC) e o ângulo de atrito residual -  $\Phi_r$ .

Após a determinação das variáveis listadas na tabela 49, é possível apresentar uma expressão geral da resistência ao corte das discontinuidades para os maciços em estudo. Contabilizando a participação

das duas máquinas e colocando a segurança em primeiro plano, utilizaram-se valores médios para estabelecer as expressões – equação (16) para S. Simão e equação (17) para S. Ovídio.

**Tabela 49** - Cálculo da resistência ao corte para ambos os casos de estudo.

Resistência ao corte						
	Amostras S. Simão			Amostras S. Simão		
Equipamento	$\Phi_r$ (°)	JCS (MPa)	JRC	$\Phi_r$ (°)	JCS (MPa)	JRC
Protótipo	28,07	56,6	3,65	22,34	38,3	4,82
UA	25,70	56,6	4,17	19,67	38,3	5,43

**Vertente natural de S. Simão**

$$\tau = \sigma_n \times \tan \left[ 26,9 + 3,9 \times \log_{10} \left( \frac{56,6}{\sigma_n} \right) \right] \quad (16)$$

**Talude rochoso dos Escuteiros, S. Ovídio**

$$\tau = \sigma_n \times \tan \left[ 21,0 + 5,1 \times \log_{10} \left( \frac{38,3}{\sigma_n} \right) \right] \quad (17)$$

Atribuindo valores arbitrários à tensão normal, é possível verificar a relação ilustrada na figura 9, a resistência ao corte é tanto maior quanto maior a tensão normal aplicada.

**4.5.2. Separação por zonas geotécnicas**

O zonamento geotécnico previamente considerado, permitiu enquadrar as amostras recolhidas numa das zonas geotécnicas definidas, baseando-se no seu estado de alteração e nos resultados obtidos para a sua resistência à compressão uniaxial. Posteriormente, também, os provetes provenientes dessas amostras foram associados a essa zonas geotécnicas. A análise realizada neste trabalho permite compreender o comportamento de cada provete ao deslizamento, podendo este ser extrapolado para a zona correspondente do maciço. Na tabela 50 apresentam-se os resultados obtidos em cada amostra e o enquadramento destas nas zonas geotécnicas.

**Tabela 50** - Enquadramento das amostras dos casos de estudos nas zonas geotécnicas definidas.

Amostras	1	2	3	4
<b>S. Simão</b>				
Grau de Alteração	W <sub>3</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>3</sub>
Resistência à Compressão Uniaxial (MPa)	53,0	58,5	48,8	66,1
Zona Geotécnica	ZGII	ZGII	ZGI	ZGII
<b>S. Ovídio</b>				
Grau de Alteração	W <sub>1-2</sub>	W <sub>1-2</sub>	W <sub>1-2</sub>	W <sub>1-2</sub>
Resistência à Compressão Uniaxial (MPa)	43,8	27,0	23,5	59,0
Zona Geotécnica	ZGB	ZGB	ZGB	ZG3

Relativamente aos provetes de S. Simão, estes foram obtidos das amostras 2 e 4, enquadrando-se na zona geotécnica ZGII e os provetes de S. Ovídio, das amostras 2 e 4, pertencem às zonas geotécnicas ZGB e ZG3, respetivamente. O provete de tons amarelados, proveniente de S. Ovídio, é muito característico pela sua coloração e alteração.

Uma vez determinada a expressão que ilustra o comportamento da resistência ao corte dos maciços em estudo e como a tensão normal obtida diz respeito ao contexto específico das amostras estudadas foi possível calcular a resistência ao corte específica de cada amostra para ambos os casos de estudo. Na tabela 51 compilaram-se as variáveis utilizadas e o respetivo valor da resistência ao corte para as amostras de S. Simão e na tabela 52 para S. Ovídio.

**Tabela 51** - Resistência ao corte das amostras de S. Simão.

Resistência ao corte - Amostras S. Simão										
Equipamento	Protótipo					UA				
Amostra	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	JCS (MPa)	JRC	$\tau$ (MPa)	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	JCS (MPa)	JRC	$\tau$ (MPa)
1	30,15	0,0010	53,0	3,06	0,00099	27,77	0,0010	53,0	3,57	0,00099
2	28,23	0,0015	58,5	3,57	0,00148	25,85	0,0015	58,5	4,09	0,00148
3	28,94	0,0017	48,8	3,52	0,00168	26,57	0,0017	48,8	4,05	0,00168
4	24,90	0,0024	66,1	4,44	0,00237	22,53	0,0024	66,1	4,98	0,00237

**Tabela 52** - Resistência ao corte das amostras de S. Ovídio.

Resistência ao corte - Amostras S. Ovídio										
Equipamento	Protótipo					UA				
Amostra	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	JCS (MPa)	JRC	$\tau$ (MPa)	$\Phi_r$ (°)	$\sigma_n$ (MPa)	JCS (MPa)	JRC	$\tau$ (MPa)
1	25,55	0,0010	43,8	3,87	0,00095	22,88	0,0010	43,8	4,44	0,00095
2	17,67	0,0011	27,0	5,88	0,00104	9,02	0,0011	27,0	7,85	0,00104
3	17,52	0,0009	23,5	5,88	0,00085	14,84	0,0009	23,5	6,49	0,00085
4	28,65	0,0033	59,0	3,49	0,00313	25,98	0,0033	59,0	4,12	0,00313

Os valores da resistência ao corte não oscilam em função dos equipamentos utilizados, no entanto é visível o seu aumento consoante a tensão normal aumenta independentemente dos valores do ângulo de atrito residual, a resistência (JCS) e a rugosidade (JRC).

#### 4.5.3. Quadro-síntese dos resultados obtidos

Relativamente ao caso de estudo de S. Simão, na tabela 53 elaborou-se um quadro-síntese onde se agruparam todas as variáveis necessárias para determinar a resistência ao corte das amostras em bruto permitindo, por sua vez, obter o resultado para o zonamento geotécnico. Para os ângulos de atrito de base e residual colocaram-se os resultados para o protótipo e para o equipamento da UA, respetivamente, estando os valores das resistências e dos ângulos aproximados às unidades para uma melhor perceção.

**Tabela 53** - Quadro-síntese das amostras em bruto para a vertente natural de S. Simão.

Variável	Amostra	1	2	3	4
Descrição Macroscópica Geral		Granito porfiróide de grão grosseiro (10-15 mm) essencialmente biotítico, medianamente a pouco alterado			
Grau de Alteração (W)		W <sub>3</sub> (a W <sub>2</sub> )			
Resistência	JCS (MPa)	53	58	49	66
	r (MPa)	52	50	49	38
Rugosidade (JRC)	Barton & Choubey, 1977	18 - 20	16 - 18	14 - 16	2 - 4*

	<b>Barton, 1982</b>	14	15	14	12
	<b>Analítico</b>	3   4	4   4	4   4	4   5
<b>Ângulo Natural</b>	$\alpha$ (°)	45			
<b>Ângulo de Atrito</b>	$\Phi_b$ (°)	31   28			
	$\Phi_r$ (°)	30   28	28   26	29   27	25   23

\*o esboço do perfil aparenta ter sofrido um erro, porém foi impossível repeti-lo, uma vez que a amostra em questão foi serrada para a criação dos provetes.

E na tabela 54 agruparam-se os resultados globais para a vertente natural de S. Simão, arredondando os mesmos valores às unidades e fazendo a média dos valores obtidos nos dois equipamentos para os ângulos de atrito de base e residual e para o JRC.

**Tabela 54** - Quadro-síntese global para a vertente natural de S. Simão.

Variável	Amostra	Global
<b>Descrição Macroscópica Geral</b>		Granito porfíroide de grão grosseiro essencialmente biotítico, medianamente a pouco alterado
<b>Grau de Alteração (W)</b>		W <sub>3</sub> (a W <sub>2</sub> )
<b>Resistência</b>	<b>JCS (MPa)</b>	57
	<b>r (MPa)</b>	47
	<b>R (MPa)</b>	53
<b>Rugosidade (JRC)</b>	<b>Analítico</b>	4
<b>Ângulo Natural</b>	$\alpha$ (°)	45
<b>Ângulo de Atrito</b>	$\Phi_b$ (°)	29
	$\Phi_r$ (°)	27

Relativamente ao segundo caso de estudo, o talude rochoso de S. Ovídio, elaborou-se igualmente um quadro-síntese, tabela 55, com todas as variáveis necessárias para determinar a resistência ao corte das amostras em bruto. Para os ângulos de atrito de base e residual colocaram-se os resultados para o protótipo e para o equipamento da UA, respetivamente, estando os valores das resistências e dos ângulos aproximados às unidades para uma melhor perceção.

**Tabela 55** - Quadro-síntese das amostras em bruto para o talude rochoso dos Escuteiros, S. Ovídio.

Variável	Amostra	1	2	3	4
<b>Descrição Macroscópica Geral</b>		Granito de duas micas, predominando a moscovite, de grão médio a fino (2-5 mm), pouco a medianamente alterado			
<b>Grau de Alteração (W)</b>		W <sub>1-2</sub> (a W <sub>3</sub> )			
<b>Resistência</b>	<b>JCS (MPa)</b>	44	27	24	59
	<b>r (MPa)</b>	43	23	23	51
<b>Rugosidade (JRC)</b>	<b>Barton &amp; Choubey, 1977</b>	16 - 18	14 - 16	10 - 12	8 - 10
	<b>Barton, 1982</b>	18	19	20	5
	<b>Análítico</b>	4   4	6   6	6   6	4   4
<b>Ângulo Natural</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>	44			
<b>Ângulo de Atrito</b>	<b><math>\Phi_b</math> (°)</b>	29   26			
	<b><math>\Phi_r</math> (°)</b>	26   23	18   15	18   15	29   26

E na tabela 56, agruparam-se os resultados globais para o talude rochoso de S. Ovídio arredondando os mesmos valores às unidades e fazendo a média dos valores obtidos nos dois equipamentos para o ângulo de atrito de base, para o ângulo de atrito residual e para o JRC.

**Tabela 56** - Quadro-síntese global para o talude rochoso dos Escuteiros, S. Ovídio.

Variável	Amostra	Global
<b>Descrição Macroscópica Geral</b>		Granito de duas micas, predominando a moscovite, de grão médio a fino (2-5 mm), pouco a medianamente alterado
<b>Grau de Alteração (W)</b>		W <sub>1-2</sub> (a W <sub>3</sub> )
<b>Resistência</b>	<b>JCS (MPa)</b>	38
	<b>r (MPa)</b>	35
	<b>R (MPa)</b>	51
<b>Rugosidade (JRC)</b>	<b>Análítico</b>	5
<b>Ângulo Natural</b>	<b><math>\alpha</math> (°)</b>	44
<b>Ângulo de Atrito</b>	<b><math>\Phi_b</math> (°)</b>	27
	<b><math>\Phi_r</math> (°)</b>	21

#### 4.5.4. Análise comparativa

A análise geológica-geotécnica realizada *in situ* fornece informações essenciais sobre o comportamento do maciço rochoso como um todo, complementando essa informação com ensaios laboratoriais por forma a comparar, no final, os resultados obtidos, percebendo a influência que o maciço rochoso tem na estabilidade dos taludes e encostas, comparativamente com um grupo de blocos desagregados e fraturados. A variável analisada é a resistência à compressão uniaxial obtida pelo ensaio com o martelo de Schmidt *in situ*, este foi realizado nos setores/perfis definidos obtendo-se, posteriormente, um valor representativo de cada um deles para as diferentes classes de resistência existente comparando-os com os ensaios realizados em laboratório, no estado seco, nas amostras recolhidas. A sua comparação não pode ser linear uma vez que os resultados não foram obtidos com as mesmas premissas; porém permite enquadrar as amostras no contexto global do maciço rochoso.

Na tabela 57 agruparam-se os resultados obtidos para a vertente natural de S. Simão concluindo que esta se enquadra na classe de resistência S3, resistência média, apresentando algumas zonas de melhor qualidade – S2, resistência elevada – sendo a zona de baixa resistência – S4 – desprezada pela sua parca expressão.

**Tabela 57** - Comparação dos resultados da resistência à compressão uniaxial entre os ensaios *in situ*, nos três setores estudados, e laboratoriais, nas quatro amostras recolhidas, para a vertente natural de S. Simão.

Amostras S. Simão							
Ensaio	<i>In situ</i>			Laboratorial			
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	83,9	36,2	17,2*	53,0	58,5	48,8	66,1
Classe de Resistência (ISRM, 1981)	S2	S3	S4	S3	S3	S3	S2
Valor médio (MPa)	40,5			56,6			

\*desprezado

Na tabela 58 agruparam-se os resultados obtidos para o talude rochoso dos Escuteiros, S. Ovídio, concluindo que, tal como no caso anterior, este se enquadra na classe de resistência S3, resistência média, apresentando algumas zonas de melhor qualidade – S2, resistência elevada – sendo a zona de baixa resistência – S4 – desprezada pela sua parca expressão.

**Tabela 58** - Comparação dos resultados da resistência à compressão uniaxial entre os ensaios *in situ*, nos dois perfis estudados, e laboratoriais, nas quatro amostras recolhidas, para o talude rochoso de S. Ovídio.

Amostras S. Ovídio							
Ensaio	<i>In situ</i>			Laboratorial			
Resistência à compressão uniaxial (MPa)	86,6	37,7	13,5*	43,8	27,0	23,5	59,0
Classe de Resistência (ISRM, 1981)	S2	S3	S4	S3	S3	S3	S3
Valor médio (MPa)	55,0			38,3			

\*desprezado

#### 4.5.4.1. Limpeza das faces

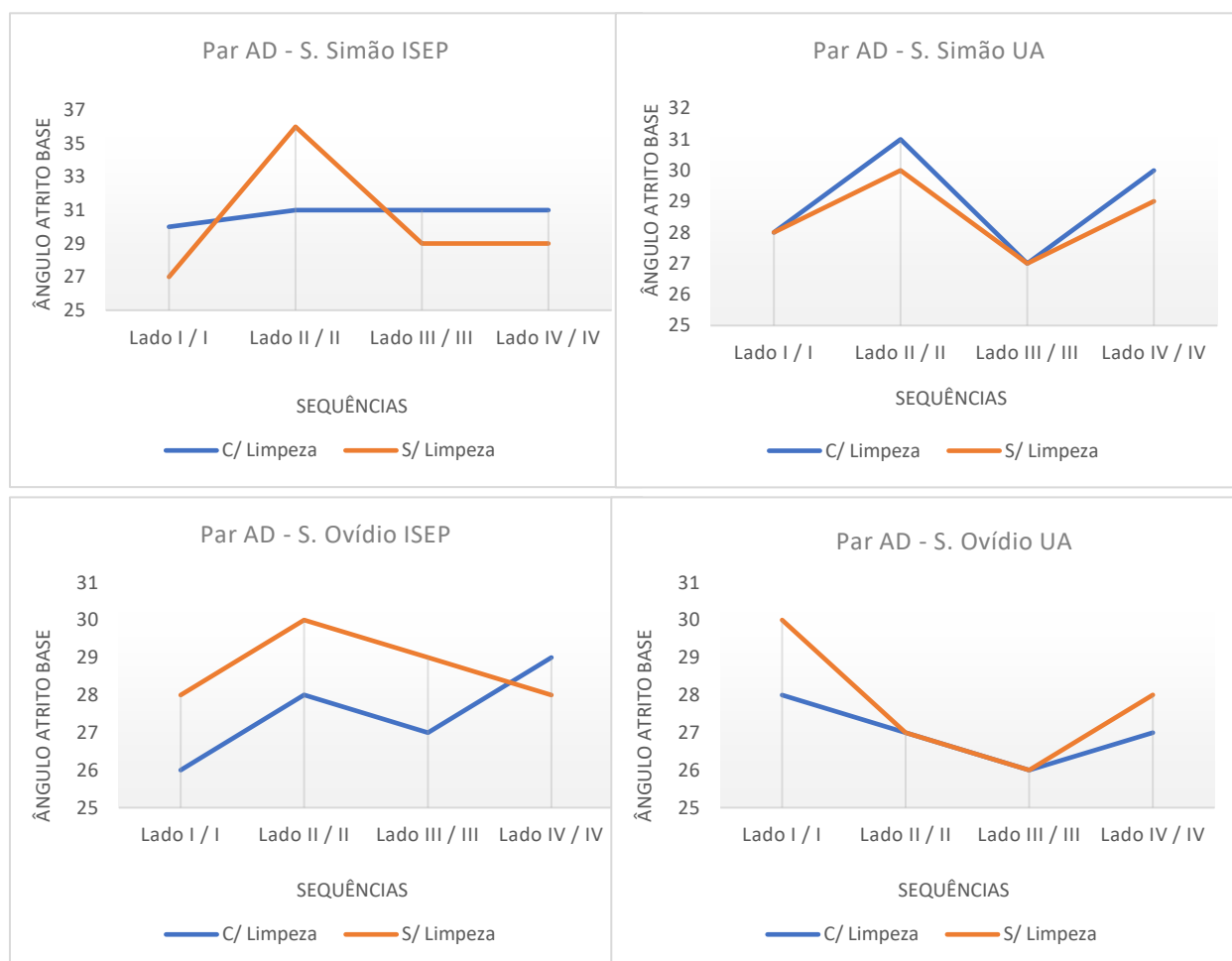
Por forma a esmiuçar a influência que cada variável representa no resultado da resistência ao corte, realizou-se uma análise estatística exaustiva em gabinete dos resultados obtidos no ensaio *tilt test* por combinação e por lado. Porém, ainda na fase de ensaios, realizaram-se 48 ensaios para um par de provetes determinado, 12 para cada equipamento e 24 por caso de estudo, de modo a perceber qual seria a influência da limpeza das faces de contacto, antes de cada ensaio, obtendo-se os resultados de  $\Phi_b$  listados na tabela 59 e ilustrados na figura 86.

**Tabela 59** - Influência da limpeza das faces de contacto entre as repetições para o par de provetes AD.

Par AD								
Fases de contacto / Limpeza	Provetes de S. Simão				Provetes de S. Ovídio			
	Protótipo		UA		Protótipo		UA	
	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem	Com	Sem
I / I	30	27	28	28	26	28	28	30
II / II	31	36	31	30	28	30	27	27
III / III	31	29	27	27	27	29	26	26
IV / IV	31	29	30	29	29	28	27	28

A limpeza das faces de contacto entre os provetes apresenta alguma influência nos resultados obtidos não sendo, no entanto, um padrão definido. Na maioria dos casos, independentemente do equipamento utilizado, o resultado com limpeza é superior ao sem limpeza, devido ao melhor contacto entre as rugosidades pela ausência de pequenas partículas de rocha desagregada que possam promover o deslizamento precoce diminuindo o valor de  $\Phi_b$ . Naturalmente, o desgaste das faces aumenta a facilidade de as superfícies deslizarem uma sobre a outra uma vez que estas se encontram mais regulares e polidas. No entanto, nos casos em que o desgaste não torna as faces *mais lisas*, como em S. Simão, este fomenta um maior imbricamento entre os grãos da rocha retardando o deslizamento pelo eventual acumular de pó de rocha muito fino, aumentando assim o valor de  $\Phi_b$ .

Em ambos os casos de estudo se verificam as duas situações, consoante o esquema de faces combinado. Para S. Simão apenas ocorre a segunda situação uma vez, para a combinação II / II justificando-se, aqui, pelo possível encaixe dos grãos grosseiros entre si. Relativamente a S. Ovídio, a predominância é da segunda situação ocorrendo em cinco dos oito casos porque, como se trata de uma rocha de grão médio a fino, a sua limpeza torna as faces mais polidas e escorregadias.



**Figura 86** - Influência da limpeza das faces para cada caso de estudo no protótipo ISEP e equipamento UA.

---

Segundo Bruce (1989), as superfícies limpas apresentam, maioritariamente, um ângulo de deslizamento superior às superfícies sem limpeza com uma oscilação média de aproximadamente 3° e um desvio-padrão de aproximadamente 1°, concluindo que o pó lubrifica as superfícies deslizantes preenchendo os vazios existentes uniformizando a superfície, sendo esta a razão pela qual os ângulos de atrito decrescem entre as amostras limpas e não limpas. Neste projeto, os resultados obtidos no conjunto de todos os ensaios, independentemente do equipamento utilizado e da proveniência dos provetes, apresentam uma oscilação média de 2° e um desvio-padrão de aproximadamente de 1° verificando-se os valores mais altos no protótipo ISEP – 2,1° para S. Simão e 1,2° para S. Ovídio – e os mais baixos no equipamento UA – 0,4° e 0,5°, respetivamente.

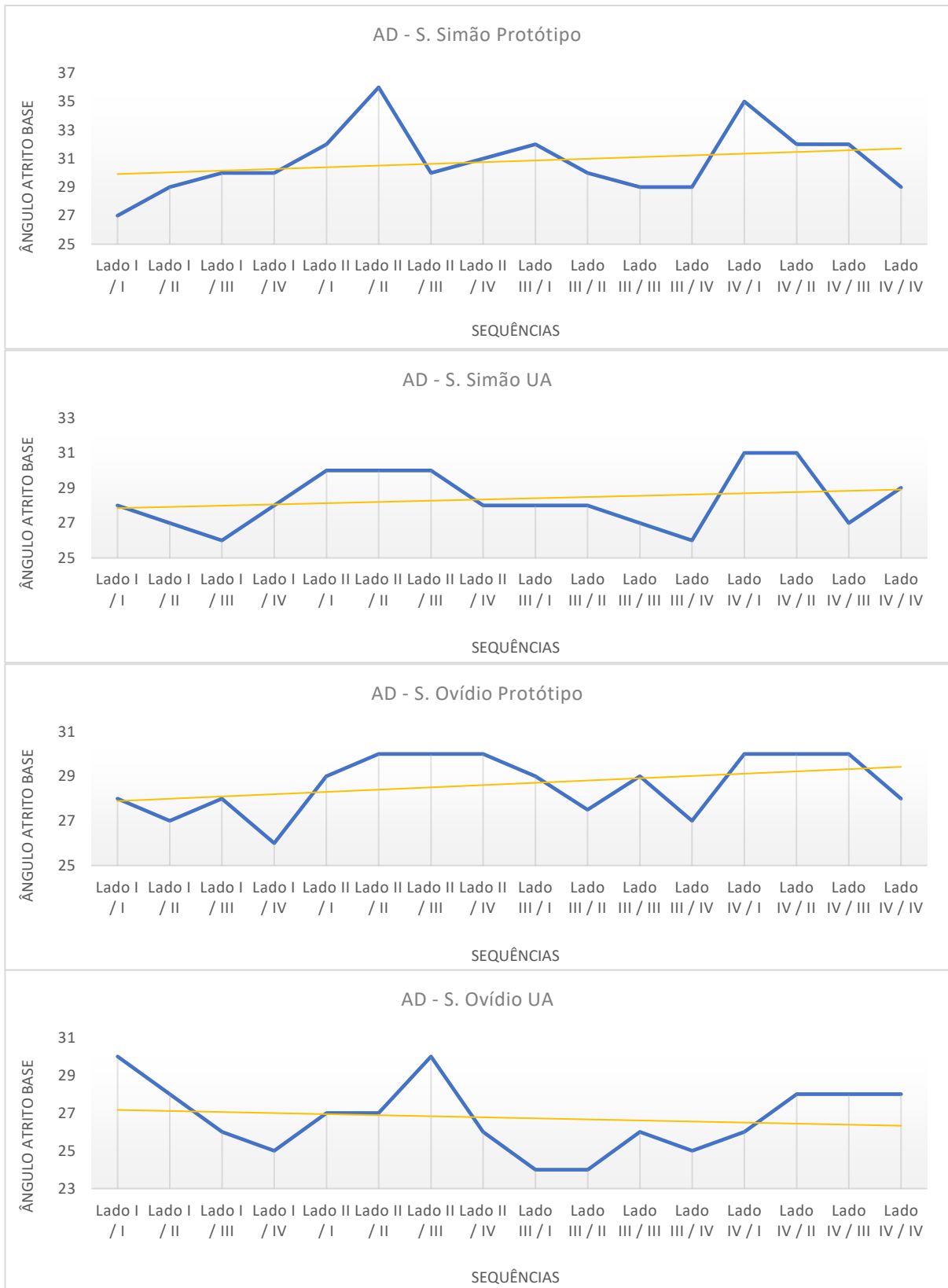
Apesar de se verificar uma influência por parte da limpeza, os ensaios não limpos são mais fáceis de realizar apresentando, geralmente, resultados mais conservadores simulando mais de perto os efeitos do movimento de uma rocha natural uma vez que esta não se encontra polida e livre de *resíduos*.

#### 4.5.4.2. *Evolução do desgaste*

A próxima análise estatística foca-se na evolução do desgaste dos provetes à medida que o número de ensaios avança, desvanecendo as superfícies de contacto com o deslizamento. Na tabela 60 agruparam-se os resultados obtidos para o ângulo de atrito de base do par AD, par selecionado para esta análise, dado tratar-se do par escolhido para o estudo da influência da limpeza das faces, contabilizando todas as sequências possíveis com os quatro lados marcados, acompanhando com a ilustração gráfica – figura 87 – acrescentando a linha de tendência linear, por forma a interpretar melhor os resultados, sabendo assim se, com o desgaste, o ângulo de atrito de base decresce ou cresce.

**Tabela 60** - Evolução do desgaste do par AD para o ângulo de atrito de base, em ambos os equipamentos, para ambos os casos de estudo.

Par AD				
Lados	S. Simão		S. Ovídio	
	Protótipo ISEP	UA	Protótipo ISEP	UA
Lado I / I	27	28	28	30
Lado I / II	29	27	27	28
Lado I / III	30	26	28	26
Lado I / IV	30	28	26	25
Lado II / I	32	30	29	27
Lado II / II	36	30	30	27
Lado II / III	30	30	30	30
Lado II / IV	31	28	30	26
Lado III / I	32	28	29	24
Lado III / II	30	28	27,5	24
Lado III / III	29	27	29	26
Lado III / IV	29	26	27	25
Lado IV / I	35	31	30	26
Lado IV / II	32	31	30	28
Lado IV / III	32	27	30	28
Lado IV / IV	29	29	28	28



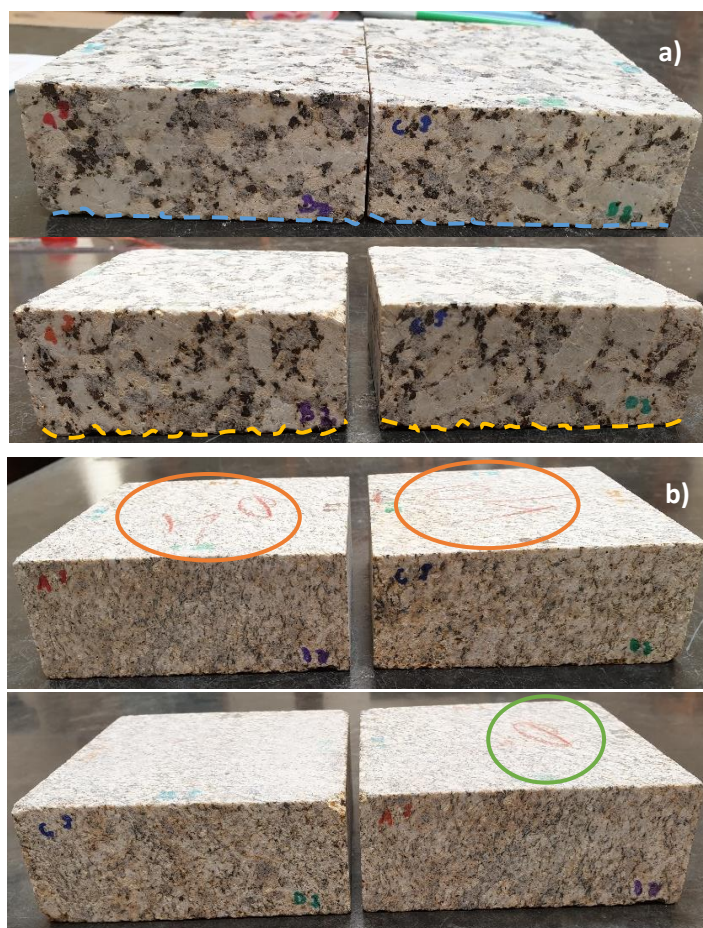
**Figura 87** - Gráficos evolutivos do desgaste em ambos os equipamentos para ambos os casos de estudo.

---

Relativamente ao caso de estudo da vertente natural de S. Simão, analisando os gráficos globalmente, os picos dos dois equipamentos intercetam-se, na maioria dos casos, exibindo um comportamento semelhante, sendo notória uma oscilação mais acentuada com picos isolados, recorrendo ao protótipo, se não forem considerados os resultados superiores anteriormente mencionados. As linhas de tendência exibem comportamentos crescentes, sendo a diferença entre o ponto inicial e o final na ordem de 1°, visível após o término dos mesmos – figura 88 a), as superfícies abandonam o *polimento* inicial característico da serragem permitindo aos grãos grosseiros um rearranjo encaixando-se entre si. Especificamente no protótipo utilizando o último lado de contacto – IV – é possível observar um decréscimo progressivo característico do desgaste pela quebra dos grãos superficiais, acumulação de detritos e/ou pó.

Relativamente ao talude rochoso de S. Ovídio, globalmente, os gráficos apresentam-se díspares entre si. Para o protótipo, o comportamento segue o exemplo do caso anterior, apresentando uma linha de tendência crescente com uma diferença entre o ponto inicial e o final de 2° com picos pouco acentuados. Contrariamente, para o equipamento da UA, a linha de tendência decresce essa diferença é de aproximadamente 1°, apresentando-se com um pico significativo e oscilações acentuadas, demonstrando-se constante no final. Apesar de as diferenças, os provetes apresentam-se igualmente desgastados no final do ensaio – figura 88 b).

Na figura 88 não são muito perceptíveis as evidências do desgaste dos provetes. Esta é visível a *olho nu*, sendo o principal indicador o desvanecimento das marcações iniciais. Para S. Simão, devido à granularidade grosseira, é também evidente o recortado das arestas dos provetes, passando do linear para o ondulado. Em S. Ovídio, é possível reparar que as marcações de identificação do maciço original, aquando da colheita das amostras no terreno, – 04 –, desapareceu, totalmente, num dos provetes e, parcialmente, no outro.



**Figura 88** - Evidências do desgaste dos provetes: a) S. Simão, azul antes e laranja depois do ensaio, e b) S. Ovídio, laranja antes e verde depois do ensaio.

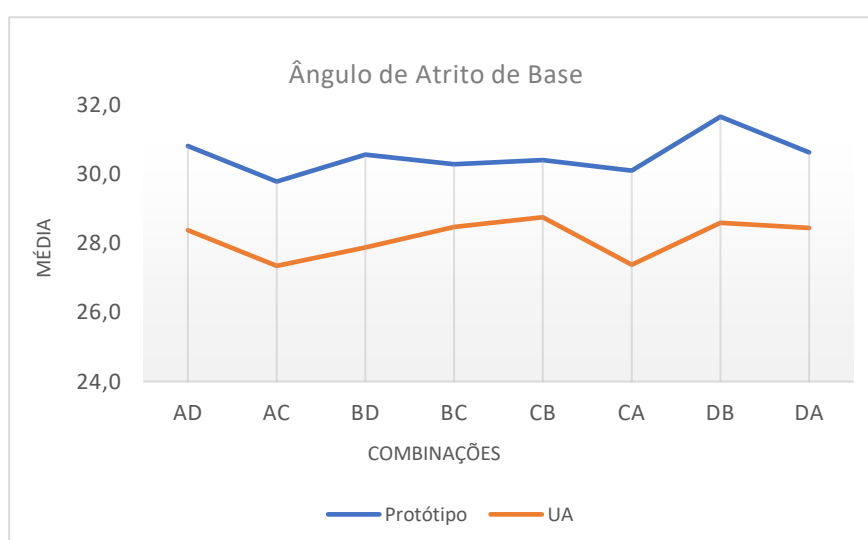
#### 4.5.4.3. Protótipo ISEP vs Equipamento UA

A próxima análise centrou-se nas diferenças entre os equipamentos adotados, permitindo concluir quais as diferenças entre os resultados obtidos com um equipamento artesanal, construído com materiais mais brandos, comparativamente com uma máquina em aço e resultante de uma produção industrial. Esta análise realizou-se separadamente para cada caso de estudo, recorrendo a meios gráficos para ilustrar os resultados do ângulo de atrito de base ( $\Phi_b$ ), do ponto de vista dos pares combinados e das sequências adotadas.

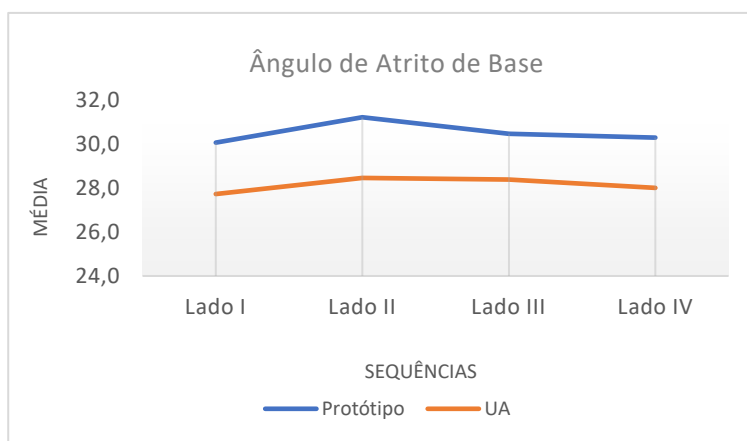
Para os provetes da vertente natural de S. Simão obtiveram-se os resultados médios do ângulo de atrito de base listados na tabela 61 para os oito pares combinados e para os quatro lados escolhidos, cuja variação se apresenta nas figura 89 e 90, respetivamente, podendo verificar-se que os valores registados no protótipo são superiores em, aproximadamente, 2°.

**Tabela 61** - Comparação dos resultados obtidos para a média do ângulo de atrito de base para as oito combinações e os quatro lados, entre o protótipo do ISEP e o equipamento da UA, para S. Simão.

Média de $\Phi_b$ - S. Simão		
Combinação	Protótipo ISEP	UA
AD	30,8	28,4
AC	29,8	27,3
BD	30,6	27,9
BC	30,3	28,5
CB	30,4	28,8
CA	30,1	27,4
DB	31,7	28,6
DA	30,6	28,4
Lados	Protótipo ISEP	UA
Lado I / I	30,1	27,7
Lado II / II	31,2	28,5
Lado III / III	30,5	28,4
Lado IV / IV	30,3	28,0



**Figura 89** - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para as oito combinações para S. Simão.

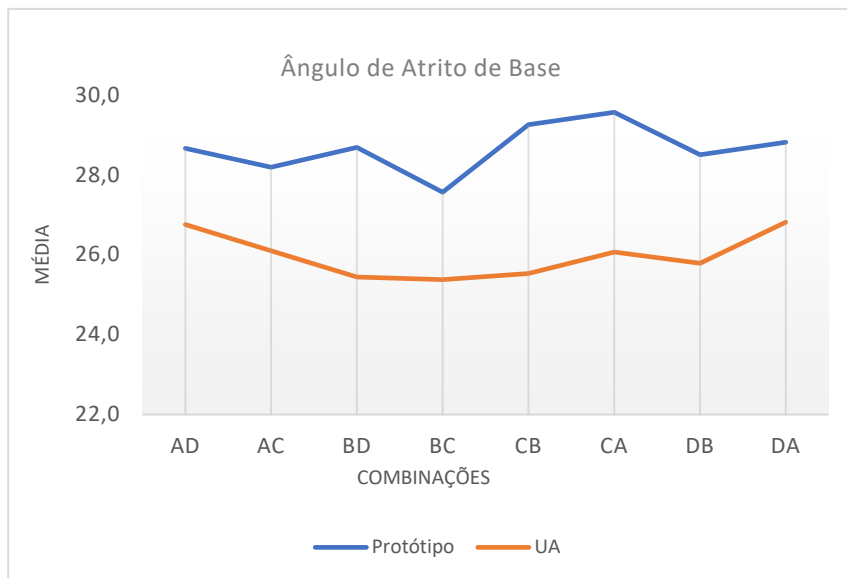


**Figura 90** - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para os quatro lados para S. Simão.

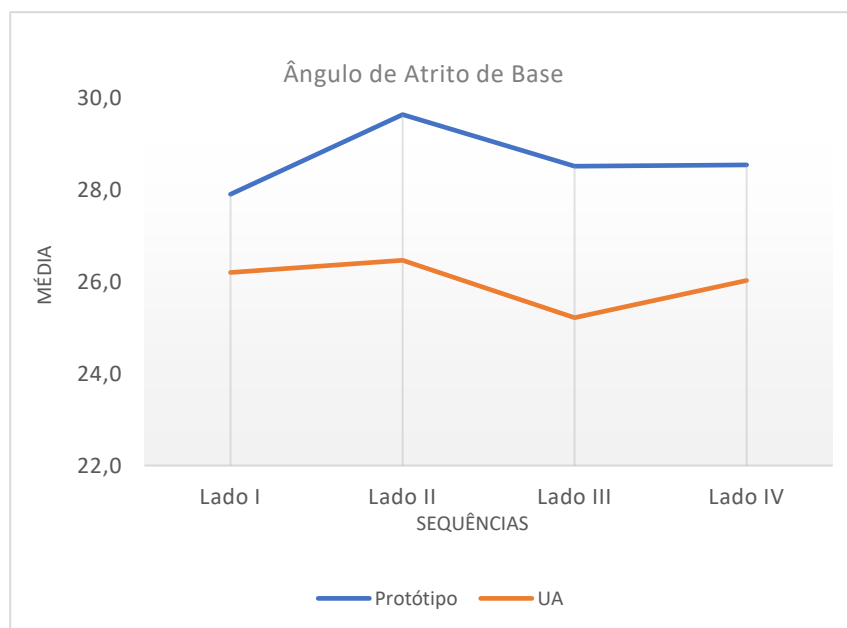
Para os provetes do talude rochoso de S. Ovídio obtiveram-se os resultados médios do ângulo de atrito de base listados na tabela 62 para os oito pares combinados e para os quatro lados escolhidos, cuja variação se apresenta nas figuras 91 e 92, podendo verificar-se que os valores registados no protótipo do ISEP são superiores em, aproximadamente, 3°, apresentando uma maior oscilação individual que no caso de estudo de S. Simão, verificando-se maiores variações.

**Tabela 62** - Comparação dos resultados obtidos para a média do ângulo de atrito de base para as oito combinações e os quatro lados entre o protótipo do ISEP e o equipamento da UA, para S. Ovídio.

Média de $\Phi_b$ – S. Ovídio		
Combinação	Protótipo ISEP	UA
AD	28,7	26,8
AC	28,2	26,1
BD	28,7	25,4
BC	27,6	25,4
CB	29,3	25,5
CA	29,6	26,1
DB	28,5	25,8
DA	28,8	26,8
Lados	Protótipo	UA
Lado I / I	27,9	26,2
Lado II / II	29,6	26,5
Lado III / III	28,5	25,2
Lado IV / IV	28,5	26,0



**Figura 91** - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para as oito combinações para S. Ovídio.



**Figura 92** - Gráficos comparativos da média do ângulo de atrito de base para os quatro lados para S. Ovídio.

---

## **Capítulo V**

### **Conclusões**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## 5. Conclusões

Tendo por base os conhecimentos e estudos efetuados ao longo do tempo nesta temática conjuntamente com os resultados obtidos através dos ensaios de *tilt test* realizados e a interpretação minuciosa destes foi possível apresentar as principais conclusões enumeradas abaixo.

### 5.1. Conclusões finais

Este projeto teve como objetivo analisar o comportamento das discontinuidades nos maciços rochosos relativamente à resistência ao corte através da idealização e construção de um protótipo para a realização do ensaio *tilt test* (teste de basculamento) estudando dois casos de estudo provenientes de amostras-chave colhidas na vertente natural de S. Simão (Gouveia, Amarante) e no talude rochoso S. Ovídio (Vila Nova de Gaia). E assim comparando os resultados obtidos experimentalmente com os avançados por vários especialistas, verificando-se que estas investigações geotécnicas são imprescindíveis no sentido de antecipar potenciais deslizamentos e/ou queda de blocos em taludes naturais e prevenir acidentes.

Estes dois casos de estudo foram selecionados, dentre outros, pelos seus antecedentes bem documentados. Ambas as zonas registaram a queda de blocos num passado recente (pormenores em Machado, 2016; LABCARGA & NEC, 2018), como referido anteriormente, tendo sido intervencionadas apresentando, por isso, um estudo detalhado dos parâmetros em análise neste projeto permitindo, assim, uma comparação cabal e realista.

Numa fase preliminar, o projeto iniciou-se com a análise da bibliografia principal versando os conhecimentos adquiridos pelos investigadores relativamente à temática da resistência ao corte generalizada e específica em discontinuidades mencionando a sua importância, salientando o seu significado e interação com a estabilidade de taludes/vertentes rochosas e enumerando os vários parâmetros que a influenciam, relacionados com as características das discontinuidades, a rugosidade, a permeabilidade, a abertura, o preenchimento e a continuidade e também relacionada com a matriz rochosa, a resistência. Finalizando esta análise com a compilação de todas as metodologias documentadas para a obtenção do ângulo de atrito de base e a sua evolução ao longo dos tempos revelando o aperfeiçoamento da técnica e o desenvolvimento de equipamentos auxiliares à realização dos ensaios necessários para a sua determinação.

A segunda fase consistiu na recolha e análise bibliográfica regional e local conjuntamente com a realização no terreno da técnica de amostragem linear – *scanline sampling technique* – permitindo

---

elaborar a caracterização pormenorizada da zona de estudo versando os parâmetros geológicos, geotécnicos e geomecânicos (apoiados por uma análise complementar da geomorfologia e hidrogeologia dos terrenos), classificando o maciço rochoso e cartografando-o por zonas geotécnicas. A ida ao terreno permitiu a recolha de amostras tendo sido utilizadas quatro de cada zona para posteriores ensaios laboratoriais que, conseqüentemente, foram serradas dando origem aos provetes utilizados no ensaio estudado – *tilt test*.

A terceira fase centrou-se na elaboração e desenvolvimento de um protótipo sustentável tendo em conta os existentes versando um modelo simples e prático que comportasse a realização do ensaio. A metodologia adotada foi a mais recente e normativa sugerida por Alejano et al. (2018) e aprovada pela ISRM adotando provetes quadrados de 100 x 100 x 40 mm (Alejano et al., 2012), marcando as quatro arestas – I a IV – e as duas faces – A/B e C/D – repetindo cada ensaio três vezes, perfazendo um total de 384 ensaios para cada caso de estudo.

A fase final focou-se na realização dos ensaios laboratoriais, divididos em duas etapas, as amostras e os provetes. Os ensaios realizados nas amostras em bruto foram o esclerómetro (martelo de Schmidt) nos estados seco e molhado, o ângulo de atrito natural, os perfis de rugosidade e as respetivas amplitudes e nos provetes, para além do ensaio principal, executou-se também o esclerómetro. O ensaio *tilt test* realizou-se no protótipo desenvolvido no ISEP e, posteriormente, num equipamento técnico e especializado amavelmente cedido pela Universidade de Aveiro, por forma a comparar os resultados obtidos tentando otimizar ao máximo o intervalo de valores característicos do maciço em estudo. Posteriormente, os dados obtidos foram analisados e tratados exaustivamente versando as comparações em estudo e determinando o valor da resistência ao corte global de cada maciço e individual por zona geotécnica.

A caracterização geológica, geotécnica e geomecânica de ambos os casos de estudo apresenta-se, muito resumidamente:

- Vertente natural de S. Simão – situada no lugar Aldeia Velha em Gouveia (S. Simão), Amarante, apresenta uma orientação geral NW-SE ao longo dos seus, aproximadamente, 120 m de comprimento exibindo declives acentuados tendo uma altura máxima de 70 m sendo geologicamente constituída por granito porfiróide de grão grosseiro – 10 a 15 mm, essencialmente biotítico, deparando-se com um maciço ligeiro –  $W_{1-2}$  – a medianamente alterado –  $W_3$ , de cor cinzenta esbranquiçada, podendo apresentar-se rosada, face à dominância de megacristais de feldspato potássico (ortoclase), com uma rede de descontinuidades considerável, principalmente falhas e diaclases. Este maciço apresenta-se num estado razoável a bom segundo a análise das quatro classificações geomecânicas.

- 
- Talude rochoso de S. Ovídio – localizado em Mafamude, Vila Nova de Gaia, no local de uma antiga pedreira apresentando declives bastante acentuados contrastantes com o aplanamento da base de declives suaves, geologicamente é constituído por granito de duas micas, predominando a moscovite, de grão médio a fino – 2 a 5 mm – encontrando-se, globalmente, pouco a medianamente alterado ( $W_{1-2}$  a  $W_3$ ) apresentando um elevado número de descontinuidades, maioritariamente diaclases. Este maciço apresenta diferentes estágios consoante a zona geotécnica oscilando entre o fraco, razoável e bom segundo a análise de índices e classificações geomecânicas.

A resistência ao corte obteve-se segundo a formulação proposta por Barton & Choubey, em 1977, contabilizando as seguintes variáveis:

1. Tensão normal -  $\sigma_n$  – obtido através da espessura da amostra e do ângulo de atrito natural ( $\alpha$ ).
2. Ângulo de atrito residual -  $\Phi_r$  – obtido através do ângulo de atrito de base ( $\Phi_b$ ), da resistência à compressão para o provete no estado seco ( $R$ ) e a amostra no estado molhado ( $r$ ).
3. Resistência à compressão da superfície da descontinuidade – JCS – obtido pelo valor médio da resistência à compressão uniaxial para as amostras no estado seco.
4. Coeficiente de rugosidade da descontinuidade – JRC – obtido através de  $\sigma_n$ , JCS,  $\alpha$  e  $\Phi_b$ .

Ao longo do desenvolvimento da investigação, à medida que se apresentavam os resultados das diferentes variáveis envolvidas, foram apresentadas conclusões intermédias agora sintetizadas:

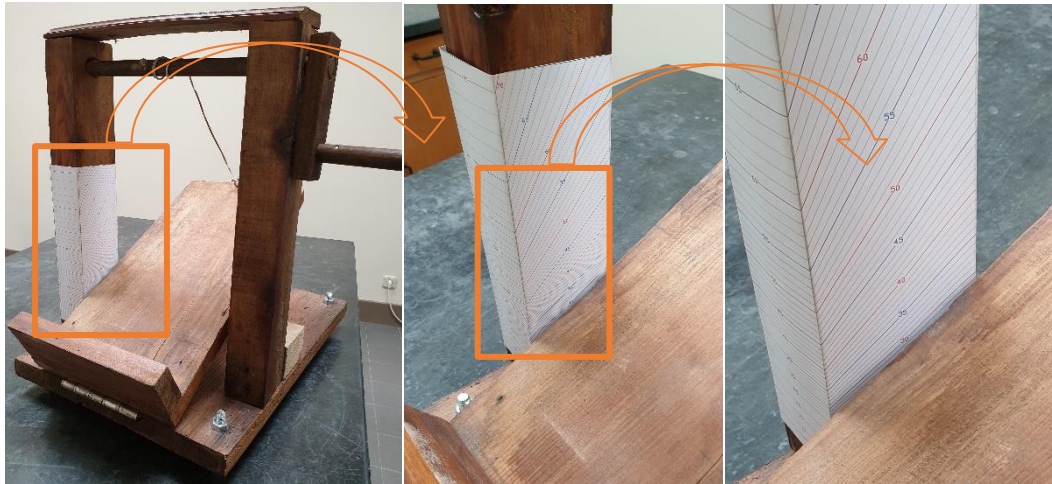
- A resistência à compressão uniaxial, JCS (seco) e  $r$  (molhado), das amostras da vertente natural de S. Simão apresenta um comportamento em espelho de um perfil em relação ao outro e para o talude rochoso de S. Ovídio ambas as linhas descrevem o mesmo perfil, apresentando o estado molhado resultados inferiores (ou iguais) ao do estado seco, como esperado, pelo preenchimento de vazios e rearranjo das partículas. Em ambos os casos de estudo, o maciço apresenta-se de mediana resistência, resultado corroborado pelo provete seco ( $R$ ) que se enquadra perfeitamente nos intervalos obtidos.
- O ângulo de atrito natural,  $\alpha$ , apresenta-se algo constante, no caso de estudo de S. Simão observa-se uma oscilação maior entre os resultados devido, uma vez mais, ao tamanho do grão levando a ângulos mais elevados pelo encaixe perfeito entre rugosidades ou mais baixos se estas rugosidades não se conseguirem encaixar. Neste caso, este fenómeno deveu-se à presença de vegetação na amostra 4 do lado B, estimando que o valor global do maciço andarà entre a casa dos 40 aos 50. No caso de S. Ovídio os valores são mais uniformes – 40 a 46.

- 
- O ângulo de atrito de base,  $\Phi_b$ , obtido para ambos os maciços rochosos graníticos enquadram-se no intervalo  $25^\circ - 31^\circ$ . A vertente natural de S. Simão enquadra-se na parte superior do intervalo –  $28^\circ$  a  $31^\circ$  – pelas suas características mais grosseiras contrariamente ao talude rochoso de S. Ovídio –  $26^\circ$  a  $29^\circ$ .
  - O ângulo de atrito residual,  $\Phi_r$ , é influenciado única e exclusivamente pelo ângulo de atrito de base, uma vez que as restantes variáveis são imutáveis, observando-se que este aumenta quanto maior o valor de  $\Phi_b$ .
  - O coeficiente de rugosidade, JRC, avaliado nas amostras utilizando as técnicas expeditas propostas por Barton (1982) exhibe-se com perfis de média a alta rugosidade, para a vertente natural de S. Simão oscila entre os 12 e os 15 ilustrando os percursos desenhados pelos seus grãos grosseiros e para o talude rochoso de S. Ovídio, apesar do seu grão ser razoavelmente inferior, os perfis apresentam-se os três mais elevados – 18 a 20, excetuando para a amostra 4, que se apresenta maioritariamente linear. Aquando da serragem das amostras e a sua transformação nos provetes os valores decrescem exorbitantemente aproximando-se do valor obtido da amostra 4 de S. Ovídio, enquadrando-se entre 3 e 5 para S. Simão e 4 a 5 para S. Ovídio. Isto acontece devido à ausência da rugosidade característica da rocha perdida no processo de corte que lhes confere um certo polimento.

Analisando os dois equipamentos utilizados concluiu-se que apesar da sua diferença estrutural, os valores do ângulo de atrito de base apresentam uma diferença máxima entre si de  $3^\circ$  e apesar dos valores diferirem nos cálculos intermédios, o resultado final da resistência ao corte apresenta-se rigorosamente igual mostrando a uniformidade dos resultados obtidos, demonstrando que estes ensaios podem ser realizados em equipamentos simples de modo fiável e que o protótipo desenvolvido no ISEP correspondeu às expectativas (tal como previamente referido). No entanto, atendendo ao fator de segurança, os resultados intermédios a adotar para futuras intervenções nestes maciços deverão ser os obtidos pelo equipamento fornecido pela Universidade de Aveiro, pelo seu maior rigor e fiabilidade das leituras.

As leituras dos ângulos de inclinação da superfície de apoio dos provetes –  $\beta$  – realizou-se, em ambos os equipamentos, de forma direta recorrendo ao transferidor acoplado no caso do equipamento da Universidade de Aveiro e um externo no caso do protótipo ISEP. O rigor associado a estas leituras envolve um erro que poderá justificar as diferenças encontradas entre os conjuntos de resultados associados a estes dois equipamentos. Nesse sentido, após a realização destes ensaios, instalou-se no protótipo ISEP, num dos prumos que ladeiam a superfície de apoio dos provetes, o esquema de leitura dos ângulos

pensado inicialmente, permitindo uma leitura com maior precisão, reduzindo desta forma o erro eventualmente associado ao processo prolongado e repetido de leituras – figura 93.



**Figura 93** - Graduação angular no prumo direito do protótipo ISEP - nova estratégia de leitura das inclinações.

Analisando os dados bibliográficos do ângulo de atrito e os resultados obtidos do ângulo de atrito de base agrupados na tabela 63 para ambos os casos de estudo é possível concluir que:

- S. Simão – os valores adotados anteriormente, para prosseguir o estudo de modelação tentando perceber o esquema de rotura, são bastante superiores aos valores obtidos no ensaio *tilt test* indicando uma rotura mais tardia do que a real.
- S. Ovídio – os valores adotados anteriormente, para prosseguir o estudo de modelação, tentando perceber o esquema de rotura e a melhor solução para resolver a queda iminente de blocos, encontram-se na casa dos 30° aos 41° – para as duas zonas em estudo do perfil 1 – sendo um pouco superiores aos valores obtidos no ensaio *tilt test* indicando, também, uma rotura mais tardia do que a real.

**Tabela 63** - Comparação entre os dados bibliográficos e os resultados obtidos para o ângulo de atrito de base.

Caso de estudo	Dados bibliográficos de referência em descontinuidades					Resultados experimentais obtidos no presente estudo				
	S. Simão			S. Ovídio		S. Simão			S. Ovídio	
Setor/Perfil	I	III	IV	1	2	I	III	IV	1	2
$\Phi/\Phi_b$	40° - 50°			30° - 54°	59° - 65°	29°			27°	

---

No entanto, relativamente ao caso de estudo da vertente natural de S. Simão, a parcela  $JRC \times \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)$  assume valores da ordem de  $18^\circ$ , considerando que a estas cunhas superficiais estarão associados baixos níveis de tensão de compressão, na expressão da resistência ao corte – equação (1) – o fator  $(\Phi_r + JRC \times \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right))$  assumirá valores iguais a  $(27 + 18)$ , encaixando-se perfeitamente nos valores bibliográficos usados no estudo.

Relativamente ao caso de estudo do talude rochoso de S. Ovídio, a parcela assumirá valores na ordem dos  $23^\circ$  e considerando, uma vez mais, que a estas cunhas superficiais estarão associados baixos níveis de tensão de compressão, na expressão da resistência ao corte – equação (1) – o fator estabelecido assumirá valores iguais a  $(21 + 23)$ , encaixando-se no intervalo de valores bibliográficos usados no estudo.

Perante esta análise, podemos afirmar que a realização do ensaio de basculamento – *tilt test* – se revela importante para um correto e otimizado dimensionamento da solução interventiva. Este deve ser realizado antes da elaboração do projeto, na fase de estudos. Sendo possível concluir que os ângulos de atrito naturais são superiores aos de base confirmando a tendência de ambos os maciços para uma rotura por cunha apresentando a formação de blocos individualizados e instáveis.

Por fim, demonstrou-se que a resistência ao corte apresenta uma relação direta com a tensão normal, uma vez que é esta a variável que mais influencia o resultado.

## **5.2. Perspetivas futuras**

Analisando criticamente todo o processo de investigação desenvolvido nos referidos casos de estudo, é possível apontar algumas recomendações e/perspetivas futuras que melhorariam a realização do ensaio e, posteriormente, forneceriam ainda dados mais robustos:

- i. Execução do ensaio *tilt test* num equipamento moderno incorporado com:
  - Níveis de bolha nas arestas, garantido, sempre, a horizontalidade da plataforma inferior;
  - Pernas ajustáveis e rígidas para nivelar o equipamento em altura consoante o pretendido;
  - Plataforma basculante (superior) ajustável permitindo aumentar ou diminuir consoante a largura dos provetes;
  - Travão/batente retrátil permitindo aumentá-lo caso seja necessário;
  - Medidor de vibrações colocado na plataforma inferior;
  - Leitor/medidor de temperatura e humidade do ar colocado na plataforma inferior;

- 
- Leitor angular digital com precisão de uma casa decimal;
  - E, preferencialmente, de inclinação automática garantindo a mesma cadência em todos os ensaios.
- ii. Realização das cinco repetições recomendadas em Alejano et al. (2018) garantindo uma *melhor* mediana levando a um resultado de ângulo de atrito de base ( $\Phi_b$ ) mais preciso.
  - iii. Execução de um maior número de ensaios, limpando as faces antes de cada repetição garantindo ao máximo reproduzir as mesmas circunstâncias de quando realizado sem limpeza, aconselhando-se a executá-los seguidos e não no final do total de repetições, para concluir, com menor erro, a real influência deste parâmetro.
  - iv. Colheita de amostras correspondentes a cada zona geotécnica definida, respectiva serragem de um par de provetes e execução do ensaio *tilt test* igualmente por zona, permitindo uma análise individual por cada zona, podendo distingui-las o mais corretamente possível intervindo eficazmente.

---

(página propositadamente em branco)

---

## **Capítulo VI**

### **Referências Bibliográficas**

---

---

(página propositadamente em branco)

---

## 6. Referências bibliográficas

- Aires-Barros, L., 1991. Alteração e alterabilidade de rochas. Instituto Nacional de Investigação Científica, INIC, Lisboa, 384 p.
- Alejano, L.R., Gonzalez, J., Muralha, J., 2012. Comparison of different tilt testing techniques and basic friction angle variability assessment. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 45(6):1023-1035.
- Alejano, L.R., Muralha, J., Ulusay, R., Li, C.C., Karakul, H., Chryssanthakis, P., Aydan, Ö., 2018. ISRM Suggested Method for determining the basic friction angle of planar rock surfaces by means tilt tests. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(12):3853–3859.
- Aydin A., 2015. ISRM Suggested method for determination of the Schmidt hammer rebound hardness: revised version. In: R. Ulusay (ed.), *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007–2014*. Springer, Cham, Heidelberg, p. 25-33.
- Barton N., 2012. From empiricism, through theory, to problem solving in rock engineering: a shortened version of the 6th Müller Lecture. *ISRM News Journal*, 14:60–66.
- Barton N., 2016. Non-linear shear strength for rock, rock joints, rockfill and interfaces. *Innovative Infrastructure Solutions*, 1: 30.
- Barton N., Bandis S., 1990. Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. In: N. Barton, O. Stephansson, eds., *Rock Joints*. Balkema, Rotterdam. p. 603–610.
- Barton N., Choubey V., 1977. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10(1-2):1-54.
- Barton N., Quadros E., 2015. Anisotropy is everywhere, to see, to measure and to model. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 48:1323–1339.
- Barton N.R., 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7:287-332.
- Barton N.R., 1974. A review of the shear strength of filled discontinuities in rock. *Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105*, NGI, Oslo.
- Barton N.R., 1976. The shear strength of rock and rock joints. *International of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 13:1-24.
- Barton N.R., 1982. Modelling rock joint behaviour from in situ block tests--Implications for nuclear waste repository design. *Technical Report 81-83*, Terra Tek, Salt Lake City.
- Bieniawski Z.T., 1993. Classification of rock masses for engineering: the RMR system and future trends. Hudson J.A., (ed.), *comprehensive rock engineering: principles, practice, and projects*. Pergamon Press, 33:553-574.
- Bock H., 2006. Common ground in engineering geology, soil mechanics and rock mechanics: past, present and future. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 65:209-216.
- Brady B.H.G., Brow E.T., 2005. *Rock mechanics for underground mining*. Kulwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Brown E.T., 1991. Da teoria à prática em mecânica das rochas. *Ingenium, Revista da Ordem dos Engenheiros, Ano IV (48):9-29*.
- Bruce I., Cruden D.M., Eaton T.M., 1989. Use of a tilting table to determine the basic friction angle of hard rock samples. *Canadian Geotechnical Journal*, 26(3):474-479.
- Cabral J., Ribeiro A., 1988. Carta neotectónica de Portugal Continental, escala 1/1000000. *Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa.
- Cabral J., Ribeiro A., 1989. Carta neotectónica de Portugal, escala 1/1000000. Nota explicativa. *Serviços Geológicos de Portugal*, Lisboa. 10 p.

---

Cawsey D.C., Farrar N.S., 1976. A simple sliding apparatus for the measurement of rock joint friction. *Géotechnique*, 26(2):382-386

CFCFF – Committee on Fracture Characterization and Fluid Flow, 1996. Rock fractures and fluid flow: contemporary understanding and applications. National Research Council, National Academy Press, 568 p.

Chaminé H.I., 2016. Técnicas de amostragem em estudos de maciços rochosos fracturados: importância na prática da geologia estrutural, geociências de engenharia e mecânica das rochas. In: H.I. Chaminé, M.J. Afonso, A.C. Galiza (eds.), Eduardo Gomes (1931-2008): Engenheiro, Docente, Empreendedor - Uma Homenagem. Coleção LABCARGA-Geo|2, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada & Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. p. 297-343.

Chaminé H.I., Afonso M.J., Ramos L., Pinheiro R., 2015. Scanline sampling techniques for rock engineering surveys: insights from intrinsic geologic variability and uncertainty. In: Giordan D., Thuro K., Carranza-Torres C., Wu F., Marinos P., Delgado C. (eds.), *Engineering Geology for Society and Territory – Applied Geology for Major Engineering Projects*, IAEG, Springer, 6:357-361.

Chaminé H.I., Afonso M.J., Silva R.S., Moreira P.F., Teixeira J., Trigo J.F., Monteiro R., Fernandes P., Pizarro S., 2010a. Geotechnical factors affecting rock slope stability in Gaia riverside (NW Portugal). In: Williams A.L., Pinches G.M., Chin C.Y., McMorrán T.J. & Massey C.I., eds., *Proceedings of the 11th Congress of the International Association for Engineering Geology, IAEG'2010, Geologically Active*, Auckland, New Zealand. CRC Press: Taylor & Francis Group. p. 2729-2736.

Chaminé H.I., Afonso M.J., Teixeira J., Ramos L., Fonseca L., Pinheiro R., Galiza A.C., 2013. Using engineering geosciences mapping and GIS-based tools for georesources management: lessons learned from rock quarrying. *European Geologist Journal*, 36:27-33.

Chaminé H.I., Gama Pereira L.C., Fonseca P.E., Noronha F. & Lemos de Sousa M.J., 2003. Tectonoestratigrafia da faixa de cisalhamento de Porto–Albergaria-a-Velha–Coimbra–Tomar, entre as Zonas Centro-Ibérica e de Ossa-Morena (Maciço Ibérico, W de Portugal). *Cadernos Laboratório Xeolóxico de Laxe, A Coruña*, 28: 37-78.

Chaminé H.I., Pinheiro R., Meirinhos J., Santa C., Pereira R., Silva R.S., Moreira P., Madureira M.M., Martins A., Fonseca L., Ramos L., 2016. Aplicativos informáticos para análise e avaliação de dados de campo em geociências de engenharia, geotecnia e hidrogeomecânica de maciços rochosos fracturados: MGC-RocDesign|Calc e GeoTech|CalcTools. In: H.I. Chaminé, M.J. Afonso, A.C. Galiza (eds.), Eduardo Gomes (1931-2008): Engenheiro, Docente, Empreendedor - Uma Homenagem. Coleção LABCARGA-Geo|2, Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada & Departamento de Engenharia Geotécnica, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto. p. 345 – 377.

Chaminé, H.I., Afonso M.J., Silva R.S., Monteiro R., Teixeira J., Moreira P., Meixedo J.P., Trigo J.F., 2010b. Da teoria à prática em geotecnia urbana de maciços rochosos: o exemplo da zona ribeirinha de Gaia. *Tecnologia e Vida, Revista da Secção Regional do Norte da ANET, Porto*, volume 6, pp. 39-45.

Dinis da Gama C., 1995. Aspectos geotécnicos y de fracturación de las rocas ornamentales. In: López Jimeno, C. (ed.), *Manual de Rocas Ornamentales. Entorno Gráfico S.L., Madrid*, p. 231-246.

Fontes A., 2011. Correlação entre a rugosidade e o ângulo de atrito em superfícies de descontinuidade abertas. IST, *Universidade Técnica de Lisboa. (Dissertação de Mestrado)*.

Galiza A.C., Ramos L., Fonseca L., Teixeira J. & Chaminé H.I., 2011. O papel da geotecnia mineira na otimização do desmonte de maciços rochosos fraturados. *Boletim de Minas, DGEG, Lisboa*, 46(2):103-120.

Gonzalez de Vallejo L.I., 2010. Design with geo-hazards: an integrated approach from engineering geological methods. *Soils and Rocks, Int J Geot Geoenviron Eng* 31(1):1–28.

Gonzalez de Vallejo L.I., Ferrer M., 2011. *Geological engineering*. CRC Press, Taylor-Francis group, 725 p.

GSE [Geological Society Engineering Group Working Party Report], 1995. The description and classification of weathered rocks for engineering purposes. *Quarterly Journal of Engineering Geology, Geological Society*, 28(3):207-242.

Gunsallus K.L., Kullhawy F.N., 1984. A comparative evaluation of rock strength measures. *International of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 21: 233-248.

---

Hencher S.R., Richards L.R., 1982. The basic frictional resistance of sheeting joints in Hong Kong granite. *Hong Kong Engineer*, Feb., 21-25.

Hoek E., 1994. Strength of rock and rock masses. *News Journal of ISRM*, 2(2): 4-16.

Hoek E., 2007. Practical rock engineering. *RocScience: Hoek's Corner*, 342 p.

Hoek E., Bray J.W., 1974. *Rock Slope Engineering*. London, Inst. Min. Metall.

Hoek E., Brown E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 34(8):1165–1186.

Hoek, E., Carter, T.G. & Diederichs, M.S., 2013. Quantification of the geological strength index chart. In: *Proceedings geomechanics symposium 47th US rock mechanics*, San Francisco, CA, ARMA 13-672, p. 1-8.

ISRM – International Society for Rock Mechanics, 1978. Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. *International of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(6): 319-368.

ISRM – International Society for Rock Mechanics, 1981. Basic geotechnical description of rock masses. *International of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18: 85-110.

ISRM – International Society for Rock Mechanics, 2007. The complete ISRM suggested methods for characterization, testing and monitoring: 1974-2006. In: R. Ulusay & J.A. Hudson, eds., *suggested methods prepared by the commission on testing methods*, ISRM. Ankara, Turkey. 628 pp.

ISRM – International Society for Rock Mechanics, 2015. The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007–2014. In: R. Ulusay, ed., *suggested methods prepared by the commission on testing methods*, ISRM. Springer, Cham, Heidelberg. 293 pp.

Kim D.H., Gratchev I., Hein M., Balasubramaniam A., 2016. The application of normal stress reduction function in tilt tests for different block shapes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(8):3041–3054.

LABCARGA & NEC, 2018. Talude rochoso do Agrupamento 465 Santo Ovídio (CNE): inspeção, avaliação de segurança e proposta de estabilização. Laboratório de Cartografia e Geologia Aplicada, Instituto Superior de Engenharia do Porto. (Relatório confidencial).

Leite F.T., 2011. Análise comparativa entre o tilt teste e o ensaio de cisalhamento direto para determinação do ângulo de atrito interno básico da rocha. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. (Relatório de Final de Curso).

Machado R., 2016. Cartografia geomecânica de vertentes rochosas (S. Simão, Amarante): estudos de perigosidade geotécnica. DEG, Instituto Superior de Engenharia do Porto. (Dissertação de Mestrado).

Muralha J., Grasselli G., Tatone B., Blumel M., Chryssanthakis P., Jiang Y., 2014. ISRM suggested method for laboratory determination of the shear strength of rock joints: revised version. *Rock Mechanics & Rock Engineering*, 47:291–302.

NP EN-1998-1 (2010) Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos: Parte I – Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade. 230 p.

Palmström A., 2005. Measurements of and correlations between block size and rock quality designation (RQD). *Tunnels and Underground Space Technology*, 20:326-377.

Palmström A., Stille H., 2014. *Rock engineering*. 2nd revised edition, ICE Publishing, London, 352 p.

Pedrosa M.Y. [coord.], 1998. Carta hidrogeológica de Portugal, à escala 1/200.000. Folha 1. Instituto Geológico e Mineiro, Lisboa.

Pereira E., 1992. Carta Geológica de Portugal - Notícia Explicativa da Folha 1, Escala 1/200000. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa, 76 pp.

Pinheiro R., Ramos L., Teixeira J., Afonso M.J., Chaminé H.I., 2014. MGC–RocDesign|CALC: a geomechanical calculator tool for rock design. In: L.R. Alejano, A. Peruchó, C. Olalla & R. Jiménez (Eds.), *Proceedings of Eurock2014, Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses (ISRM European Regional Symposium, Vigo, Spain, 26-28 May 2014)*, CRC Press/Balkema Taylor & Francis Group, London, p. 655-660. (on pen-drive insert, ISRM Paper CH100).

---

Priest S.D., 1993. Discontinuity analysis for rock engineering. Chapman and Hall, London, 473 p.

Ramalho H., Silva S., Costa R.F., Oliveira, M.M. (2014). Análise comparativa entre cisalhamento direto e tilt teste para obtenção do ângulo de atrito interno básico em estudo de caso do xisto. *Revista Pensar Engenharia*, 2(2):1-13.

Rocha M., 2013. *Mecânica das Rochas*. Edição no âmbito das comemorações do centenário do nascimento do Engenheiro Manuel Rocha – 1913-2013. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 436 p.

Romana M., Serón J.B., Montalar E., 2003. SMR geomechanics classification: application, experience and validation. In: *Proceedings ISRM 2003*, p. 1-4.

Romana, M., 1993. A geomechanics classification for slopes: slope mass rating. In: Hudson J. (ed.), *Comprehensive Rock Engineering*, First Edition. Pergamon, Oxford. 45 p.

RSAEEP [Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes] 1983. Regulamento de segurança e ações para estruturas de edifícios e pontes. Decreto-Lei nº 235/83, de 31 de Maio. Lisboa: Imprensa Nacional-Casa da Moeda, E.P.

Santana T., Lamas P., 2006. Modelos físicos simples de apoio ao ensino da geotecnia. In: *Actas do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia*, 22 a 26 de Março de 2006. UNL, Lisboa.

Silva G.D.G., 2015. Comparação dos modelos de Coulomb e de Barton para a resistência tangencial de descontinuidades rochosas. FEUP, Universidade do Porto (Dissertação de Mestrado).

Terzaghi R.D., 1965. Sources of errors in joint surveys. *Geotéchnique*, 15(3):287-304.

Wyllie D.C., 2014. *Rock fall engineering*. CRC Press, 270 p.

Wyllie D.C., Mah C.W., 2004. *Rock slope engineering: civil and mining*. 4th Edition. Spon Press, London and New York, 431 p.

Yong R., Fu X., Huang M., Liang Q., Du, S.-G., 2018. A rapid field measurement method for the determination of joint roughness coefficient of large rock joint surfaces. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(1):101-109.

---

## Sítios da internet consultados (Janeiro a Setembro de 2019)

Agência Portuguesa do Ambiente - APA (2009): [https://www.apambiente.pt/Sistema Nacional de Informação de Ambiente \(SNIAmb\):](https://www.apambiente.pt/Sistema Nacional de Informação de Ambiente (SNIAmb):)

Alejano L.R., 2019. Video ISRM – Basic Friction Angle of Planar Rock Surfaces by Means of Tilt Tests: <https://www.isrm.net/gca/index.php?id=1360>

Clima IPMA (2019): <http://www.ipma.pt/pt/oclima/monitorizacao/index.jsp?selTipo=m&selVar=tt&selAna=m&selAno=-1>

Direção Geral do Território (DGTerritório): [http://www.dgterritorio.pt/sistemas\\_de\\_informacao/snit/igt\\_em\\_vigor\\_snit\\_/acesso\\_simples/](http://www.dgterritorio.pt/sistemas_de_informacao/snit/igt_em_vigor_snit_/acesso_simples/)

EC7 – Eurocode 7. Geotechnical design. [Consultar: <<http://www.eurocodes.co.uk/>>]

Lima et al. (2013). Descontinuidades. [[https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap\\_4\\_GE.pdf](https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap_4_GE.pdf)].

Lima et al. (2013). Propriedades índice e classificação das rochas. [[https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap\\_3\\_GE.pdf](https://paginas.fe.up.pt/~geng/ge/apontamentos/Cap_3_GE.pdf)].

Fonseca A.V. (2005). Notas de caracterização das rochas. [<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/67256/2/42462.pdf>].

Geoportal do Município de Vila Nova de Gaia: <http://sig.gaiurb.pt/websig/>

<http://geoportal.ineg.pt/geoportal/mapas/index.html?lg=pt>

[https://censos.ine.pt/xportal/xmain?xpid=CENSOS&xpgid=censos\\_quadros](https://censos.ine.pt/xportal/xmain?xpid=CENSOS&xpgid=censos_quadros) Visualizador de Mapas do Laboratório Nacional de Energia e Geologia (LNEG): geoPortal

<https://sniamb.apambiente.pt/content/geo-visualizador?language=pt-pt> Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH):

<https://snirh.apambiente.pt/index.php?idMain=1&idItem=1.4&ccdr=Norte&conc=AMARA>  
NTE&ponto=113/N1&zf=&click\_x=&click\_y=&tema=&tipo=Furo%20Vertical

<https://www.mafamudevilarparaiso.pt/index.php/autarquia/auto-generate-from-title> Urbanismo e Habitação de Gaia (Gaiurb): <http://www.gaiurb.pt/pdm.htm#pdm2>

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC): Tectónica e Sísmica <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>

Município de Amarante: <https://www.cm-amarante.pt/pt/> Instituto Nacional de Estatística (INE): Censos 2011

Município de Vila Nova de Gaia: <http://www.cm-gaia.pt/pt/cidade/vila-nova-de-gaia/> União de Freguesias de Mafamude e Vilar do Paraíso:

Portal do Clima: <http://portaldoclima.pt/pt>

Portal Geográfico do Município de Amarante: <https://websig.phinformatica.pt/amarante/> Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA):

Sísmica IPMA (2019): [http://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/geofisica/escalas\\_macro/index.html?page=ems.xml](http://www.ipma.pt/pt/enciclopedia/geofisica/escalas_macro/index.html?page=ems.xml)



---

**Anexos**

---

---

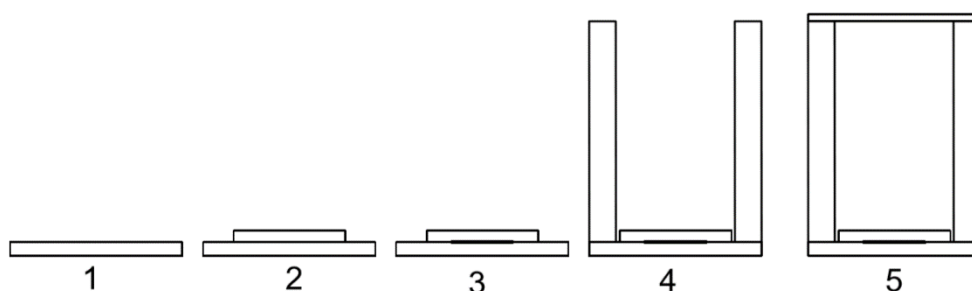
(página propositadamente em branco)

---

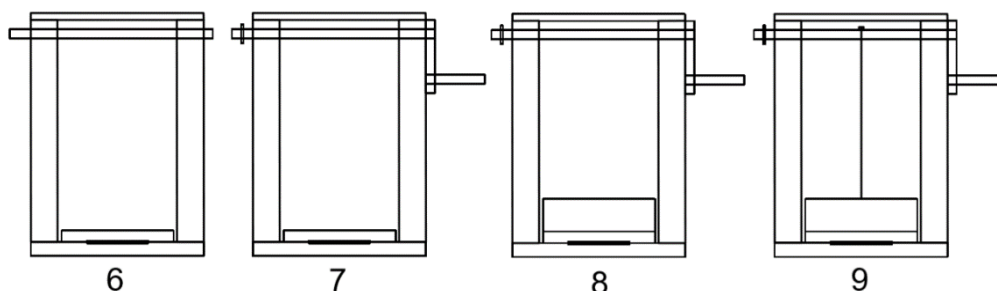
## 7. Anexos

### 7.1. Manual de instruções de montagem para o Protótipo ISEP 2

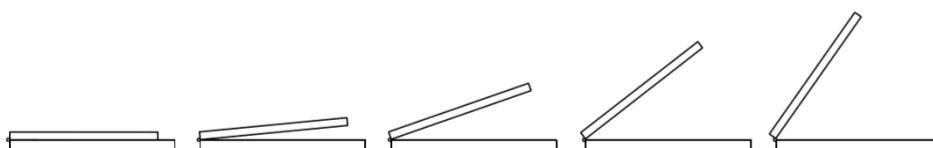
Complementando o processo descrito na figura 34, esboçaram-se as fases necessárias para a montagem do segundo modelo de protótipo idealizado. Nas fases de 1 a 3 esta ilustrado o acoplamento das duas plataformas uma à outra através da ferragem metálica. Nas fases 4 e 5 a montagem das torres laterais à plataforma superior e a colocação da trave superior que as une.



A fase seguinte é a introdução da barra nos furos realizados nas torres antes da fase 4. Durante a fase 7 é montado o travão da barra na extremidade direita e acoplada a manivela à extremidade esquerda no furo previamente feito quando a manivela é encaixada no cabo. Na fase 8 é acoplado o travão à plataforma basculante e, por fim, em 9, a ligação do fio enrolado na barra ao pitão metálico preso na plataforma superior.



Para além do processo de montagem ilustrado passo a passo, ilustrou-se também o movimento de basculamento realizado pela plataforma superior visto lateralmente, facilitando a perceção da superfície de deslizamento e os graus de inclinação que esta pode assumir.



## 7.2. Quadro resumo dos setores de S. Simão

### Setor I

Vertente Natural S. Simão, Amarante – Setor I						
Parâmetros Geológicos/Geotécnicos		Classes Dos Parâmetros Geológicos/Geotécnicos		Descrição Geral dos Parâmetros		
Nº Perfil		-----		1, 2, 3 e 4		
Número de Descontinuidades		-----		59		
<i>Parâmetros Petrofísicos e Geológicos</i>	Litologia		Granito porfiroide de grão grosseiro, essencialmente biotítico			
	Famílias	Número	-----			
		Atitude	Direção	N 20°-40° E	N 110°-130° E	N 20°-30° E
			Inclinação	70°-80° SE	75°-85° SW	5°-20° NW
Grau de Alteração	W <sub>1-2</sub>		25% (n=15)			
	W <sub>3</sub>		75% (n=44)			
	W <sub>4-5</sub>		0% (n=0)			
Tipo de Descontinuidade	Falha		8% (n=5)			
	Diáclase		92% (n=54)			
Abertura das Descontinuidades	Fechadas		90%			
	Entreabertas		8%			
	Abertas		2%			
<b>Valor médio</b>		4,7 mm				
Grau de Fracturação	F <sub>1-2</sub>		66% (n=39)	152,4 cm		
	F <sub>3</sub>		12% (n=7)	44,6 cm		
	F <sub>4-5</sub>		22% (n=11)	8,2 cm		
	<b>Valor médio</b>		104,6 cm			
Continuidade	Muito Pouco Contínua		14%			
	Pouco Contínua		64%			
	Medianamente Contínua		22%			
	Contínua		0%			
	Muito Contínua		0%			
<b>Valor médio</b>		2 m				
Rugosidade	R <sub>1-2</sub>		53%			
	R <sub>3</sub>		44%			
	R <sub>4-5</sub>		3%			
Preenchimento	Sem Preenchimento		97%			
	Rocha Esmagada		3%			
Curvatura	C <sub>1-2</sub>		81%			
	C <sub>3</sub>		15%			
	C <sub>4-5</sub>		4%			
Terminação	Obscuro		5%			
	Rocha		27%			
	Descontinuidade		68%			
Presença de Água	Seco		100%			
	Húmido		0%			
<i>Parâmetros Geomecânicos</i>	Resistência	S2		18% (n=4)	83,9 MPa	
		S3		77% (n=17)	38,6 MPa	
		S4		5% (n=1)	17,2 MPa	
	<b>Valor médio</b>		45,9 MPa			
RQD teórico		<b>Valor médio</b>		75%		

Setor III

<i>Vertente Natural S. Simão, Amarante – Setor III</i>							
Parâmetros Geológicos/Geotécnicos		Classes Dos Parâmetros Geológicos/Geotécnicos		Descrição Geral dos Parâmetros			
Nº Perfil		-----		5 e 6			
Número de Descontinuidades		-----		46			
<i>Parâmetros Petrofísicos e Geológicos</i>	Litologia		Granito porfiroide de grão grosseiro, essencialmente biotítico				
	Famílias	Número	-----				
		Atitude	Direção	N 30°-40° E	N 115°-135° E	N 45°-85° E	
			Inclinação	70°-80° SE	60°-80° SW	15°-30° SE	
<i>Parâmetros Geotécnicos</i>	Grau de Alteração	W <sub>1-2</sub>	100% (n=46)				
		W <sub>3</sub>	0% (n=0)				
		W <sub>4-5</sub>	0% (n=0)				
	Tipo de Descontinuidade	Falha	13% (n=6)				
		Diáclase	87% (n=40)				
	Abertura das Descontinuidades	Fechadas	52%				
		Entreabertas	4%				
		Abertas	44%				
		<b>Valor médio</b>	44,1 mm				
	Grau de Fracturação	F <sub>1-2</sub>	47% (n=22)	140,7 cm			
		F <sub>3</sub>	17% (n=8)	45,5 cm			
		F <sub>4-5</sub>	35% (n=14)	3,8 cm			
		<b>Valor médio</b>	73.7 cm				
	Continuidade	Muito Pouco Contínua	7%				
		Pouco Contínua	70%				
Medianamente Contínua		24%					
Contínua		0%					
Muito Contínua		0%					
<b>Valor médio</b>	2,1 m						
Rugosidade	R <sub>1-2</sub>	2%					
	R <sub>3</sub>	80%					
	R <sub>4-5</sub>	18%					
Preenchimento	Sem Preenchimento	41%					
	Rocha Esmagada	59%					
Curvatura	C <sub>1-2</sub>	48%					
	C <sub>3</sub>	33%					
	C <sub>4-5</sub>	19%					
Terminação	Obscuro	0%					
	Rocha	61%					
	Descontinuidade	39%					
Presença de Água	Seco	100%					
	Húmido	0%					
<i>Parâmetros Geomecânicos</i>	Resistência	S2	0% (n=0)	0,0 MPa			
		S3	100% (n=12)	35,7 MPa			
		S4	0% (n=0)	0,0 MPa			
	<b>Valor médio</b>	35,7 MPa					
RQD teórico	<b>Valor médio</b>	65%					

Setor IV

<b>Vertente Natural S. Simão, Amarante – Setor IV</b>						
<b>Parâmetros Geológicos/Geotécnicos</b>		<b>Classes Dos Parâmetros Geológicos/Geotécnicos</b>		<b>Descrição Geral dos Parâmetros</b>		
<b>Nº Perfil</b>		-----		8		
<b>Número de Descontinuidades</b>		-----		17		
<b>Parâmetros Petrofísicos e Geológicos</b>	<b>Litologia</b>		Granito porfiroide de grão grosseiro, essencialmente biotítico			
	<b>Famílias</b>	<b>Número</b>	-----			
		<b>Atitude</b>	<b>Direção</b>	N 130°-140° E	N 105°-115° E	N 130°-140° E
			<b>Inclinação</b>	60°-80° SW	55°-70° SW	30°-40° SW
<b>Parâmetros Geotécnicos</b>	<b>Grau de Alteração</b>	W <sub>1-2</sub>		0% (n=0)		
		W <sub>3</sub>		100% (n=17)		
		W <sub>4-5</sub>		0% (n=0)		
	<b>Tipo de Descontinuidade</b>	Falha		0% (n=0)		
		Diáclase		100% (n=17)		
	<b>Abertura das Descontinuidades</b>	Fechadas		35%		
		Entreabertas		59%		
		Abertas		6%		
		<b>Valor médio</b>		2,8 mm		
	<b>Grau de Fracturação</b>	F <sub>1-2</sub>		64% (n=11)	122,0 cm	
		F <sub>3</sub>		12% (n=2)	48,5 cm	
		F <sub>4-5</sub>		24% (n=3)	3,3 cm	
		<b>Valor médio</b>		88,5 cm		
	<b>Continuidade</b>	Muito Pouco Contínua		0%		
		Pouco Contínua		100%		
		Medianamente Contínua		0%		
		Contínua		0%		
		Muito Contínua		0%		
	<b>Valor médio</b>		1,4 m			
	<b>Rugosidade</b>	R <sub>1-2</sub>		12%		
R <sub>3</sub>		47%				
R <sub>4-5</sub>		41%				
<b>Preenchimento</b>	Sem Preenchimento		100%			
	Rocha Esmagada		0%			
<b>Curvatura</b>	C <sub>1-2</sub>		59%			
	C <sub>3</sub>		12%			
	C <sub>4-5</sub>		29%			
<b>Terminação</b>	Obscuro		0%			
	Rocha		18%			
	Descontinuidade		82%			
<b>Presença de Água</b>	Seco		100%			
	Húmido		0%			
<b>Parâmetros Geomecânicos</b>	<b>Resistência</b>	S2		0% (n=0)	0,0 MPa	
		S3		100% (n=6)	34,3 MPa	
		S4		0% (n=0)	0,0 MPa	
	<b>Valor médio</b>		34,3 MPa			
<b>RQD teórico</b>		<b>Valor médio</b>		70%		

### 7.3. Quadro resumo dos perfis de S. Ovídio

#### Perfil 1

<b>Talude Rochoso Escuteiros, Gaia – Perfil 1</b>					
<b>Parâmetros Geológicos/Geotécnicos</b>		<b>Classes Dos Parâmetros Geológicos/Geotécnicos</b>		<b>Descrição Geral dos Parâmetros</b>	
<b>Número de Descontinuidades</b>		-----		50	
<b>Litologia</b>		Granito			
<b>Parâmetros Petrofísicos e Geológicos</b>	<b>Famílias</b>	<b>Número</b>	-----		
		<b>Atitude</b>	<b>Direção</b>	N 40°-60° E	N 100°-110° E
			<b>Inclinação</b>	75°-85° SE	65°-75° SW
<b>Parâmetros Geotécnicos</b>	<b>Grau de Alteração</b>	W <sub>1-2</sub>	48% (n=24)		
		W <sub>3</sub>	30% (n=15)		
		W <sub>4-5</sub>	22% (n=11)		
	<b>Tipo de Descontinuidade</b>	Outra	12% (n=6)		
		Diáclase	88% (n=44)		
	<b>Abertura das Descontinuidades</b>	Fechadas	66%		
		Entreabertas	12%		
		Abertas	22%		
		<b>Valor médio</b>	14,9 mm		
	<b>Grau de Fracturação</b>	F <sub>1-2</sub>	34% (n=17)	117,3 cm	
		F <sub>3</sub>	36% (n=18)	32,9 cm	
		F <sub>4-5</sub>	30% (n=15)	1,5 cm	
		<b>Valor médio</b>	52,2 cm		
	<b>Continuidade</b>	Muito Pouco Contínua	62%		
		Pouco Contínua	26%		
		Medianamente Contínua	12%		
		Contínua	0%		
		Muito Contínua	0%		
	<b>Valor médio</b>	2,9 m			
	<b>Rugosidade</b>	R <sub>1-2</sub>	Denteada	38%	0%
Ondulada			2%		
Plana			36%		
R <sub>3</sub>		Denteada	50%	12%	
		Ondulada		14%	
		Plana		24%	
R <sub>4-5</sub>		Denteada	12%	2%	
		Ondulada		8%	
		Plana		2%	
<b>Preenchimento</b>	Sem Preenchimento	72%			
	Argila	4%			
	Vegetação	10%			
	Rocha Esmagada	14%			
<b>Curvatura</b>	C <sub>1-2</sub>	44%			
	C <sub>3</sub>	42%			
	C <sub>4-5</sub>	14%			
<b>Terminação</b>	Obscuro	8%			
	Rocha	72%			
<b>Presença de Água</b>	Descontinuidade	20%			
	Seco	100%			
	Húmido	0%			
<b>Parâmetros Geomecânicos</b>	<b>Resistência</b>	S2	23% (n=3)	98,4 MPa	
		S3	69% (n=9)	38,2 MPa	

		S4	8% (n=1)	13,5 MPa
		Valor médio	50,2 MPa	
	RQD teórico	Valor médio	42%	

## Perfil 2

<b>Talude Rochoso Escuteiros, Gaia – Perfil 2</b>					
Parâmetros Geológicos/Geotécnicos		Classes Dos Parâmetros Geológicos/Geotécnicos		Descrição Geral dos Parâmetros	
Número de Descontinuidades		-----		63	
<b>Parâmetros Petrofísicos e Geológicos</b>	Litologia		Granito		
	Famílias	Número	-----		
		Atitude	Direção	N 80°-100° E	N 105°-115° E
			Inclinação	75°-85° SW	75°-85° SE
<b>Parâmetros Geotécnicos</b>	Grau de Alteração	W <sub>1-2</sub>	97% (n=61)		
		W <sub>3</sub>	1,5% (n=1)		
		W <sub>4-5</sub>	1,5% (n=1)		
	Tipo de Descontinuidade	Outra	2% (n=1)		
		Díáclase	98% (n=62)		
	Abertura das Descontinuidades	Fechadas	78%		
		Entreabertas	19%		
		Abertas	3%		
		Valor médio	2,2 mm		
	Grau de Fracturação	F <sub>1-2</sub>	32% (n=20)	167,0 cm	
F <sub>3</sub>		27% (n=17)	37,5 cm		
F <sub>4-5</sub>		41% (n=26)	4,7 cm		
Valor médio		65,0 cm			
Continuidade	Muito Pouco Contínua	79%			
	Pouco Contínua	21%			
	Medianamente Contínua	0%			
	Contínua	0%			
	Muito Contínua	0%			
	Valor médio	2,7 m			
Rugosidade	R <sub>1-2</sub>	Denteadas	0%		
		Onduladas	22%	0%	
		Planas	22%		
	R <sub>3</sub>	Denteadas	0%		
		Onduladas	76%	6%	
		Planas	70%		
	R <sub>4-5</sub>	Denteadas	0%		
		Onduladas	2%	0%	
		Planas	2%		
Preenchimento	Sem Preenchimento	793%			
	Argila	2%			
	Vegetação	3%			
	Rocha Esmagada	2%			
Curvatura	C <sub>1-2</sub>	73%			
	C <sub>3</sub>	21%			
	C <sub>4-5</sub>	6%			
Terminação	Obscuro	10%			
	Rocha	30%			
	Descontinuidade	60%			
Presença de Água	Seco	100%			

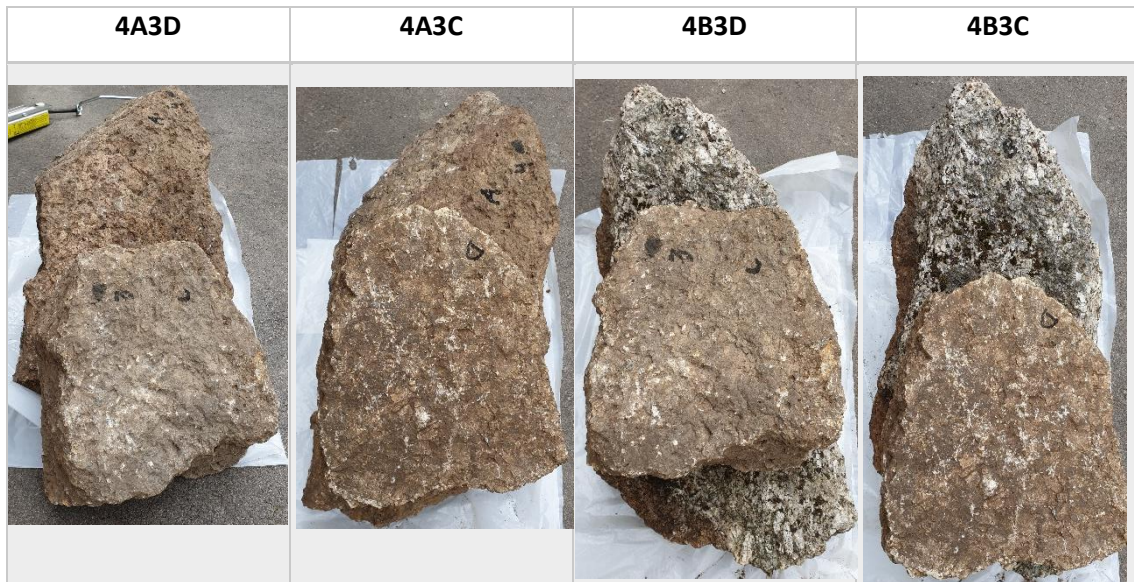
		Húmido	0%	
<b>Parâmetros Geomecânicos</b>	<b>Resistência</b>	S2	55% (n=6)	74,7 MPa
		S3	45% (n=5)	37,1 MPa
		S4	0% (n=0)	0,0 MPa
		<b>Valor médio</b>	57,6 MPa	
	<b>RQD teórico</b>	<b>Valor médio</b>	53%	

#### 7.4. Registo fotográfico do ensaio ângulo de atrito natural

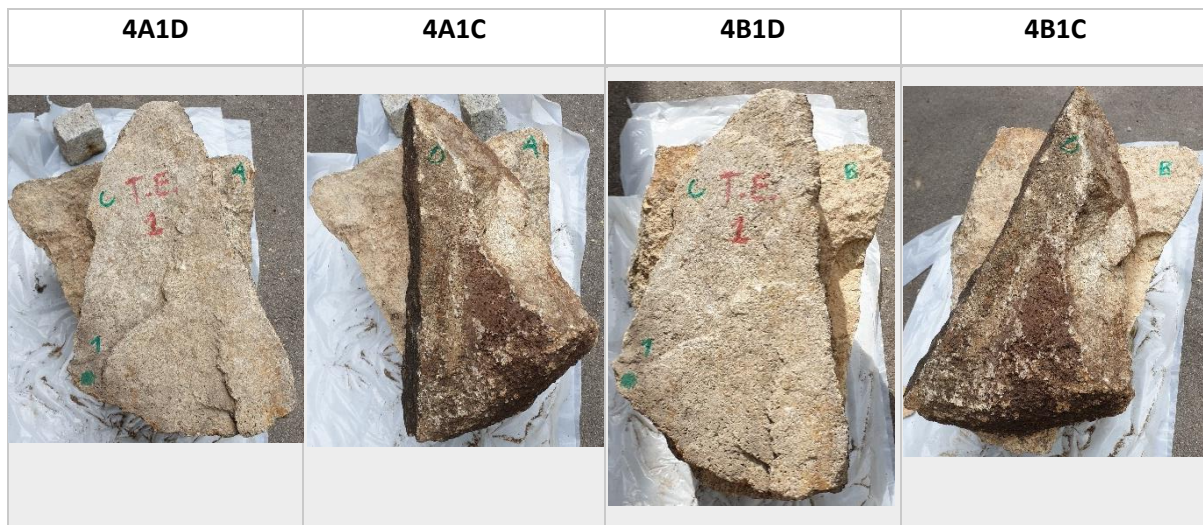
Em complemento à metodologia descrita do ensaio e à ilustração explicativa do seu processo para uma parelha, compilaram-se as fotografias tiradas para todas as parelhas e elaborou-se um esquema demonstrativo da orientação das pegas.



#### S. Simão



S. Ovídio



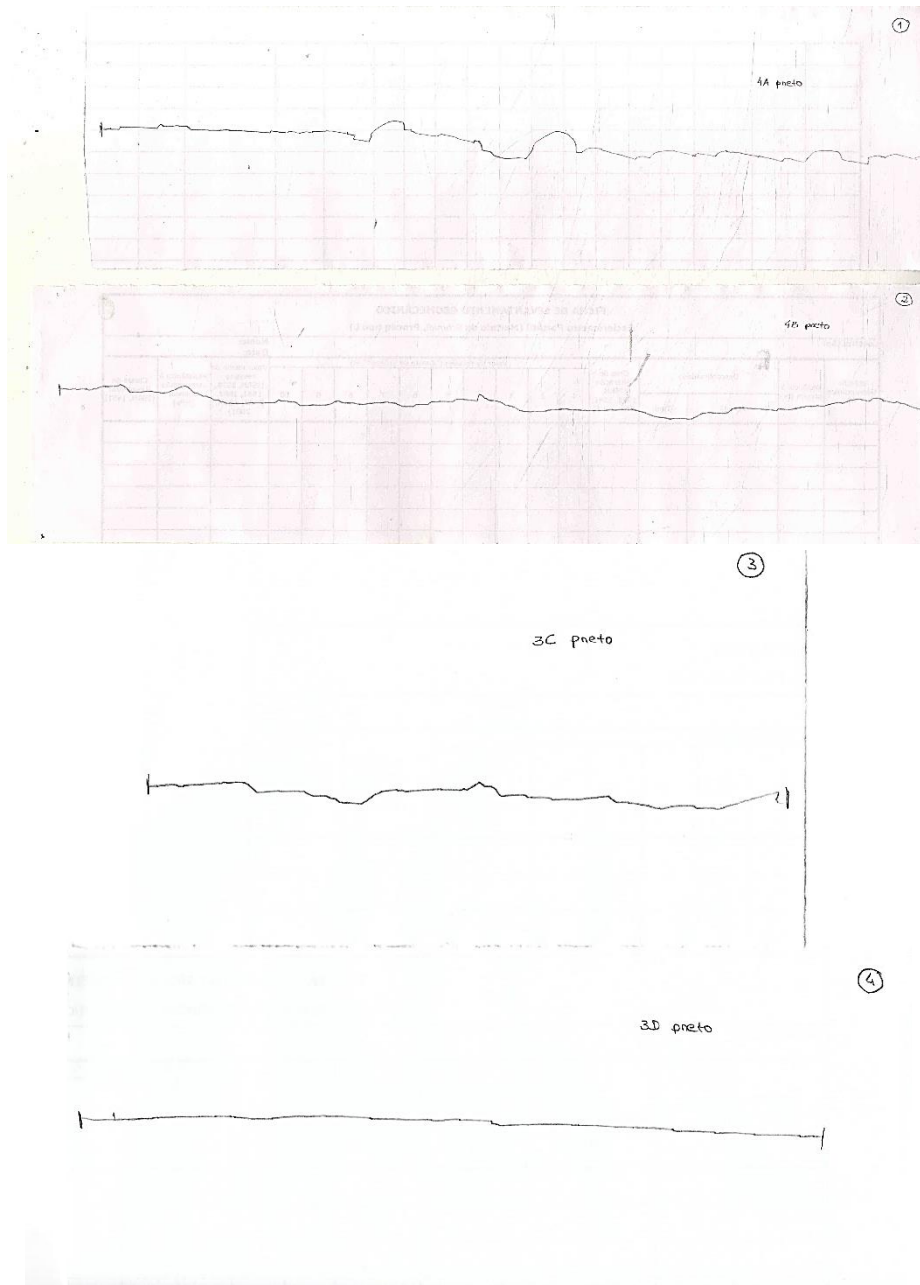
As fotografias agrupadas permitem visualizar a medição do ângulo recorrendo ao transferidor escolar assim como macaco hidráulico e os cubos graníticos utilizados como auxiliares.



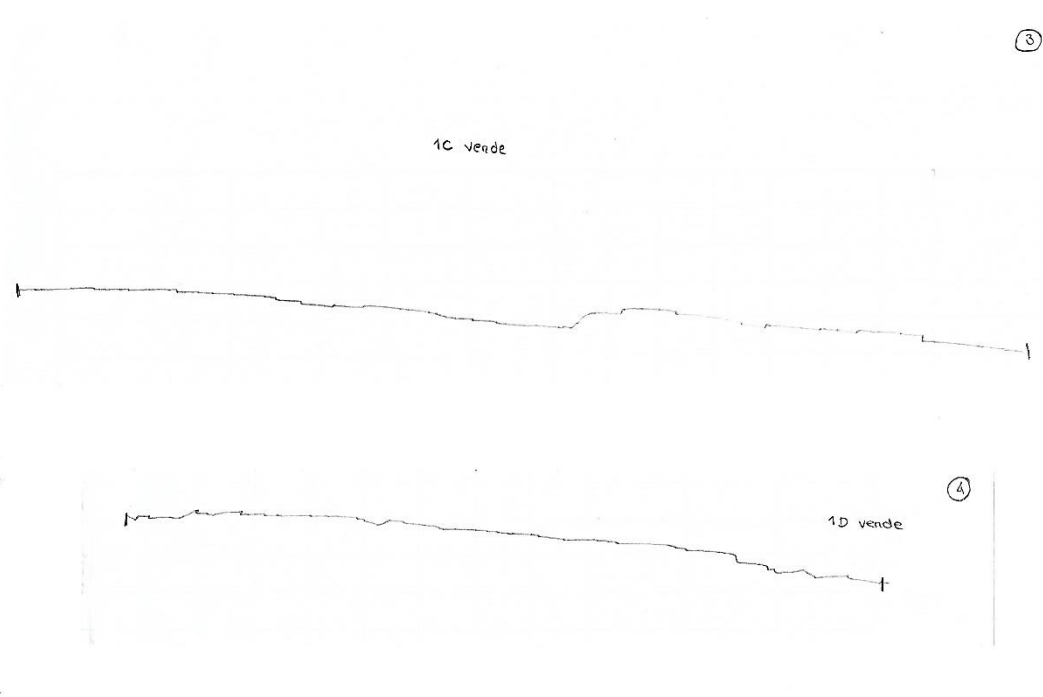
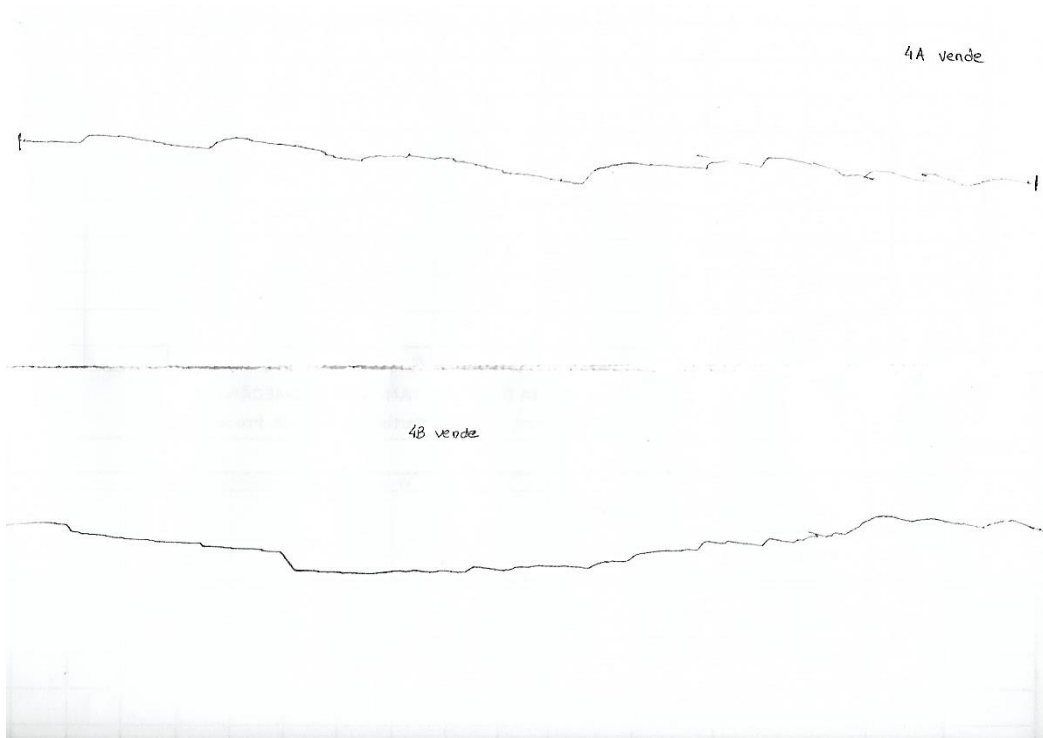
## 7.5. Digitalizações dos perfis de rugosidade

Os perfis obtidos no ensaio de determinação da rugosidade digitalizados que serviram de base aos desenhados e apresentados em AutoCad.

### S. Simão



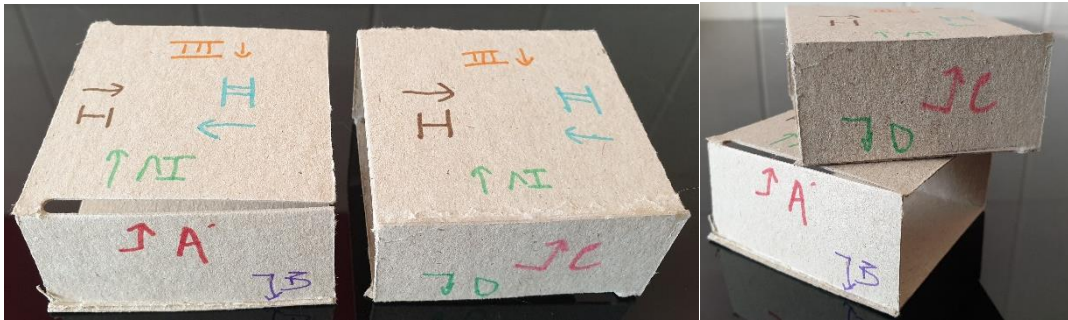
S. Ovídio



---

### 7.6. Provetes de cartão

Esquema dos provetes de cartão idealizados por forma a estudar as combinações – A a D – e sequências – I, II, III e IV – possíveis para os três provetes cujas dimensões são aproximadas das reais – 6 x 6 x 3 cm.



### 7.7. Ilustração do procedimento do ensaio tilt test

Registo fotográfico do procedimento do ensaio *Tilt Test* realizado para a obtenção do ângulo de atrito de base.

**Protótipo** ISEP – exemplo lado IV / IV, combinação DB

As primeiras duas figuras ilustram o nivelamento do equipamento e a colocação do travão seguindo-se a colocação dos provetes inferior (3) e superior na plataforma basculante (4), seguindo-se a inclinação dessa plataforma manualmente a uma velocidade constante (5) até ao momento de deslizamento do provete superior (6) registando-se o ângulo (7).






**Equipamento UA – exemplo lado I / I, combinação BC**


As primeiras duas figuras ilustram o nivelamento do equipamento e a colocação do travão seguindo-se a colocação dos provetes inferior (3) e superior na plataforma basculante (4), seguindo-se a inclinação dessa plataforma manualmente a uma velocidade constante até ao momento de deslizamento do provete superior (5) registando-se o ângulo (6).



### 7.8. Ficha de campo – Ensaios nas amostras em bruto

Ficha desenvolvida para registo dos resultados medidos e obtidos em laboratório dos ensaios realizados nas amostras no estado bruto – martelo de Schmidt, ângulo de atrito natural, perfis de rugosidade e amplitude das asperidades.

 <b>Ensaio Esclerómetro Portátil (Martelo de Schmidt, Proceq tipo L)</b>													
Data Ensaio:	Local de Recolha:												
			Número amostra										
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Grau de Alteração (ISRM, 1978, 1981; GSE, 1995)													
Valor do ressalto ("dureza de Schmidt", R)	1												
	2												
	3												
	4												
	5												
	6												
	7												
	8												
	9												
	10												
	11												
	12												
	13												
	14												
	15												
	16												
	17												
	18												
	19												
	20												
	21												
	22												
	23												
	24												
	25												
Valor médio do ressalto (ISRM, 1978, 1981, 1987, 2007; ASTM, 2001)													
Resistência à compressão uniaxial (MPa)													
Classe de Resistência (ISRM, 1981)													
Operador:													
Verificado:													

		<b>Ensaios nas Amostras em Bruto</b>			
<b>Data do Ensaio:</b>		<b>Local de Recolha:</b>		<b>Litologia:</b>	<b>Código Cor:</b>
<b>Ângulo de Atrito Natural</b>					
<b>Amostras Estudadas</b>					
<b>Combinações Amostras Estudadas</b>					
		<b>AD</b>	<b>AC</b>	<b>BD</b>	<b>BC</b>
<b>Descrição Posicionamento</b>	Amostra Superior				
	Amostra Inferior				
<b><math>\alpha</math> (°)</b>					
<b>JRC</b>					
<b>Amostras</b>					
		<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>Tamanho do Grão (mm)</b>					
<b>Tipologia Esquemática do Perfil</b>					
<b>Intervalo JRC (Barton, 1974)</b>					
<b>Comprimento (m)</b>					
<b>Amplitude (mm)</b>					
<b>JRC (Barton, 1982)</b>					
<b>Operador:</b>			<b>Verificado:</b>		

---

### **7.9. Ficha de campo – Ensaio tilt test**

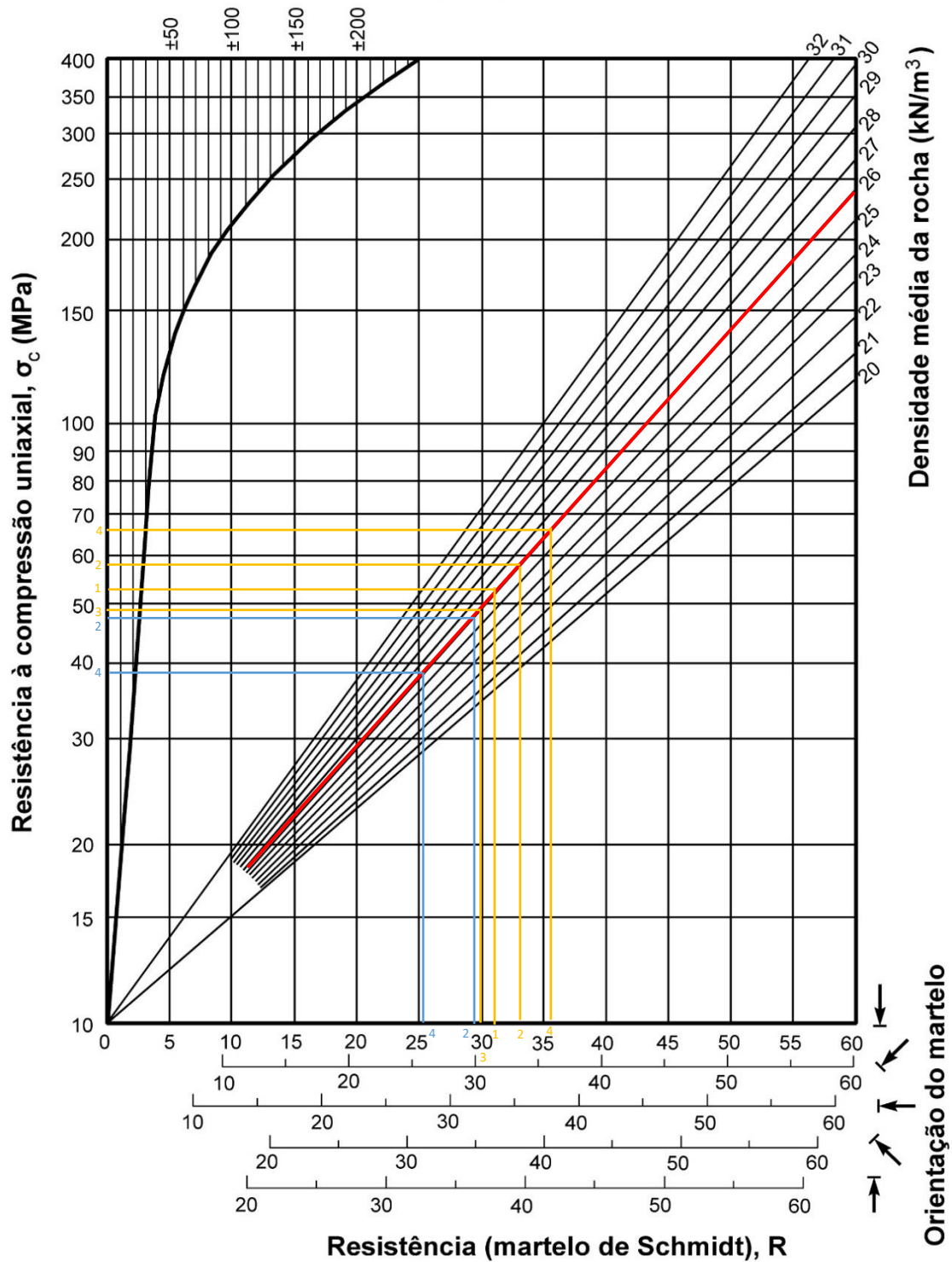
Ficha desenvolvida para registo dos resultados obtidos no ensaio de basculamento e todos os parâmetros necessários para a sua realização desde as propriedades do maciço às características da serra de corte para gerar os provetes.

Dados da Amostra						
<b>Maciço Rochoso</b>			<b>Fotografias</b>			
Localização						
Litologia						
Descrição Macroscópica						
Zona Geotécnica						
<b>Condições Climatológicas</b>						
Temperatura (°C)						
Humidade Relativa (%)						
<b>Dados do Núcleo</b>						
Número do Projeto						
Número da Amostra						
Observações						
Corte das Amostras						
<b>Dados do Material de Corte</b>			<b>Dimensões dos Provetes</b>			
Diâmetro Lâmina (mm)				<i>Placa</i>	Superior	Inferior
Largura Dente (mm)				Identificação		
Tamanho Grão (mm)				Comprimento - l (mm)		
Quantidade Diamantes				Largura - w (mm)		
				Altura - h (mm)		
				Diâmetro (testemunhos) (mm)		
Teste de Basculamento ( <i>Tilt-test</i> )						
Relação (°/min)				<b>Formulário</b>		
Data				Superfícies		
Condições Ambientais				$\phi b = \text{mediana } \beta_{i=1,2,\dots,n}$		
Temperatura (°C)				Testemunhos		
Humidade Relativa (%)				$\phi b = \text{mediana} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{\sqrt{3}}{2} x \tan^{-1} \beta_{i=1,2,\dots,n} \right) \right]$		
Vibração (m/s <sup>2</sup> )						
Resultados Parciais						
Teste	1	2	3	4	5	
$\beta$ (°)						
Resultado Final						
$\phi_b$ (°)						
Informações						
Data		Laboratório		Executante		
Verificado			Data			

**7.10. Conversão do valor dos ressaltos em MPa**

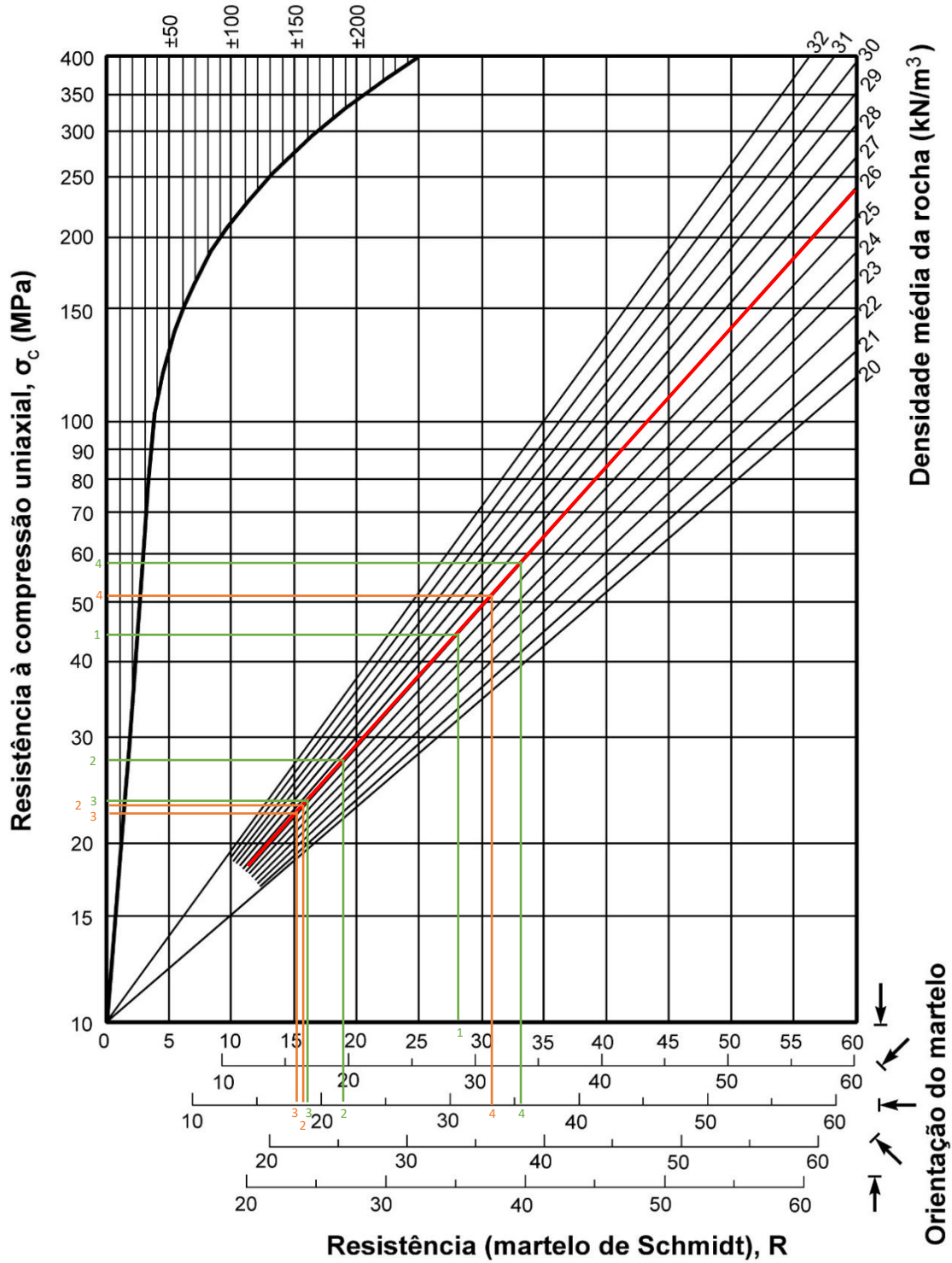
S. Simão – Seco a amarelo e Molhado a azul

**Dispersão média de valores de resistência para a maioria das rochas (MPa)**



A amostra 3 tem uma sobreposição sendo igual para seco e molhado e a amostra 1 é pouco visível a diferença.

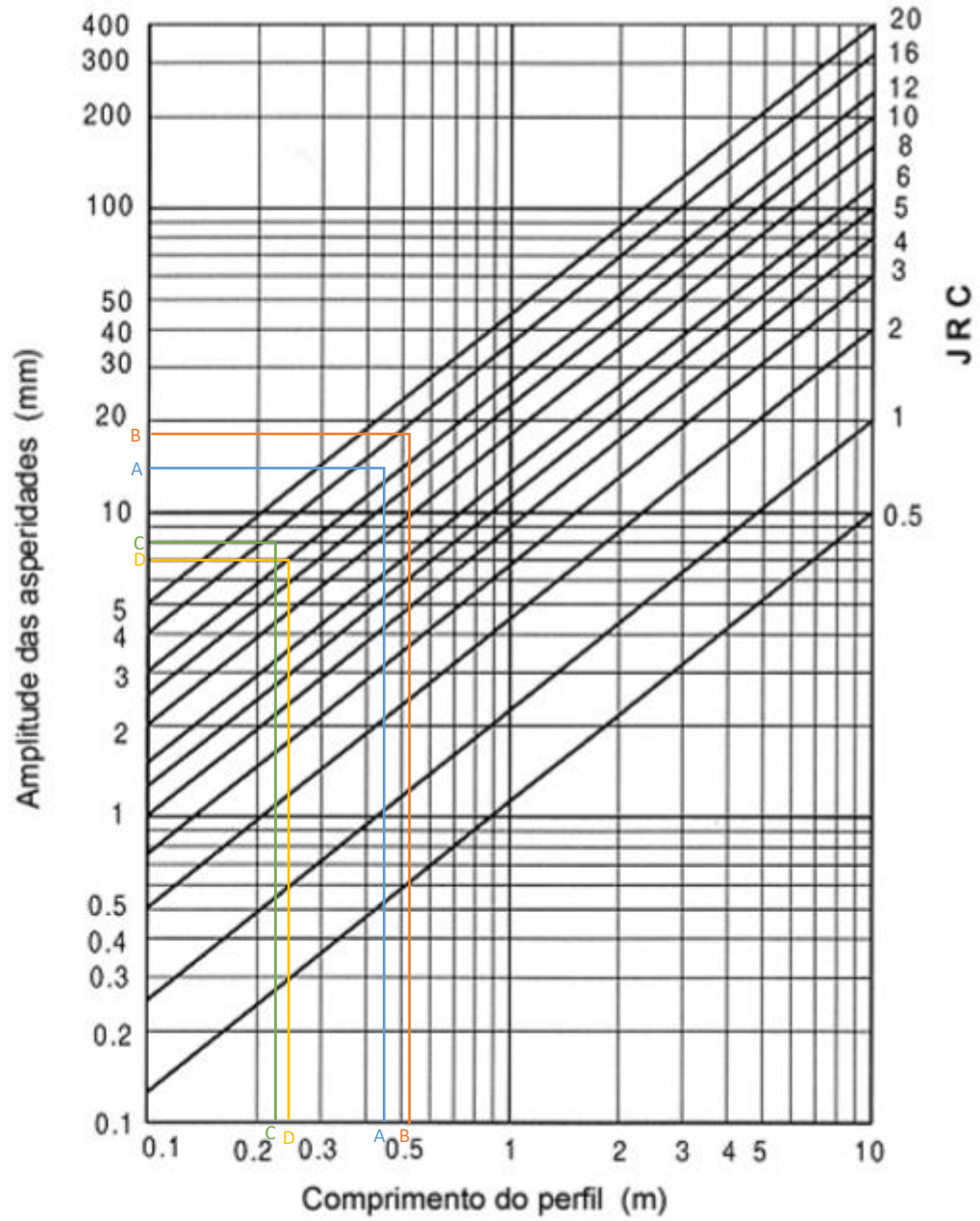
**Dispersão média de valores de resistência para a maioria das rochas (MPa)**

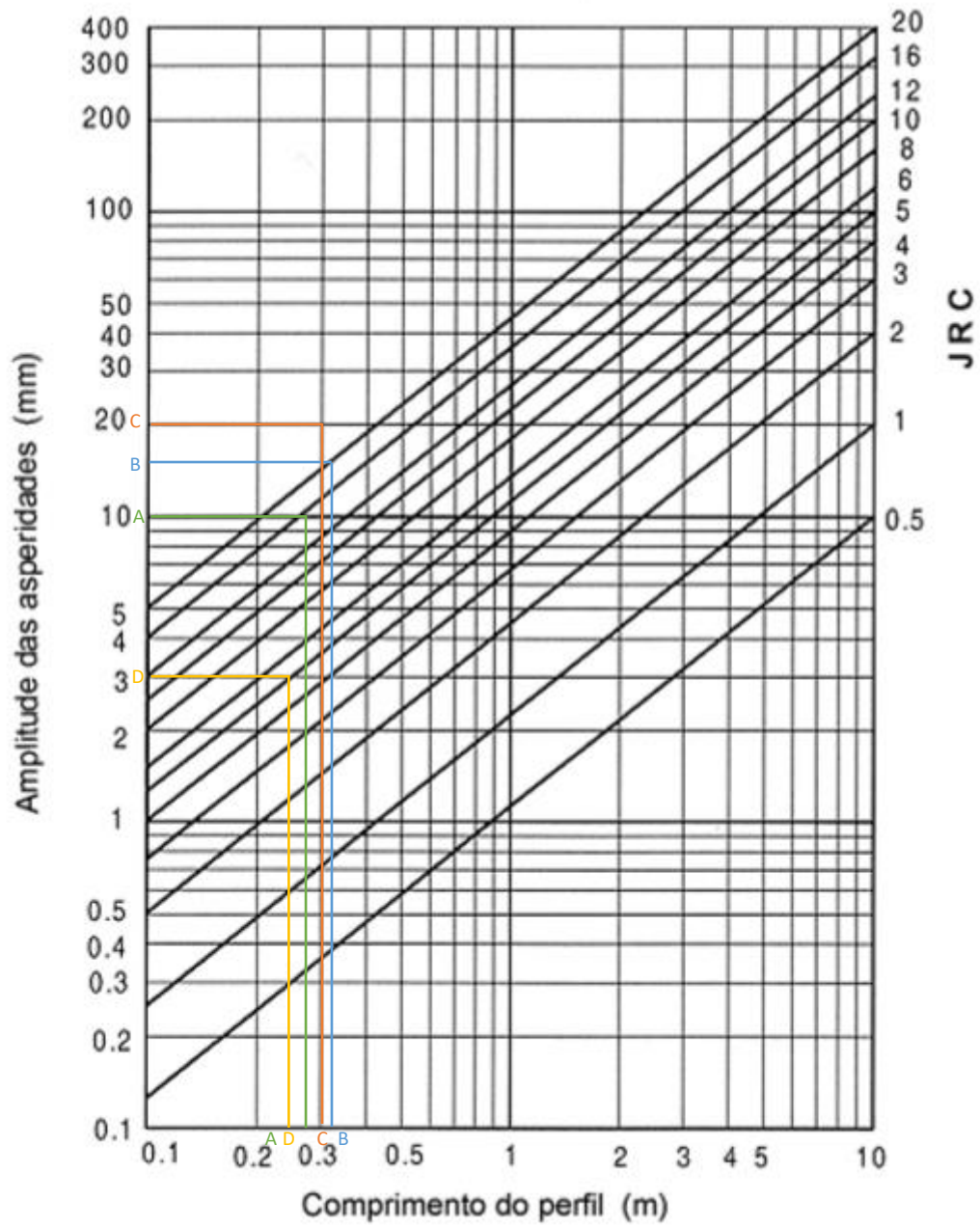


Na amostra 1 é pouco visível a diferença entre o seco e molhado.

7.11. Obtenção de JRC (Barton, 1982)

S. Simão





### 7.12. Resultados do ângulo de atrito de base – Mediana

Resultados intermédios para a determinação do ângulo de atrito de base para cada caso de estudo, isto é, a mediana dos cinco valores de  $\beta$  resultantes do ensaio *tilt test* para cada uma das sequências recorrendo à equação:  $\phi_b = \text{mediana } \beta_{i=1\dots5}$  para o protótipo e o equipamento disponibilizado pela UA.

Sequências	Mediana dos cinco valores de $\beta - \Phi_b$							
	Amostras S. Simão							
	AD	AC	BD	BC	CB	CA	DB	DA
I / I	27 28	27 29,5	30 30	30 28	30 30	28,5 28	31 31	29 29
I / II	29 27	29 30	33 29	30 27	28 26,5	29 30	32 27	33 28
I / III	30 26	30 25	32 25	30 28	30 26	29 27	33 26	30 30
I / IV	30 28	27 25	31 28	29 29	30 26	33 21	31 29,5	32 30
II / I	32 30	32 27	30 28	35 28	31 28	29 26	34 30	32 27
II / II	36 30	30 28	35 29	32 28	35 29	29 27	31 30	31 28
II / III	30 30	30 28	31 28	31 29	28,5 29	28 28	33 30	30 30
II / IV	31 28	29,5 26	30 28	30 29	30 29	29 26	32,5 28	32 32
III / I	32 28	30 25	28 27	29,5 28	30 31	30 29	34 32	33 28
III / II	30 28	29 26	31 26	28 27	32 29	32 29	33 30	30 31
III / III	29 27	31 28	29 27	27 27	31 28	31 31	31 30	30 31
III / IV	29 26	33 29	30 25	30 27,5	31 31	30 28	31 30	31 28
IV / I	35 31	27 28	29 29	32 30	31 28	30 24	29 25	29 25
IV / II	32 31	30 27	29 30	32 30	29 31	30 28	30 27	29 25
IV / III	32 27	30 26	30 28	29 31	30 28	32 28	30 26	30 25
IV / IV	29 29	32 30	31 29	30 29	30 30,5	32 28	31 26	29 27

Sequências	Mediana dos cinco valores de $\beta - \Phi_b$							
	Amostras S. Ovídio							
	AD	AC	BD	BC	CB	CA	DB	DA
I / I	28 30	28 25,5	29 25	26 25	29 25	30 27	30 25	28 27
I / II	27 28	26 28	28 27	28 29	31 26	28 26	28 27	27 25
I / III	28 26	30 26	29 26	28 25	26 25	30 25	27 26	29 26
I / IV	26 25	28 26	24 28	26 26	27 26	28 26	26 24	29 27
II / I	29 27	30 26	29 26	30 24	31 26	31 27	31 26	29 28
II / II	30 27	30 31	30 25	28 26	31 26	30 28	31 28	29 29
II / III	30 30	28 26	29 25	27 24	29 26	31 26	29 26	28 28
II / IV	30 26	29,5 26	29 25	30 25	30 24	30 26	30 25	30 29
III / I	29 24	27 24	28 24	26 23	28 26	30 27	28 26	28 28
III / II	27,5 24	26 25	28 23	26 24	30 26,5	31 27	30 25	29 26
III / III	29 26	26 23	30,5 24	26 24	30 27	30 27	28 25,5	30 26
III / IV	27 25	28 24	29,5 24	27 25	31 26	30 26	29 25	30 27
IV / I	30 26	30 26	29 27	29 25	27 25	29,5 25	27 26	29 27
IV / II	30 28	29 28	30 26	25 27	29 24	28 24	27 26	29 25
IV / III	30 28	28,5 26	26 26	28 28	29 25	27,5 24	29 26	29 26
IV / IV	28 28	27 26	31 26	30 26	30 25	29 26	26 26	28 25

---

**7.13. Ficheiros excel integrantes do projeto disponibilizados no CD-ROM**

- Dimensões – características das amostras, provetes, protótipo e elementos de corte.
- Ficha Ensaio Bruto – resultados dos ensaios realizados nas amostras em bruto – JRC e  $\alpha$ .
- Ficha Martelo Schmidt – resultados dos ensaios nas amostras e provete – JCS,  $R$  e  $r$ .
- Template *Tilt Test* – registo das variáveis envolvidas e resultados dos ensaios de basculamento realizados com a respetiva análise estatística por zona e equipamento.