

DM

**Caracterização Físico-Mecânica
dos Solos da Bacia Hidrográfica de Santa Luzia
no Âmbito do Projeto “MonitorizaRibeiras” do LREC**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Lúcia Isabel Nunes Figueira
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL



UNIVERSIDADE da MADEIRA

A Nossa Universidade

www.uma.pt

setembro | 2015

**Caracterização Físico-Mecânica
dos Solos da Bacia Hidrográfica de Santa Luzia
no Âmbito do Projeto “MonitorizaRibeiras” do LREC**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Lúcia Isabel Nunes Figueira

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTADOR

Paulo Miguel de Macedo França

CO-ORIENTADOR

José Fernando Vieira de Sousa

Agradecimentos

Ao professor doutor Paulo Miguel Macedo França, pela orientação, apoio e pelo contínuo incentivo. É com elevado respeito e consideração que agradeço toda a ajuda e disponibilidade prestadas ao longo deste percurso.

Ao coorientador, Mestre José Fernando Vieira de Sousa, diretor do Departamento de Geotecnia do LREC, por todo o auxílio, paciência e tempo disponibilizados. Agradeço também, não só pelos conselhos e sugestões técnicas, mas ainda pelo constante e incansável acompanhamento de todo o trabalho efetuado que permitiu a concretização desta dissertação.

Ao Departamento de Geotecnia do LREC, à Engenheira Délia Sousa, aos técnicos Ângelo Ornelas, Odílio Freitas e Quintino Fernandes, pela amabilidade e disponibilidade na execução dos ensaios em laboratório. Agradeço também, à Engenheira Lisandra Camacho.

À minha família, meus pais e meus irmãos que me acompanharam nos melhores e piores momentos do trabalho e ainda assim não nunca deixaram de incentivar.

Aos meus amigos, que são os melhores companheiros no percurso académico e sem o apoio dos quais tudo seria mais difícil.

O meu mais profundo e sincero agradecimento.

Resumo

O conteúdo da presente dissertação aborda a importância da caracterização dos solos, na medida em que a estabilidade dos taludes é um fator que depende fortemente da constituição e do tipo de solo presente nos maciços. A realização deste estudo incide sobre os solos da bacia hidrográfica da ribeira de Santa Luzia. O motivo da escolha da bacia em causa prende-se com o facto de a mesma ser uma das ribeiras que, atualmente se encontra sob observação através do projeto “MonitorizaRibeiras” do LREC.

Os ensaios laboratoriais de caracterização físico-mecânica dos solos constituem uma das componentes de maior relevância na engenharia geotécnica. Neste trabalho a caracterização mecânica é feita através de ensaios de corte direto (em caixa de corte), que permitem obter os parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito e coesão). A caracterização física foi efetuada recorrendo a ensaios simples que permitem determinar os índices físicos do solo, mais particularmente: determinação da baridade seca *in situ*, análises granulométricas, determinação de limites de consistência de Atterberg e do teor em água natural, densidade de partículas sólidas e determinação da quantidade de matéria orgânica.

Os parâmetros obtidos permitem depois a realização de uma análise a vários taludes com diferentes inclinações, de modo a verificar que influências tais parâmetros geram na obtenção do Fator de Segurança. Verifica-se que à medida que o teor em água aumenta, essa influência traduz-se na perda de resistência de um solo. Tal análise permitiu determinar quais as zonas da bacia de Santa Luzia que com as características obtidas e nas condições estudadas se encontram em maior perigo de escorregamento.

Os sensores de saturação do solo, sendo uma útil ferramenta de monitorização remota foram alvo de pesquisa nesta dissertação. Esta pesquisa foi realizada com propósito de contribuir com informação, que posteriormente auxilie, na implementação destes equipamentos no sistema do projeto “MonitorizaRibeiras”.

Palavras-chave: Fator de Segurança; Coesão; Deslizamentos; Teor em Água; Estabilidade.

Abstract

The content of this dissertation discusses the importance of soils characterization knowing that slope's stability is a factor that strongly depends on the constitution and type of soils that form the slopes. This study focuses on the watershed soils of the riverside of Santa Luzia. The reason for the choice of the basin in question relates to the fact that it is one of the riversides, which is currently under observation through the project "MonitorizaRibeiras" from LREC.

The laboratory tests of physical and mechanical characterization of soils are one of the most relevant components in geotechnical engineering. In this work the mechanical characterization is made by direct shear tests (in a shear box), allowing to achieve the soil strength parameters (friction angle and cohesion). Physical characterization was performed using simple tests for determining the soil physical parameters, more specifically: *in situ* determination of the dry density, particle size analysis, determination of Atterberg limits and the content of natural water, density of solid particles and determination of the amount of organic matter.

The obtained parameters allow the analysis of various slopes with different inclinations, in order to verify what influences such parameters have on the calculation of the factor of safety. It is noted that as the water content increases, this influence is reflected in the resistance loss of the soil.

Soil moisture sensors, being a useful remote monitoring tool were the subject of research in this dissertation. This research was conducted with purpose to contribute with information which later can assist in the implementation of this equipment in the system that belongs to the project "MonitorizaRibeiras".

Key words: Factor of safety; Cohesion; Landslides; Water content; Stability.

Índice de Texto

Agradecimentos	v
Resumo	vii
Abstract	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de Símbolos	xix
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento Geral e Motivação	1
1.2. Objetivos da Dissertação	3
1.3. Organização da Dissertação	3
2. Caracterização Físico-Mecânica de Solos e Causas de Deslizamento	5
2.1. Caracterização dos Solos	5
2.2. Resistência ao Corte	6
2.3. Fator de Segurança	10
2.4. Fatores Causa dos Deslizamentos	11
2.4.1. Condicionantes Geomorfológicas	14
2.4.2. Condicionantes Pedológicos	16
2.4.3. Vegetação	17
2.4.4. Ação do Homem	17
2.4.5. Precipitação	18
2.4.5.1. Infiltração da Precipitação e Distribuição da Pressão Intersticial	19
2.4.5.2. Fator de Segurança e Precipitação	23
2.4.5.3. Influência da Duração da Precipitação	29
3. Sensores de Medição do Teor em Água do Solo	33
3.1. O que São e Tipos de Sensores	33
3.1.1. Reflectometria no Domínio do Tempo (TDR)	34
3.1.2. Reflectometria no Domínio da Frequência (FDR)	36
3.1.3. Comparações entre Técnicas	39
4. Caracterização dos Materiais	43

4.1. Enquadramento Geográfico e Geológico da Bacia Hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia	43
4.1.1. Caracterização dos Solos da Bacia Hidrográfica de Santa Luzia	44
4.1.2. Material Recolhido	44
4.2. Ensaios de Caracterização Física	45
4.2.1. Determinação dos Índices Físicos	46
4.2.2. Análise Granulométrica	47
4.3. Ensaios de Caracterização Mecânica: Corte Direto	50
4.3.1. Fases da Execução dos Ensaios	54
4.3.2. Resultados dos Ensaios	56
4.3.3. Discussão dos Resultados dos Ensaios	62
4.4. Análise da Estabilidade	64
4.4.1. Métodos de Equilíbrio Limite	65
4.4.2. <i>Software</i> Utilizado para a Análise	66
4.4.2.1. Parâmetros de Entrada	67
4.4.2.2. Aplicação do <i>Software</i>	68
4.4.3. Discussão dos Resultados da Análise	70
4.4.4. Mapa de Declives	72
5. Conclusões e Perspetivas Futuras	75
5.1. Conclusões	75
5.2. Perspetivas Futuras	77
Referências	79

Índice de Figuras

Figura 1.1 – Deslizamento de terras ocorrido na Ilha da Madeira (tvi24, 2012) [67]	2
Figura 2.1 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb	6
Figura 2.2 – Envolvente de rotura de Mohr-Coulomb modificada para solos não saturados, adaptado de Matziaris & Sakellariou, 2005 [40]	8
Figura 2.3 – (a) Coesão do solo (kPa) como variável do teor em água (Ug) nas amostras A (não-coeso), BA (coeso) e Bw2 (não-coeso); (b) Coesão como variável da densidade (Ds) do solo, com teor em água de 0,07 kg kg ⁻¹ , adaptado de Silva & Carvalho, 2007 [57].	9
Figura 2.4 – Tipos de movimentos de massa: (a) queda; (b) tombamento; (c) deslizamento; (d) espalhamento; (e) escoamento, adaptado de Dyminski [21]	11
Figura 2.5 – Fatores causa dos deslizamentos, adaptado de Senneset, 2001 [55]	12
Figura 2.6 – Variação do FS com o tempo (Popescu, 1996), Fonte: Matziaris & Sakellariou, 2005 [40].	13
Figura 2.7 – O Mameyes, Porto Rico, deslizamento de terra, 1985 (Foto de Randall Jibson, U.S. Geological Survey em Highland & Bobrowsky, 2008 [26])	18
Figura 2.8 – Distribuição da pressão intersticial com a profundidade após: (1) um período normal de seca; (2) um longo período de seca; (3) um episódio de precipitação (Toll, 2004) Fonte: Matziaris & Sakellariou, 2005 [40]	20
Figura 2.9 – Variação do grau de saturação com a profundidade durante a infiltração (Yeh, Lee, & Lee, 2008) [73]	21
Figura 2.10 – Parâmetros do solo utilizado e curva do fator de segurança do talude na frente de saturação (Ji-Cheng et al., 2014) [32].	22
Figura 2.11 – Relação entre o fator de segurança e o grau de saturação em vários solos representativos: (a) areia, ângulo do talude: 25°; (b) silte, ângulo do talude: 30° e (c) argila, ângulo do talude: 35° (Yeh, Lee, & Lee), 2008 [73]	24
Figura 2.12 – (a) Perda de sucção na superfície de deslizamento, [31]; (b) Variação do FS com a precipitação acumulada. [22].	26
Figura 2.13 – Variação do fator de segurança com a duração do episódio de precipitação. (Boonsinsuk & Young, 1982), Fonte: Calle, 2000 [5]	30
Figura 3.1 – Exemplos de sensores TDR: (a) CS650 e CS655 [7]; (b) HS2 HydroSense II [8]; (c) HS2P HydroSense II [9]	36
Figura 3.2 – (a) Sonda R40 [66]; (b) Sensor R10 [65]	38
Figura 3.3 – (a) Sensor 5TM VWC & Temp; (b) volume de influência de medição [17].	39

Figura 4.1 – Localização da Bacia Hidrográfica de Santa Luzia. Informação Geográfica cedida pela Direção Regional de Ordenamento do Território e Ambiente	43
Figura 4.2 – Localização das amostras	45
Figura 4.3 – Curvas granulométricas das amostras 1, 2 e 3	49
Figura 4.4 – Triângulo de Feret, com as designações a conceder ao solo em conformidade com a curva granulométrica. Fonte: Nunes, 2010 [46]......	50
Figura 4.5 – (a) Representação esquemática da caixa de corte; (b) representação gráfica da tensão de corte com o deslocamento horizontal; (c) representação gráfica do deslocamento vertical com o deslocamento horizontal (Marangon, 2009) [36]......	51
Figura 4.6 – Máquina de corte direto utilizada	52
Figura 4.7 – (a) Caixa de corte, placa espaçadora, placa porosa e placa de carga (da esquerda para a direita); (b) montagem do provete na caixa de corte; (c) montagem da caixa na máquina e defletómetro de deslocamento para medição da deformação vertical; (d) provete após aplicação da carga vertical;(e) e (f) provete desmontado já na fase após o corte	53
Figura 4.8 – (a) Fase de montagem do provete na caixa de corte; (b) provete montado e devidamente compactado; (c) colocação da caixa na máquina de corte; (d) aplicação da tensão normal no provete.	54
Figura 4.9 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 1 com as placas secas.....	56
Figura 4.10 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 1 com as placas secas	57
Figura 4.11 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 1 com as placas molhadas.....	57
Figura 4.12 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 1 com as placas molhadas	58
Figura 4.13 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 1 no estado saturado	58
Figura 4.14 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 1 no estado saturado.	59
Figura 4.15 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 2 com as placas secas.....	59
Figura 4.16 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 2 com as placas secas	60
Figura 4.17 - Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 2 com as placas molhadas.....	60
Figura 4.18 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 2 com as placas molhadas	61

Figura 4.19 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 2 no estado saturado.....	61
Figura 4.20 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 2 no estado saturado.	62
Figura 4.21 – Forças consideradas na análise da estabilidade de taludes infinitos: (a) em condições não saturadas ou na ausência de escoamento; (b) em condições saturadas com percolação paralela à superfície do talude [52].	66
Figura 4.22 – Geometria do talude utilizado na análise	68
Figura 4.23 – Geometria das fatias e superfície de deslizamento com representação do ponto de menor FS (exemplo para o solo da amostra 1, com 35° de inclinação para o método de Janbu Simplificado)	69
Figura 4.24 – Variação do FS com a inclinação do talude para a análise efetuada ao solo da amostra 1 tendo em consideração a diminuição da coesão.....	71
Figura 4.25 – Variação do FS com a inclinação do talude para a análise efetuada com coesão nula, tendo em consideração a diminuição do ângulo de atrito.	72
Figura 4.26 – Mapa de declives da bacia hidrográfica da ribeira de Santa Luzia. “Informação Geográfica cedida pela Direção Regional do Ordenamento do Território e Ambiente”	73

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 – Fatores de segurança e respectivas condições de estabilidade do talude, adaptado de Pinotti & Carneiro, 2013 [48]	10
Tabela 3.1 – Características comparativas entre os métodos. Compilado de [29], [28], [70] e [71].....	41
Tabela 4.1 – Coordenadas dos pontos de recolha das amostras	45
Tabela 4.2 – Propriedades físicas das amostras 1, 2 e 3 (Parte 1)	46
Tabela 4.3 – Propriedades físicas das amostras 1, 2 e 3 (Parte 2)	46
Tabela 4.4 – Análise granulométrica efetuada por peneiração da amostra 1	47
Tabela 4.5 – Análise granulométrica por sedimentação da amostra 1	47
Tabela 4.6 – Análise granulométrica efetuada por peneiração da amostra 2	47
Tabela 4.7 – Análise granulométrica por sedimentação da amostra 2	48
Tabela 4.8 – Análise granulométrica efetuada por peneiração da amostra 3	48
Tabela 4.9 – Análise granulométrica por sedimentação da amostra 3	48
Tabela 4.10 – Resumo dos ensaios efetuados.....	55
Tabela 4.11 – Valores do teor em água inicial, final e de coesão obtidos para os ensaios da amostra 1.....	63
Tabela 4.12 – Valores do teor em água inicial, final e de coesão obtidos para os ensaios da amostra 2.....	63
Tabela 4.13 – Características dos métodos de equilíbrio limite. (Lee W. Abramson, 2002) Fonte: Miguel, 2012 [42]	65
Tabela 4.14 – Parâmetros dos solos analisados	67
Tabela 4.15 – Variação do FS com a inclinação do talude para a amostra 1	70
Tabela 4.16 – Variação do FS com a inclinação do talude para a amostra 2	70
Tabela 4.17 – Variação do FS com a inclinação do talude para a análise dos menores valores de ângulo de atrito e de coesão.	70

Lista de Símbolos

Siglas:

EM	Eletromagnético
FDR	Frequency Domain Reflectometry
FS	Fator de Segurança
LREC	Laboratório Regional de Engenharia Civil
MDT	Modelo Digital do Terreno
TDR	Time Domain Reflectometry
WCR	Water Content Reflectometry

Notação:

ϕ'	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ^b	Ângulo de atrito relativo à sucção
c'	Coesão efetiva do solo
u_a	Pressão do ar nos poros
u_w	Pressão intersticial
$u_a - u_w$	Sucção
σ	Tensão normal total
σ'_f	Tensão normal efetiva
τ	Tensão de corte
τ'_f	Tensão de corte resistente
G	Densidade das partículas sólidas
IP	Índice de plasticidade

<i>LL</i>	Limite de liquidez
<i>LP</i>	Limite de plasticidade
<i>S</i>	Grau de saturação
<i>e</i>	Índice de vazios
γ	Peso volúmico
γ_d	Peso volúmico seco
ω	Teor em água

Capítulo 1

Introdução

1.1. Enquadramento Geral e Motivação

O presente trabalho consiste na caracterização físico-mecânica dos solos de parte da bacia hidrográfica de Santa Luzia. A Ribeira de Santa Luzia pertence a um grupo de Ribeiras selecionadas para monitorização no âmbito do projeto Monitoriza Ribeiras do Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC), sendo as restantes a Ribeira de São João, a Ribeira de João Gomes e a da Ribeira Brava. Este projeto teve como objetivo a implementação de um sistema de monitorização automática para a prevenção da ocorrência de aluviões na Região Autónoma da Madeira, com vista à mitigação do seu risco e das suas consequências. Com um funcionamento de 24h/dia, o sistema transmite continuamente, via rádio frequência e fibra ótica, imagens e registos da ocorrência de precipitação, através de câmaras de vídeo e udógrafos respetivamente. Complementarmente, o sistema dispõe de geofones e sismógrafos para registarem as vibrações causadas pelos escorregamentos dos solos e sensores de nível (ultrassónicos e com tecnologia de radar) para medirem a cota da água nas ribeiras.

A Ribeira de Santa Luzia foi uma das que sofreu os efeitos devastadores da mais recente aluvião ocorrida na Madeira, a 20 de fevereiro de 2010. Estes eventos caracterizam-se pelo transporte de material sólido resultante do escorregamento da parte superficial dos solos e têm origem em fatores que perturbam o equilíbrio dos taludes naturais. Segundo Matos Fernandes, 2011 [39], a desintegração da estrutura dos maciços ocorre quando agentes como a água, o vento, as variações térmicas e a atividade dos seres vivos atuam sobre os mesmos. Essa atividade contínua, juntamente com “outras forças da Natureza, como a gravidade, as forças de percolação e os sismos, traduzem-se por vezes no escorregamento mais ou menos brusco de grandes massas de terra” (Matos Fernandes, *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica* (Volume 2), 2011, p. 447) [39].

Um deslizamento de terra pode ocorrer quando o solo que está sobre um maciço rochoso sofre desagregação e escorrega sobre essa camada. Para Highland & Bobrowsky, 2008 [26], os escorregamentos ocorrem como consequência de causas naturais ou antropológicas, sendo responsáveis pelo processo de evolução das vertentes. Dentro da primeira categoria destacam-se: a ação da água, a atividade sísmica e a atividade vulcânica. Na figura 1.1 é visível um deslizamento que bloqueia a entrada de um túnel, ocorrido na Ilha da Madeira, consequência

das precipitações intensas de 20 de fevereiro de 2010. Também a atividade humana pode estar na origem de deslizamentos de terras, fatores como a desflorestação, a construção de estradas que induzem vibrações ao solo, ou alterações na morfologia do talude podem perturbar as condições de equilíbrio natural.



Figura 1.1 – Deslizamento de terras ocorrido na Ilha da Madeira (tvi24, 2012) [67]

Simplificadamente, um talude está em equilíbrio quando o quociente entre as forças resistentes e as forças solicitantes ao longo da superfície de deslizamento é maior que a unidade. Essa relação é designada por coeficiente global de segurança ou fator de segurança (FS).

É de grande interesse o estudo das causas/condições que levam à diminuição do fator de segurança e conseqüentemente à ocorrência de deslizamentos. Esse estudo permitirá a melhor compreensão do fenómeno, de forma a contribuir para a elaboração de medidas preventivas e de alerta ao acontecimento deste tipo de catástrofes. Estes eventos podem ocorrer em ambiente urbano ou em ambiente florestal e as suas conseqüências traduzem-se, regra geral, em adversidades a nível económico e social, muitas vezes com perda de vidas humanas.

Pretende-se que este trabalho seja um contributo para um melhor conhecimento das características dos solos da Ribeira de Santa Luzia e, conseqüentemente, um importante

contributo para o sucesso do funcionamento do sistema MonitorizaRibeiras na sua tarefa de prevenção do risco de aluviões.

1.2. Objetivos da Dissertação

Com este trabalho pretende-se estudar o efeito da ocorrência de precipitações intensas no comportamento resistente do solo. Precipitações intensas provocam um aumento rápido da saturação dos solos, o que, em solos pouco permeáveis conduz à impossibilidade da dissipação do excesso de pressão. Procura-se então simular as condições de comportamento não drenado através de ensaios de corte rápido para melhor conhecer esse efeito. De um modo mais específico e na tentativa de melhor compreender de que forma as características do solo influenciam a ocorrência de tais eventos, os objetivos que se propõem cumprir são:

- Efetuar a caracterização físico-mecânica dos solos de parte da bacia hidrográfica de Santa Luzia, através da realização de ensaios de identificação e caracterização física: análise granulométrica, limites de consistência e densidade. Serão também determinados parâmetros de resistência ao corte (coesão, ângulo de atrito e resistência ao corte).
- Identificar as zonas de maior risco de escorregamento nesta bacia, estabelecendo os limiares de declividade para a condição de estabilidade.
- Pesquisa e proposta de soluções de monitorização automática do grau de saturação de solos.

1.3. Organização da Dissertação

A presente dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos com a designação de: Introdução, Caracterização Físico-Mecânica de Solos e Causas de Deslizamentos, Sensores de Medição do Teor em Água do Solo, Caracterização dos Materiais e Conclusões e Perspetivas Futuras. Na parte final do documento encontram-se ainda as Referências Bibliográficas relativas à documentação consultada na elaboração da presente dissertação.

No capítulo 1, “Introdução”, efetua-se um enquadramento geral do trabalho que aborda a motivação que está na base da sua realização, são apresentados os objetivos propostos e por fim é feita uma breve descrição dos temas que são discutidos em cada um dos capítulos.

O capítulo 2, “Caracterização Físico-Mecânica de Solos e Causas de Deslizamentos”, inicia com uma breve descrição de algumas características referentes aos solos, seguindo-se alguns conceitos fundamentais respeitantes à teoria da resistência ao corte referindo ainda a noção de fator de segurança. Seguidamente expõem-se os fatores que estão na sua maioria na origem dos movimentos de massa.

O capítulo 3, “Sensores de Medição do Teor em Água do Solo”, aborda de uma forma geral alguns tipos de sensores e que métodos são utilizados na medição da quantidade volumétrica de água presente no solo. Termina com a comparação entre as técnicas de medição, apresentando as vantagens/desvantagens de um método em relação ao outro.

O capítulo 4, “Caracterização dos Materiais”, começa com o enquadramento geográfico da bacia hidrográfica de Santa Luzia, fazendo referência aos tipos de solos que a constituem e indicando geograficamente os pontos de recolha das amostras de material utilizado neste estudo. Em seguida, expõem-se os resultados da determinação dos índices físicos e análise granulométrica das respetivas amostras. No mesmo capítulo, encontra-se uma descrição da metodologia utilizada no ensaio de corte direto e, posteriormente, são apresentados os resultados desse procedimento para as amostras recolhidas. Ainda no capítulo 4, descreve-se a análise paramétrica da estabilidade de diversos taludes realizada com diferentes valores de inclinação, com recurso ao *software* Slide 6.0 da *Rocscience Inc.*

No capítulo 5, “Conclusões e Perspetivas Futuras”, apresentam-se as principais conclusões da dissertação e são também apresentadas algumas propostas para o desenvolvimento de eventuais trabalhos futuros.

Capítulo 2

Caracterização Físico-Mecânica de Solos e Causas de Deslizamento

2.1. Caracterização dos Solos

O termo “solo” apresenta diferentes significados para as diversas áreas do conhecimento. Para o engenheiro civil, o solo é uma acumulação parcialmente agregada de partículas minerais formada pela meteorização das rochas, que juntamente com o ar e/ou a água presente nos vazios forma um sistema trifásico (Craig, 2004) [13], e que pode ser fragmentado por agitação em água. Quanto ao modo de formação, um solo pode ter origem devido a um processo de meteorização mecânica (elevadas amplitudes de variação de temperatura, gelo/degelo da água nas fissuras das rochas, erosão pelo vento e precipitação) ou química (decomposição das rochas por: hidratação, oxidação, carbonatação ou lixiviação). Os solos meteorizados podem ser classificados em dois grupos: residuais e sedimentares, dependendo respectivamente da permanência ou transferência dos sedimentos no local, após a erosão (Murthy, 2002) [44].

As partículas resultantes da meteorização mecânica mantêm a mesma composição da rocha mãe e surgem em uma vasta gama de tamanhos e formas. No seu arranjo estrutural, cada partícula está em contacto com as restantes sem nenhuma ligação entre as mesmas, e o seu estado pode ser classificado como denso, medianamente denso ou solto, dependendo do grau de compactação (Craig, 2004) [13].

Já por sua vez, o processo químico induz mudanças na composição mineral da rocha mãe, devido à ação da água, oxigénio e dióxido de carbono. As partículas resultantes deste processo, de tamanho coloidal ($< 0,002$ mm), são os chamados minerais de argila. Estas partículas de forma alongada possuem uma elevada superfície específica (elevado rácio área superficial pela massa), resultando em uma estrutura altamente influenciada por forças de superfície (Craig, 2004) [13].

As propriedades do solo que mais condicionam o seu comportamento resistente são as que estão relacionadas com a sua própria constituição, nomeadamente a sua quantidade de argila. Segundo Duncan & Wright, 2005 [20], devido à complexa interação com a água os solos argilosos tendem a representar uma grande percentagem de problemas relativamente à estabilidade de taludes

2.2. Resistência ao Corte

Em geotecnia, a avaliação da resistência ao corte de um talude de terra é usualmente realizada com recurso a ensaios triaxiais ou de corte direto, sendo que a caracterização em laboratório da resistência de uma amostra pode contribuir para a previsão dos estados de tensão que levam à rotura pontual do talude (Matos Fernandes, 2011) [39]. De uma maneira simplista, a resistência ao corte pode-se definir como a máxima tensão de corte a que um solo resiste antes da rotura. Neste trabalho, realizou-se uma série de ensaios de corte direto, pelo que os resultados obtidos dependentes desse método mais antigo e de conceção mais simples, baseado no critério de rotura de Mohr-Coulomb.

Matos Fernandes, 2006 [38], apresenta o critério de Mohr-Coulomb, segundo o qual a generalidade dos solos atingem a rotura quando a tensão de corte é superior a:

$$\tau_f = c' + \sigma_f' \operatorname{tg} \phi' \quad (1)$$

Onde: τ_f' – é a resistência ao corte na rotura; c' – é a coesão efetiva do solo; σ_f' – é a tensão normal efetiva; ϕ' – é o ângulo de atrito interno do solo.

Na figura seguinte, apresenta-se a representação gráfica da equação anterior, a envolvente de rotura de Mohr-Coulomb:

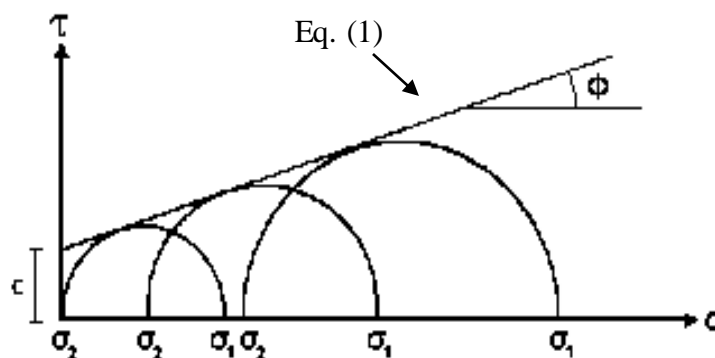


Figura 2.1 – Critério de rotura de Mohr-Coulomb

A rotura por corte ocorre na formação de uma superfície de rotura onde a tensão de corte atinge um valor crítico, seguido de um deslocamento ao longo do plano de rotura e relaxamento da tensão em questão. Se um estado de tensão se encontrar abaixo da envolvente, diz-se um estado possível e não ocorre a rotura. Um estado de tensão coincidente com a reta envolvente propicia a ocorrência da rotura ao longo da superfície de deslizamento. Quando o estado de tensão está acima da envolvente, diz-se um estado impossível, pois a rotura por corte já terá ocorrido antes de atingida esta condição.

No entanto, para solos não saturados a equação descrita anteriormente não se adequa. O comportamento do solo é governado por variáveis do estado de tensão que controlam o equilíbrio da estrutura do solo. Essas variáveis quantificam-se em termos de tensões totais σ , tensões intersticiais u_w , e pela pressão do ar nos poros u_a . Para melhor descrever o comportamento volumétrico do solo não saturado, os autores Matyas e Radhakrishna introduziram os parâmetros $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, os quais foram posteriormente adotados por Fredlund e Morgentern para realizar análises a solos não saturados.

Para o solo acima do nível freático, a pressão intersticial é negativa em relação à pressão atmosférica. Esta pressão negativa é comumente referida como sendo a sucção matricial do solo. Fredlund *et al.* (1978) desenvolveram uma expressão, o chamado critério de rotura de Mohr-Coulomb modificado para solos não saturados de modo a ter em conta a influência desta pressão negativa na resistência ao corte do solo. A referida equação apresenta-se em seguida:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (2)$$

Onde c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo interno de atrito do solo, ϕ^b é o ângulo de atrito relativo à sucção, representando a contribuição para a resistência ao corte do material devido à sucção matricial; $(\sigma - u_a)$ é a tensão normal líquida; e $(u_a - u_w)$ é a sucção matricial (Ng & Shi, 2003) [45].

Esta equação, representada na figura 2.2 mostra, que nos solos não saturados existe uma componente aparente da resistência ao corte igual a $(u_a - u_w) \tan \phi^b$ que aparece devido à referida sucção e que tem valor nulo quando o solo se encontra saturado.

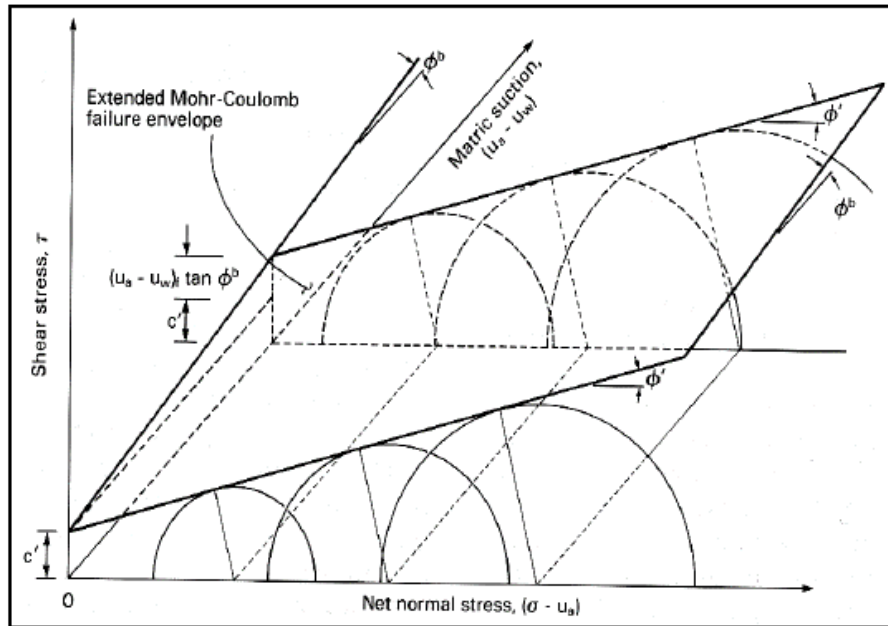


Figura 2.2 – Envolvente de ruptura de Mohr-Coulomb modificada para solos não saturados, adaptado de Matziaris & Sakellariou, 2005 [40]

Silva & Carvalho, 2007 [57], citando Ortigão (1995) afirmam que as características de corte do solo baseiam-se nos valores da coesão do solo, no ângulo de atrito interno e na resistência do próprio solo ao corte. A coesão pode ser definida como a atração química que se desenvolve entre as partículas, a qual não deve ser confundida com a coesão aparente determinada pela pressão capilar da água e o ângulo de atrito, por sua vez, é definido como o ângulo máximo que a força de corte pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento. Segundo Mckyes *et al.* (1994) citado por Silva & Carvalho, 2007 [57], os principais fatores a influenciar a resistência do solo ao corte são a distribuição de partículas do solo, a densidade, a estrutura e o teor em água no solo.

O trabalho de Silva & Carvalho, 2007 [57] pretendia relacionar a coesão e resistência ao corte de um solo, recolhendo três amostras: A e Bw2 (não coesos) e BA (coesos), com as suas propriedades físicas e químicas e com o teor em água do solo. Para tal, foram determinadas as características de corte das amostras e foi estudada a sua relação com as características físicas (densidade, porosidade, granulometria, quantidade de argila e resistência à penetração) e químicas e com o teor em água do solo. Os autores concluíram que a coesão do solo foi influenciada pelo teor em água nas amostras estudadas, aumentando significativamente quando

se verifica a redução da quantidade de água presente no solo. Na amostra BA (coesivo), os maiores valores de coesão sugerem as características físicas inerentes ao solo, sendo que essa amostra foi a que apresentou maiores valores de densidade e micro porosidade e menor porosidade total em relação aos não-coesivos. A figura 2.3 abaixo mostra a referida influência do teor em água nas propriedades coesivas dos três amostras estudadas, assim como a relação da coesão com densidade do solo.

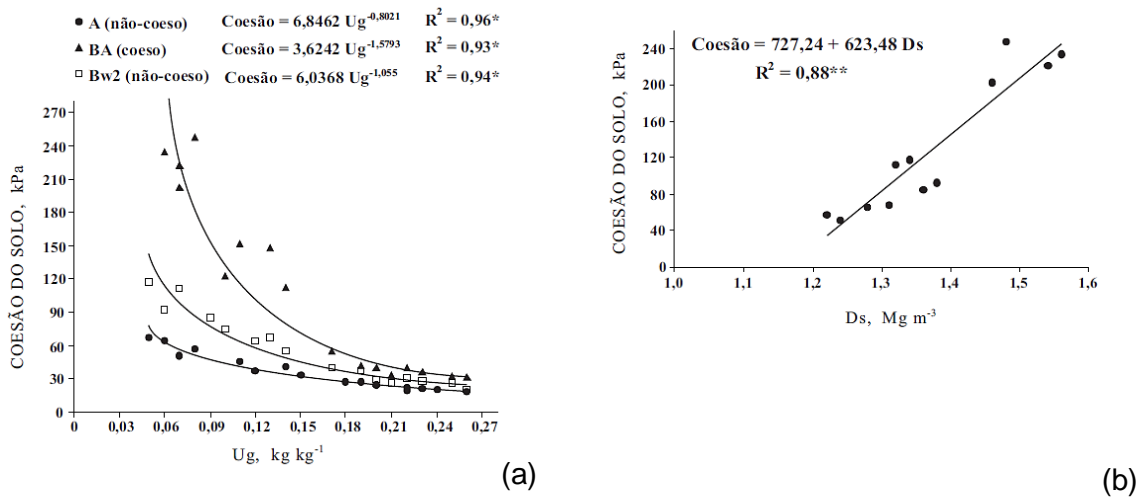


Figura 2.3 – (a) Coesão do solo (kPa) como variável do teor em água (U_g) nas amostras A (não-coeso), BA (coesivo) e Bw2 (não-coeso); (b) Coesão como variável da densidade (D_s) do solo, com teor em água de $0,07 \text{ kg kg}^{-1}$, adaptado de Silva & Carvalho, 2007 [57].

A presença de argila e o elevado grau de densidade de um solo contribuem para que apresente maiores valores de coesão com baixo teor em água, isto porque num solo mais compactado a proximidade entre partículas é maior, e com a presença de argila, cuja superfície específica é elevada, desenvolve-se a atração entre partículas devido às forças eletrostáticas. Outra conclusão importante prende-se com o facto de a resistência ao corte ter aumentado com a diminuição do teor em água nas três amostras estudadas.

2.3. Fator de Segurança

Uma vez estabelecidas as propriedades resistentes do solo, pressões intersticiais, geometria do talude e demais propriedades relacionadas com o próprio solo e o talude, é possível calcular a sua estabilidade. O fator de segurança, FS (Equação 3), é definido como o valor numérico da relação estabelecida entre a resistência ao corte disponível do solo para garantir o equilíbrio da massa deslizante (τ_f), ou seja, a força que se opõe ao movimento, e a resistência de corte mobilizada (τ), a que dá origem ao movimento da massa potencialmente deslizante:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (3)$$

Na tabela 2.1, apresenta-se a classificação do talude quanto às condições de estabilidade de acordo com o fator de segurança obtido. A sua determinação pode ser efetuada por meio da utilização de métodos de equilíbrio limite ou então recorrendo a métodos de elementos finitos. A distinção entre os referidos métodos de equilíbrio limite será efetuada neste trabalho no capítulo 4.

Fator de Segurança	Condição de estabilidade do talude
FS<1,0	Talude instável, deverá sofrer rotura.
FS=1,0	Condição limite de estabilidade, associada à iminência de rotura.
FS>1,0	Condição estável, quanto mais próximo de 1,0 for o fator de segurança, pior será a condição de estabilidade do talude.
FS>>1,0	Condição estável, quanto maior for o fator de segurança, menores são as possibilidades de o talude vir a sofrer rotura quando submetido a condições críticas.

Tabela 2.1 – Fatores de segurança e respetivas condições de estabilidade do talude, adaptado de Pinotti & Carneiro, 2013 [48]

2.4. Fatores Causa dos Deslizamentos

Os taludes naturais podem ser definidos como a superfície de terreno inclinada que delimita um maciço. São o resultado de anos de uma evolução geomorfológica (agentes erosivos ou deslocamentos dos terrenos), estando portanto em equilíbrio, no seu estado natural. Quer isto dizer que as forças solicitantes são inferiores às resistentes e o fator de segurança é superior à unidade.

Esse equilíbrio, quando perturbado pode suscitar o movimento de massas do talude. O termo deslizamento possui várias definições. Para o Working Party on World Landslide Inventory, foi adotada a definição segundo Cruden, 1991 [14], em que o deslizamento denota “o movimento de um maciço rochoso, detritos ou terra por uma encosta”. Para Varnes (1978), um deslizamento seria um movimento no sentido descendente e para fora do talude dos seus materiais constituintes segundo a ação da gravidade (ukgeohazards, 2012) [68]. Estes movimentos de massa classificam-se relativamente ao tipo de material envolvido e à velocidade de escorregamento. Segundo Highland & Bobrowsky, 2008 [26], distinguem-se vários tipos de movimentos, sendo que podem ocorrer sob a forma de quedas, tombamentos, deslizamentos rotacionais e translacionais e espalhamentos como é visível na figura 2.4 abaixo.

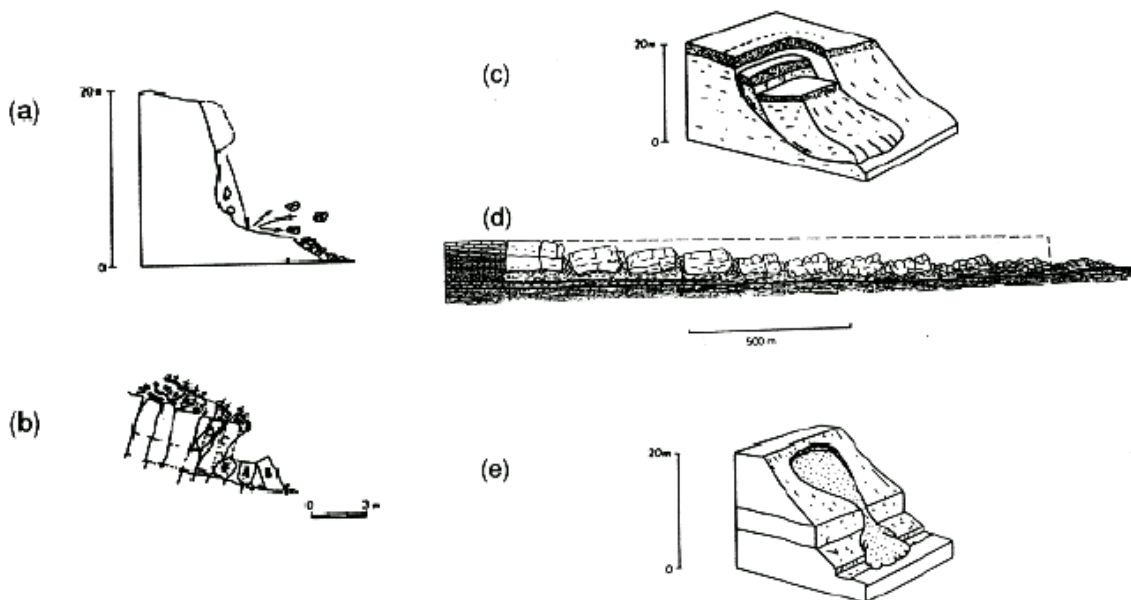


Figura 2.4 – Tipos de movimentos de massa: (a) queda; (b) tombamento; (c) deslizamento; (d) espalhamento; (e) escoamento, adaptado de Dyminski [21]

Segundo Bigarella *et al.* (2003, p.1026 citado por Pinto, Passos, & Caneparo, 2013 [49], p.105): “As condições que favorecem os movimentos de massa dependem principalmente da estrutura geológica, da declividade da vertente (forma topográfica), do regime de chuvas (em especial de episódios pluviais intensos) da perda de vegetação e da atividade antrópica, bem como pela existência de espessos mantos de intemperismo, além da presença de níveis ou faixas impermeáveis que atuam como planos de deslizamentos”.

A análise de deslizamentos e de medidas de mitigação requer o estudo dos fatores, como os acima descritos, que influenciam o fator de segurança. A figura 2.5 apresenta o tipo de fatores que estão na origem de deslizamentos de terras.

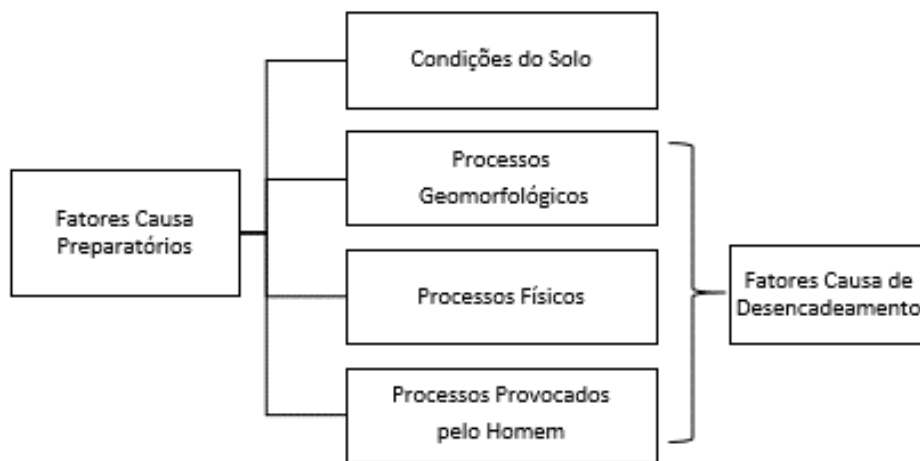


Figura 2.5 – Fatores causa dos deslizamentos, adaptado de Senneset, 2001 [55]

Nesta perspectiva, as causas que originam deslizamentos podem-se identificar entre os fatores preparatórios e os fatores que os desencadeiam. Os fatores preparatórios caracterizam-se por reunir as condições favoráveis à diminuição da estabilidade do talude, enquanto os demais são aqueles dão início ao movimento (Matziaris & Sakellariou, 2005) [40].

Com o decorrer do tempo, fatores como a meteorização e a incidência de chuvas intensas provocam a diminuição do fator de segurança aproximadamente até à unidade, na figura 2.6 abaixo, encontra-se ilustrado esse efeito. Com o talude à beira da rotura, a partir dessas condições a mínima influência externa pode causar a desestabilização.

O fator de desencadeamento pode ser identificado como aquele que iniciou a ruptura, mas o deslizamento é sempre consequência de vários outros fatores preparatórios.

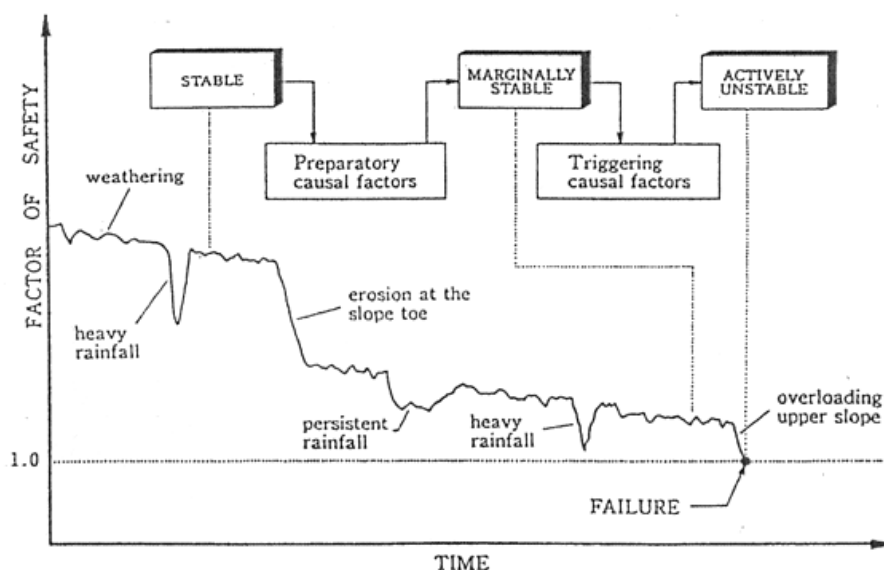


Figura 2.6 – Variação do FS com o tempo (Popescu, 1996), Fonte: Matziaris & Sakellariou, 2005 [40].

Leroi, 1996, citado por Senneset, 2001 [55], p.3714) exalta a importância de dispor de informação exaustiva de eventos históricos para a concretização de modelos de risco mais realistas, na medida em que, assevera ser possível através de sistemas GIS, combinando os fatores causa, as análises e a avaliação de peritos formar uma base para a realização de mapas de risco (Senneset, 2001) [55]. Em concordância Matziaris & Sakellariou, 2005 [40], concluíram no seu trabalho sobre modelação do efeito de precipitação em solos não saturados, que os sistemas GIS resultam em uma ferramenta vantajosa na medida em que promovem a facilidade de identificação de áreas perigosas classificadas em mapas temáticos de acordo com o seu grau de estabilidade. A realização do mapeamento das zonas de instabilidade serve então o propósito de auxiliar na tomada de medidas para evitar, prevenir ou mitigar eventos de deslizamento.

De acordo com o trabalho de Pinto, Passos, & Caneparo, 2013 [49], embora se possam nomear diversos fatores condicionantes de desencadeamento dos movimentos de massa: condicionantes geológicos, condicionantes pedológicos, condicionantes geomorfológicos, pluviosidade,

vegetação e ação do homem, neste trabalho, maior ênfase será dado às condicionantes geomorfológicas e de pluviosidade.

Em conformidade com os autores acima referidos, Highland & Bobrowsky, 2008 [26], referem também as condicionantes para os deslizamentos como as causas físicas, ocorrências naturais geológicas ou morfológicas e também causas devido à atividade humana. Os autores afirmam ainda que as principais causas dos movimentos de terra são as chuvas intensas e mudanças do nível de água no solo. Os incêndios em encostas íngremes oferecem também uma contribuição significativa para a ocorrência de deslizamentos, pois têm como consequência a mudança das condições químicas do solo e a perda da vegetação, o que posteriormente facilita a saturação dos taludes pela água, geralmente das chuvas.

2.4.1. Condicionantes Geomorfológicas

Como já referido, a ocorrência de processos de deslizamento pode estar relacionada com alterações nas condições geomorfológicas, como os levantamentos tectônicos ou vulcânicos, a existência de falhas e diáclases, erosões fluviais na base do talude ou subterrâneas, a coesão e o peso do material constituinte do talude, ou até mesmo remoção da vegetação como anteriormente mencionado. A declividade é preponderante no desencadeamento desses eventos na medida em que quanto maior o declive, maior será a velocidade de escoamento das águas superficiais ampliando a sua capacidade de erosão. Deve-se salientar que o perfil do talude é também um aspeto que se revela dominante na sua estabilidade.

Bespalova, 2001 [3], no seu trabalho sobre a avaliação da estabilidade dos taludes do reservatório Kanev, divide a região de estudo em duas zonas geologicamente diferentes: distrito Kiev e distrito Kanev. O reservatório Kanev foi enchido em 1976, formado pela barragem de energia hidroelétrica de Kanev no rio Dnieper, em Kiev, com capacidade de 2,65 km³ e profundidade média de aproximadamente 3,65 m, foi criado para desenvolver o transporte de água, a indústria de energia e irrigação.

Quanto às condições geológicas dos taludes e levando em consideração as diferenças existentes, a região foi dividida em dois distritos. O primeiro distrito (Kiev) situado na parte norte do território estudado inclui a margem direita do reservatório, estando a aproximadamente 60 km

a jusante de Kiev. A margem do reservatório neste distrito é composta por camadas intercaladas de argila e areia, sendo que o pé do talude consiste em argilas e na parte superior é composto por um solo sedimentar. Os deslocamentos no segundo distrito (Kanev), um sítio geologicamente específico, foram criados pela atividade glacial e tectónica. Também os depósitos de Kanev consistem em camadas intercaladas de argila e areia, sendo que as argilas jurássicas foram deslocadas durante a era glacial e sobrepostas a depósitos mais recentes. Os depósitos constituintes deste distrito foram significativamente dobrados e alterados sofrendo falhas. As argilas potencialmente instáveis estão relacionadas com a maioria dos processos de deslizamento de terras neste distrito.

A atividade tectónica provocou o aumento da declividade da margem direita do reservatório Kanev, acentuando os processos de erosão e de deslizamento. As placas tectónicas que constituem os distritos sofreram elevações diferentes, causando falhas. Portanto a atividade tectónica provocou condições favoráveis à instabilidade na margem direita do reservatório.

Quanto ao processo de erosão, no distrito Kiev o talude alcançou os 160 – 180 m de altura com ângulos de inclinação a variar de 10° - 12° a 60° - 80°. A profundidade das vertentes de erosão atingem os 60 - 80 m. Já para o distrito Kanev o talude atingiu a altitude de 190 - 200 m, com inclinações entre os 30° - 45 ° e por vezes até de 80°. O aumento da intensidade do processo de erosão fez com que nos últimos 25 anos o desgaste tenha atingido a profundidade de 100 m.

A observação de deslizamentos no reservatório de Kanev já estava a ser realizada desde há 30 anos, através de uma análise estatística que relaciona a atividade de deslizamentos com taxas de precipitação, erosão e abrasão do reservatório. O maior número de deslizamentos registou-se nos anos de 1969, 1981 e 1990, relacionados essencialmente com elevadas taxas de precipitação. No entanto, as estimativas revelaram que 30% dos deslizamentos ocorridos tiveram lugar na base do reservatório tendo sido induzidos pelo mesmo, devido a uma combinação de fatores, incluindo as condições geológicas e tectónicas, taludes íngremes e precipitação anual para o distrito de Kiev. Em suma, os principais fatores que mais contribuiram para o fenómeno foram, para o distrito de Kiev as precipitações elevadas e para o distrito de Kanev a erosão e a atividade geológica.

Pode ainda ser referida, como exemplo, a ação dos sismos como causa geológica de desencadeamento de deslizamentos como é o caso do deslizamento decorrente do sismo Chi-

Chi de 1999 em Taiwan, estudado por Chigira *et al.*, 2003 [12]. Este sismo originou dois grandes deslizamentos de rocha, que provocaram no total 68 mortes. Os autores afirmam que os taludes onde este tipo de deslizamentos ocorrem possuem maior inclinação relativamente aos planos de estratificação. A superfície de deslizamento resultante, plana e paralela ao estrato, apresentava camadas alternadas de arenitos finos e xisto com ondulação. Os autores deduziram que a meteorização do xisto pelos ciclos de molhagem/secagem e provavelmente pelo ácido sulfúrico seria uma das maiores causas do desenvolvimento intermitente dos deslizamentos. A meteorização foi acelerada pela remoção das camadas sobrepostas após deslizamentos ocorridos anteriormente, nomeadamente em 1941 e 1942. A margem superior do deslizamento de 1999 apresenta-se em pequena escarpa com forma em V, esta característica geomorfológica evidenciou o facto de que já tinham ocorrido movimentos antes do deslizamento propriamente dito, ou seja facultando características precursoras. De acordo com os autores, não se encontra bem documentada a análise da existência de tais fenómenos percursos, embora essa informação seja considerada essencial na previsão de deslizamentos. Além disso, a informação sobre as características geológicas e geomorfológicas das encostas, incluindo a formação de superfícies de rotura ou a deformação do talude, tem de ser inicialmente utilizada como meio de identificar potenciais locais de ocorrência de eventos de deslizamento Chigira, Wang, Furuya, & Kamai, 2003 [12].

2.4.2. Condicionantes Pedológicos

Para além dos outros condicionantes envolvidos no processo de movimentos de massa, o solo sofre a ação da erosão em função da sua estrutura, textura, permeabilidade e densidade. Segundo Bigarella *et al.* (1996, p.492 citado por Pinto, Passos, & Caneparo, 2013 [49], p.108), a estrutura caracteriza o arranjo dos constituintes do solo, os quais estão separados uns dos outros por superfícies de fraqueza, influenciando a rapidez e o modo de infiltração de água. Os mesmos autores referem-se ainda à textura como a “proporção relativa das partículas sólidas presentes na massa de solo, influenciando na capacidade de infiltração e absorção de água da chuva”. Nessa lógica pode-se afirmar que, um solo mais poroso permite uma rápida infiltração da água, logo apresenta menor capacidade de armazenamento. Relativamente às características de permeabilidade e porosidade, segundo Fiori e Carmignani (2009, p.21 citado por Pinto, Passos, & Caneparo, 2013 [49], p.108), “são as propriedades que estão diretamente ligadas e

são inversamente proporcionais à densidade...”, levando a concluir que os solos arenosos são mais permeáveis que os solos argilosos.

2.4.3. Vegetação

A cobertura vegetal pode ser interpretada como o agente que mantém o equilíbrio das encostas, favorecendo a sua estabilidade através do controlo do escoamento superficial e retardando a infiltração das chuvas na camada de solo meteorizada, para além de proteger os taludes contra a erosão. A ação específica da cobertura vegetal passa por interceptar e defender o maciço dos raios solares, ventos e chuva, reter a água das chuvas através da superfície de folhagem e eliminar água do solo através do processo de evapotranspiração. De modo complementar o sistema de raízes promove a estabilização da vertente ao conferir um acréscimo significativo de resistência ao corte. Portanto, a remoção da vegetação contribui para a maior exposição da superfície do terreno à ação das chuvas e conseqüentemente à erosão (Pinto, Passos, & Caneparo, 2013) [49].

2.4.4. Ação do Homem

A ação da população, em expansão para novas terras e a criação irracional de novas vilas ou cidades, são muitas vezes motivos de desflorestação, de aumento da altura/inclinação do talude por escavação, de alteração dos padrões de drenagem, de aterros para construção ou aumento da carga no cume do talude. Estas intervenções no meio natural modificam as condições de equilíbrio das vertentes provocando a sua instabilização, induzindo a ocorrência de processos de deslizamento que resultam muitas vezes em efeitos catastróficos. Os eventos causados por este tipo de fatores podem ser evitados através da identificação da suscetibilidade do local a falhas e deslizamentos e da criação de zonamento de construção adequado (Pinto, Passos, & Caneparo, 2013) [49].

2.4.5. Precipitação

A ação da água é a principal causa natural do deslizamento de terras Highland & Bobrowsky, 2008 [26]. Sabe-se da mecânica dos solos não saturados que a estabilidade de um talude depende das condições de coesão, do ângulo de atrito e da sucção (Geo-slope, 2005) [22]. É conhecido também que aumento do teor em água do solo provoca a diminuição tanto da coesão como da sucção, e portanto, conseqüentemente, a diminuição das características resistentes do solo. Em todo o mundo existem relatos da influência da precipitação intensa na ocorrência de deslizamentos. A precipitação é classificada um condicionante externo cuja ocorrência em vertentes íngremes proporciona um dos principais fatores deflagradores dos movimentos de massa.

Habitualmente a interpretação de quais serão as condições de precipitação necessárias para dar início à rotura do talude é baseada em abordagens estatísticas.

Na figura 2.7 abaixo, são visíveis as conseqüências de chuvas intensas provenientes de uma tempestade tropical, que em 1985 provocou um deslizamento de terra em Mameyes, Porto Rico, destruindo 120 casas e que provocou no mínimo 129 mortes.



Figura 2.7 – O Mameyes, Porto Rico, deslizamento de terra, 1985 (Foto de Randall Jibson, U.S. Geological Survey em Highland & Bobrowsky, 2008 [26])

Um outro exemplo da força devastadora destes eventos, é o caso do deslizamento “El Berrinche”, em Tegucigalpa, nas Honduras em outubro de 1998. Na manhã de 29 de outubro de 1998 o furacão Mitch, registado como um dos piores da história, atacou as Honduras com chuvas fortes e de grande intensidade. As consequências desse evento traduziram-se em cerca de 200 deslizamentos em todo o país, resultando em cerca de 9000 mortes e deixando milhares de pessoas desabrigadas. Mais recentemente na Ilha de Java, Indonésia a 26 de dezembro de 2007, a ilha foi assolada por uma inundaçãõ repentina devido às chuvas torrenciais. A falta de árvores e de vegetação permitiu a ocorrência de vários deslizamentos com efeitos devastadores, causando a morte de mais de 100 pessoas. As chuvas continuaram a cair, causando alguns dias mais tarde nesse mesmo mês, novos deslizamentos [30].

2.4.5.1. *Infiltração da Precipitação e Distribuição da Pressão Intersticial*

São vários os estudos que abordam a influência da precipitação na estabilidade de taludes. Porém, note-se que apesar de os episódios de chuvas intensas estarem relacionados com os movimentos de massa, é necessário avaliar a duração das chuvas e a variação do grau de saturação dos solos, isto é, se o curso de água é estável ou transitório, pois cada estado leva a diferentes efeitos na redução da estabilidade (Matziaris & Sakellariou, 2005) [40]. Por outras palavras o fluxo subterrâneo pode ocorrer de duas formas. Pode ocorrer na forma de infiltração superficial através de uma frente de saturação que funciona como separação entre a parte superior de solo, saturado, e a parte inferior, não-saturado. Com o avanço desta frente, o solo sofre uma redução nas tensões efetivas com a perda da coesão aparente e pode ainda encontrar uma camada de solo impermeável, originando o aparecimento de pressões intersticiais positivas. Ou então pode ocorrer através da entrada de água na zona de solo residual mais recente, com maior permeabilidade, cujo fluxo se dá por infiltração da água pelos caminhos de percolação (juntas, falhas ou descontinuidades), podendo criar um aquífero confinado, levando a subpressões na camada superior de solo e conseqüentemente à rotura da massa. Outro aspeto resultante da infiltração reside no facto de parte da água infiltrada ficar retida no solo aumentando o seu peso específico Pinto, Passos, & Caneparo, 2013 [49].

Como anteriormente referido, é conhecido que a infiltração da precipitação conduz ao aumento do teor em água do solo, o que por sua vez leva ao decréscimo da sucção. Todavia, permanece ainda difícil conhecer que quantidade exata de água infiltrada é necessária para desencadear os movimentos de massa muitas vezes observados. A redução da resistência ao corte pode ocorrer devido à subida do nível freático ou devido ao próprio fluxo de infiltração. A figura seguinte mostra a distribuição da pressão intersticial no solo em três casos diferentes.

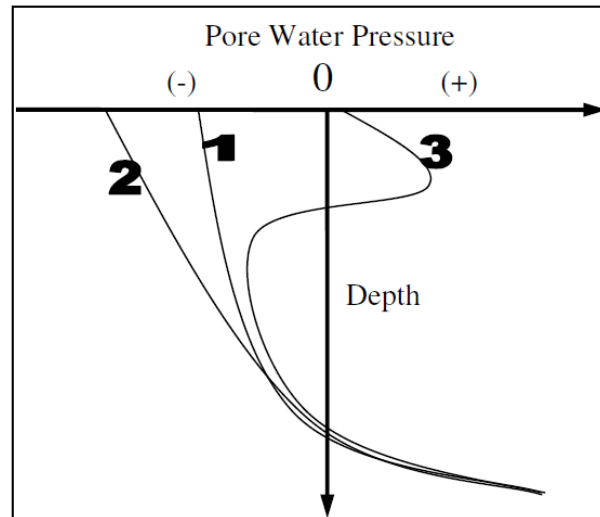


Figura 2.8 – Distribuição da pressão intersticial com a profundidade após: (1) um período normal de seca; (2) um longo período de seca; (3) um episódio de precipitação (Toll, 2004) Fonte: Matziaris & Sakellariou, 2005 [40]

Um período de seca muito longo proporciona grandes taxas de evaporação, pelo que a água do aquífero ganha a tendência de subir até à superfície. Nestes casos, desenvolve-se uma zona de sucção que se estende até à superfície causando mudanças significativas na resistência ao corte. Nos solos não saturados, acima do nível freático a pressão intersticial é negativa (sucção) contribuindo para a resistência ao corte, contudo devido às chuvas, esta pressão torna-se positiva provocando precisamente o efeito contrário ao diminuir o fator de segurança, instabilizando o talude (Matziaris & Sakellariou, 2005) [40].

Para Yeh, Lee, & Lee, 2008 [73], a análise de estabilidade de taludes para solos não saturados requer uma análise detalhada e extensiva da infiltração pois a rotura do talude em condições não saturadas está relacionada com fortes precipitações e com a infiltração. Em concordância com outros autores como Matziaris & Sakellariou, 2005 [40] e Pinto, Passos, & Caneparo, 2013

[49], também Yeh, Lee, & Lee, 2008 [73] afirmam que o mecanismo que leva à rotura é o decréscimo da sucção que se inicia quando a água começa a infiltrar no solo não saturado.

A infiltração de precipitação pode afetar a estabilidade devido à alteração da pressão intersticial, que por sua vez controla o teor em água do solo, refere o autor. Durante períodos de seca os solos residuais experimentam elevados valores de sucção que contribuem para a sua resistência ao corte. Inversamente durante a estação “molhada” a sucção decresce devido ao aumento da água no solo, provocando a perda de resistência ao corte e que, caso essa perda seja significativa, pode provocar uma situação na qual não é possível manter o equilíbrio, levando à rotura, que pode ocorrer em deslizamentos mais ou menos profundos, dependendo principalmente da espessura da camada de solo residual e material solto.

Durante um episódio de precipitação, com a infiltração, assume-se que o solo está saturado na proximidade da superfície e quase saturado ($S=0,8$ a $S=0,9$) a uma profundidade h , onde está situada a denominada “frente de saturação”.

A figura seguinte ilustra a variação do perfil do grau de saturação de um solo com a profundidade durante um episódio de precipitação, mostrando o avanço do grau de saturação, sendo S_0 e S_f , os graus de saturação inicial e final, respetivamente. Durante a infiltração assume-se que o solo está saturado próximo à superfície e parcialmente saturado à profundidade h . A frente de saturação apresenta uma nítida separação entre a condição inicial e a zona molhada.

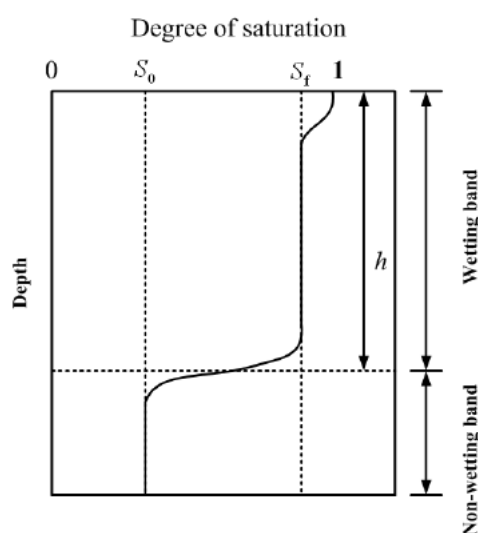


Figura 2.9 – Variação do grau de saturação com a profundidade durante a infiltração (Yeh, Lee, & Lee, 2008) [73]

De acordo com o modelo de infiltração representado na figura 2.9, Ji-Cheng *et al.*, 2014 [32], numa tentativa de melhor compreender a influência da distribuição da pressão intersticial no talude, assumiram como exemplo de análise um talude infinito, pouco profundo sobre uma camada rochosa impermeável. O talude analisado possui uma inclinação de 33,7°, com nível freático situado a 1,40 metros de profundidade paralelamente à sua superfície. A figura seguinte apresenta duas soluções de estabilidade relativas às condições de distribuição da pressão intersticial na zona acima da frente de saturação. Ao comparar as curvas de variação do fator de segurança do talude na frente de saturação, os autores puderam comprovar que os dois resultados são significativamente diferentes.

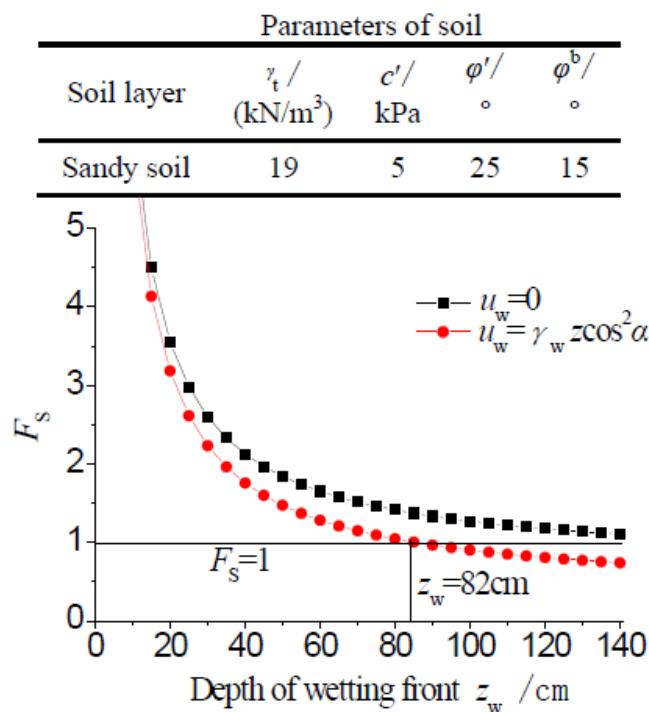


Figura 2.10 – Parâmetros do solo utilizado e curva do fator de segurança do talude na frente de saturação (Ji-Cheng *et al.*, 2014) [32]

Quando a pressão intersticial na zona molhada é nula ($u_w=0$), o menor fator de segurança atingido foi de 1,10, estado no qual o talude mal consegue manter a estabilidade. O menor fator de segurança calculado com pressão intersticial positiva foi de 0,74. Quando a frente de saturação atinge a profundidade de 82 centímetros, o talude estará em perigo de rotura. Perante estes resultados os autores confirmaram que a distribuição da pressão intersticial no solo acima da frente de saturação tem uma influência significativa na estabilidade do talude.

2.4.5.2. Fator de Segurança e Precipitação

O estudo da estabilidade de taludes envolve a determinação do fator de segurança, o qual como já referido, descreve o estado de estabilidade de um talude no momento da avaliação. Nos solos não saturados, a localização do nível freático e da zona de sucção influenciam a análise da estabilidade.

No seu caso em estudo, Yeh, Lee, & Lee, 2008 [73], observaram que muitas das roturas em taludes de solos não saturados têm como fator de desencadeamento elevadas taxas de precipitação, sendo essas roturas caracterizadas por superfícies pouco profundas (2 a 3 metros) que se desenvolvem paralelamente ao talude (taludes infinitos). O trabalho tinha como objetivo desenvolver um modelo de infiltração de precipitação de modo a estimar o processo de infiltração das águas das chuvas em um talude, o seu efeito no solo do talude é investigado tendo em conta o critério de rotura de Mohr-Coulomb modificado. Para investigar que condições de saturação teriam influência na estabilidade do talude, foram adotados três tipos de solo padrão (areia, silte e argila) e o talude foi assumido como homogêneo e isotrópico. Dada a dificuldade de simular e calcular a intensidade de precipitação, a mesma foi considerada como uma série idealizada de precipitação com distribuição uniforme.

O fator de segurança, determinado com a análise da estabilidade, é visível na figura 2.11, que relaciona a sua variação com o grau de saturação.

A variação do FS obtida mostra uma relação linear que decresce com o aumento do grau de saturação, pode-se concluir portanto, que a resistência ao corte diminui ao passo que o teor em água aumenta no solo.

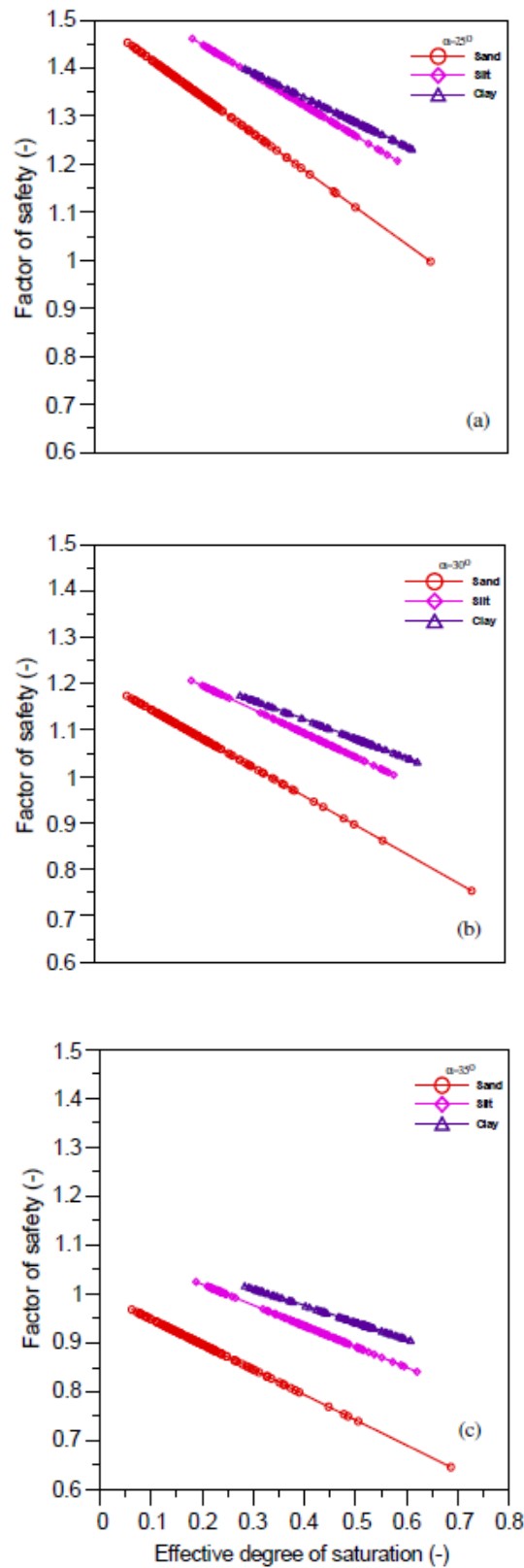


Figura 2.11 – Relação entre o fator de segurança e o grau de saturação em vários solos representativos: (a) areia, ângulo do talude: 25° ; (b) silte, ângulo do talude: 30° e (c) argila, ângulo do talude: 35° (Yeh, Lee, & Lee), 2008 [73]

Uma análise realizada pela GEO-SLOPE [22] pretendia responder à questão: porque se tornam os taludes instáveis após eventos de precipitação, apesar de a zona de deslizamento não ficar completamente saturada? O caso de estudo teve como premissa o acontecimento de vários deslizamentos na Califórnia, Estados Unidos e na Colômbia Britânica, Canadá em fevereiro de 2005. Durante aproximadamente um período de 7 meses, a área de Malibu, Califórnia recebeu cerca 585 mm de precipitação acumulada, após o que, em fevereiro de 2005 a área recebeu uns 228 mm adicionais durante um período de 4 dias, altura em que os deslizamentos ocorreram. Através de um *software* de elementos finitos (SEEP/W), foram estudadas as mudanças na pressão intersticial, primeiramente devido à infiltração de 584,2 mm de precipitação durante um período de 7 meses. Nesta situação, o nível freático mantém-se baixo e o fator de segurança é de 1,35, o que indica que o talude está estável mesmo depois de um período de precipitação prolongado. Seguidamente são adicionados 228,6 mm, que correspondem aos 4 dias, antes dos deslizamentos ocorridos a 15 de fevereiro de 2005. Nesta situação o fator de segurança desce até à unidade ($FS=1,0$), o que aponta para a instabilidade do talude, no entanto, embora o nível freático tenha subido, não foi o suficiente para atingir a zona de instabilidade.

Ao analisar o talude em 2 tempos diferentes, imediatamente antes e depois dos 4 dias de chuva intensa, os autores compreenderam que a chuva acumulada dos 7 meses anteriores não provocou alteração na pressão, pois houve possibilidade do solo conseguir drenar essa água. No entanto, após as chuvas intensas a pressão negativa (sucção) reduz, indicando que o solo não consegue drenar a água relativamente à taxa de entrada. Tendo em atenção que o solo tem resistência devido à coesão, ângulo de atrito e sucção. Os modelos foram realizados de maneira a que essa resistência exista apenas devido à influência da sucção e do ângulo de atrito, ou seja impondo uma coesão nula. Apesar de as condições de saturação a componente ficcional mantém-se, no entanto, observaram uma diminuição da sucção para metade, o que por si só contribui para a rotura do talude.

A redução do fator de segurança é o resultado da perda de resistência relativa à diminuição da sucção, como ilustrado na figura 2.12 (a) onde é visível a perda de resistência ao longo de toda a superfície de deslizamento, antes e depois dos 4 dias de chuvas intensas. É de notar que perda de sucção é maior no topo da superfície de deslizamento, local onde o valor de sucção era o mais elevado antes das chuvas [31].

No gráfico da figura 2.12 (b), representativo da relação entre o FS e a precipitação acumulada, é claro verificar que as chuvas dos 7 meses anteriores não contribuíram para a instabilidade, dado que o FS manteve aproximadamente o mesmo valor, contudo pode-se observar que o quarto dia de chuva intensa resultou em afluxos no talude que não puderam ser dissipados sem implicar uma perda na pressão de sucção.

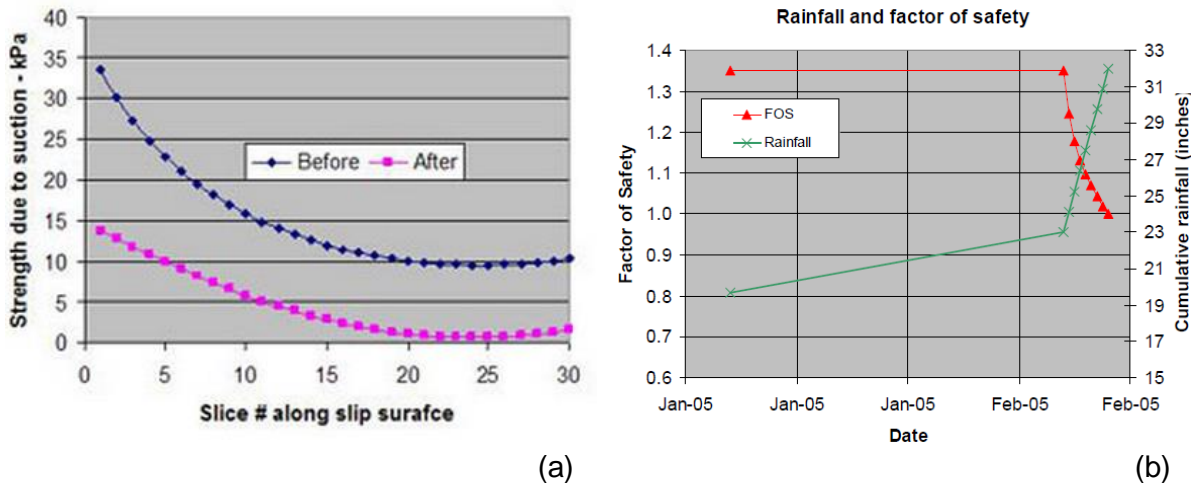


Figura 2.12 – (a) Perda de sucção na superfície de deslizamento, [31]; (b) Variação do FS com a precipitação acumulada. [22].

Um trabalho realizado por Hengxing *et al.*, 2003 [25] relativo ao caso de estudo de um deslizamento em um terreno natural de Hong Kong pretende discutir as características espaço-temporais de deslizamentos de terras como resposta à mudança momentânea da pressão intersticial causada por processos de precipitação intensos. Os autores definiram como objetivos compreender os mecanismos que estão no início dos deslizamentos, o processo hidrológico de resposta a uma chuvada e fornecer informação para avaliação de risco e sistemas de aviso.

Para a realização do estudo, foram selecionados 4 locais com diferentes características geológicas, os quais foram denominados SP5, SP6, SP8 e SP10. Os taludes SP5 e SP6 sendo compostos por rochas vulcânicas completamente decompostas, o SP8 por coluviões e, por sua vez, o talude SP10 composto por um solo residual.

De acordo com Hengxing *et al.*, 2003 [25] e em concordância com Geo-slope, 2005 [22], Yeh, Lee, & Lee, 2008 [73] e Ji-Cheng, Xiao-Nan, & Shi-guo, 2014 [32], no geral o efeito da infiltração de precipitação em um talude resulta na mudança dos valores de sucção e de pressão intersticial, da profundidade do nível freático, aumentando o peso próprio do solo e reduzindo a resistência ao corte do mesmo ou das rochas que o constituem. Os deslizamentos superficiais surgem de comportamentos dominados pela mudança repentina da pressão intersticial, combinados com escoamentos superficiais ou com a erosão do solo. Este tipo de deslizamentos ocorre entre diferentes camadas meteorizadas com profundidade inferior a 2 metros, pelo que dificilmente o nível freático atinge a superfície de deslizamento. Assim sendo, em solos deste tipo, a estabilidade do talude é primariamente controlada pela mudança na pressão intersticial resultante de processos de precipitação curtos mas intensos, sendo que a subida do nível freático pouco contribui para a instabilidade.

Segundo os mesmos autores [25], durante um episódio de precipitação intensa, a mudança na pressão intersticial ocorre mais rapidamente próximo à superfície (*vide* figura 2.8). Em taludes com maior profundidade, o aumento da intensidade de precipitação provoca a subida gradual da pressão até ao valor de pico.

A precipitação dos dias anteriores ao da ocorrência dos deslizamentos pode contribuir para a diminuição de sucção no solo, esse decréscimo é dependente da permeabilidade e da profundidade do talude, o que resultou em respostas diferentes, nos diferentes tipos de solo. Tanto no talude SP5 (pouco profundo, com material vulcânico completamente decomposto) como no SP10 (residual), a precipitação antecedente eliminou completamente a sucção no solo com um decréscimo de aproximadamente 25 kPa. Os taludes mostraram um comportamento semelhante, devido à baixa capacidade de retenção de água e pouca permeabilidade. No talude SP6 a perda de sucção deu-se a uma maior profundidade com um valor de 10 kPa, ligeiramente afetada pelas chuvas precedentes, de modo semelhante ao ocorrido no talude SP8 com uma perda de 15 kPa, típico de taludes com elevada permeabilidade e com grande capacidade de armazenamento de água.

Para além da perda de sucção, as chuvas precedentes podem contribuir para acelerar o tempo de resposta da pressão intersticial. O efeito dessas chuvas na estabilidade do talude está relacionada com a sua permeabilidade e profundidade.

Como já referido em subcapítulos anteriores, a estabilidade de um talude relaciona-se com a pressão de infiltração na resposta ao processo de precipitação e com as condições geológicas e geomorfológicas relacionadas. Na resposta a um processo de precipitação, o FS varia em função da pressão intersticial, profundidade e tempo, características que determinam a estabilidade, a profundidade do deslizamento, o seu tipo e respetiva dimensão.

Resposta em Taludes com Diferentes Permeabilidades

Tomando como exemplo o talude SP5, de baixa permeabilidade, para uma análise mais detalhada da resposta, os autores observaram que a intensidade de precipitação de 20 mm/h poderia ser considerada como indicador de inicialização de deslizamentos superficiais em taludes compostos por material vulcânico meteorizado e decomposto.

Segundo os autores, a rotura num solo residual tem mais probabilidade de ocorrer do que em solos vulcânicos completamente decompostos ou em solos graníticos decompostos quando mediante as mesmas condições de precipitação.

A resposta em taludes com alta permeabilidade revelou-se diferente da resposta em taludes com baixa permeabilidade, na medida em que apresentaram tendência para ruir a maiores profundidades. Atendendo à resposta do talude SP8 (alta permeabilidade), foi notado que o mesmo possuía tendência a respostas mais rápidas ao processo de precipitação. A estabilidade crítica será rapidamente atingida, no entanto a estabilidade é rapidamente recuperada após o fim do processo de precipitação.

Com este trabalho, os autores chegaram às seguintes conclusões:

- Em taludes com baixa permeabilidade, a capacidade de infiltração é rapidamente atingida, levando a rápida perda de sucção do solo a baixas profundidades e com precipitação moderada, ou seja, são mais propensos a roturas superficiais.
- Em contraste, nos taludes com alta permeabilidade (coluvião) é necessário um episódio de precipitação mais intenso para exceder a capacidade de infiltração, pois tendem a permanecer estáveis dado que a pressão intersticial quase não sofre alterações.

- No período de chuva mais intensa o FS decresce rapidamente a baixas profundidades e continua a decrescer com a profundidade. Se a duração de chuva intensa for suficiente, a rotura do talude ocorre a profundidades maiores.
- Deslizamentos superficiais têm como fator de desencadeamento essencialmente as mudanças momentâneas na pressão intersticial devido ao processo de precipitação.
- O tempo de resposta da pressão intersticial a um episódio de precipitação é função da sua intensidade, tempo de duração, permeabilidade e profundidade do talude.
- As características espaço-temporais da estabilidade de deslizamentos são primariamente controladas pela resposta da pressão intersticial a precipitações intensas de curta duração.
- De modo a prever a rotura deve ser tido em conta o tempo de estabilidade crítica (período em que $FS=1$, ou menor que 1).

2.4.5.3. *Influência da Duração da Precipitação*

A relevância dos longos períodos de precipitação na estabilidade de taludes tem ganho crescente atenção ao longo dos anos. Alguns autores têm proposto correlações empíricas, probabilísticas ou físico-matemáticas entre os movimentos de massa e a pluviosidade. Em Portugal autores como Pereira & Zêzere, 2012 [47], Marques *et al.*, 2010 [37], Ascenso & Zêzere, 2013 [1] têm vindo a realizar trabalhos de correlação entre episódios de chuva e movimentos de massa. Os episódios de precipitações intensas e de curta duração desencadeiam eventos rápidos, violentos e inesperados, enquanto as precipitações acumuladas (de dias ou até meses) provocam ocorrências que se instalam mais lentamente, mas com igual poder destrutivo Ascenso & Zêzere, 2013 [1].

Matziaris & Sakellariou, 2005 [40] concluíram que, para o talude escolhido no seu estudo, o fator de segurança diminui 15% em relação ao inicial para um episódio de precipitação com duração de 24 horas e para 23% se o mesmo durar 72 horas.

A figura 2.13 abaixo, mostra como varia a relação do fator de segurança com a duração do episódio de precipitação em horas para a situação da coesão total e para a coesão aparente. São apresentados os valores dentro da faixa húmida e fora da faixa húmida, que correspondem respetivamente aos valores de coesão acima e abaixo da frente de saturação (*vide* Figura 2.9).

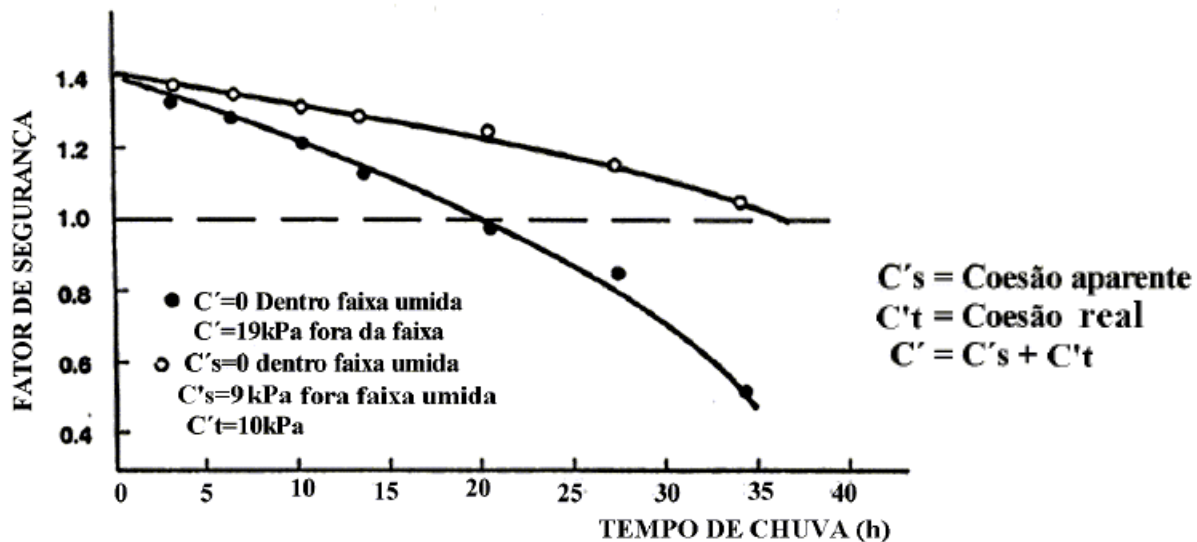


Figura 2.13 – Variação do fator de segurança com a duração do episódio de precipitação. (Boonsinsuk & Young, 1982), Fonte: Calle, 2000 [5]

Pereira & Zêzere, 2012 [47] avaliaram diferentes métodos empíricos para estabelecer os limiares de precipitação responsáveis pela ativação de movimentos de massa no norte de Portugal. Também Marques *et al.*, 2010 [37], desenvolveram um Sistema de Alerta Empírico para Movimentos de Vertente no Concelho da Povoação, efetuando a reconstrução de precipitação acumulada absoluta para diferentes durações associada a cada um dos 55 episódios de instabilidade geomorfológica estudados. A nível internacional Soares & Filho, 2015 [60], efetuaram um trabalho de levantamento de dados sobre movimentos de massa e dados pluviométricos e, verificando a quantidade de dias de chuva acumulada, determinaram a relação entre precipitação e escorregamentos na cidade de João Pessoa, estado do Paraíba. Os autores concluíram que as chuvas acumuladas nos oito dias anteriores ao acontecimento têm grande influência na ocorrência dos deslizamentos, no entanto é necessário ter em conta a complexidade de fatores físicos que atuam no processo e a variabilidade climática e geomorfológica de cada região. Wieczorek, 1987 [72], concluiu que a precipitação acumulada

anterior e a duração de altas intensidades de precipitação são fatores importantes na determinação de que forma e quando irão ocorrer movimentos de massa. As observações efetuadas durante o estudo constituem um modelo qualitativo que relaciona geologia, hidrologia e topografia com a intensidade e duração da precipitação. Ainda a nível internacional destacam-se os estudos de (Kay & Chen, 1995) [33], (Gostelow, 1991), [23] e (Ng & Shi, 2003) [45] entre outros.

Capítulo 3

Sensores de Medição do Teor em Água do Solo.

Sabe-se da Hidrologia que o período de retorno (T) é definido como sendo o período de tempo médio, em anos, em que um determinado evento deve ser igualado ou superado pelo menos uma vez. Ao avaliar as causas dos deslizamentos, a experiência mostra que muitas das vezes estes eventos têm origem devido à infiltração de água no solo, resultante de episódios de precipitações intensas, o que leva à saturação dos solos, diminuindo a sua coesão efetiva e consequentemente reduzindo a resistência ao corte, podendo provocar a rotura. É, portanto, de fácil entendimento que as condições que propiciaram esses eventos no passado possam manifestar a sua ocorrência novamente. Logo, o teor em água do solo é um parâmetro crucial no que toca à ocorrência de deslizamentos, fluxos de lama ou de inundações. A determinação e avaliação do teor em água e do grau de saturação do solo contribui para a redução de riscos que esses eventos acarretam para as populações, principalmente em regiões montanhosas e fluviais (Stacheder *et al.*, 2009) [64]. A monitorização do processo de infiltração de água torna-se então muito importante nos estudos de processos de instabilidade e movimentos de massa, pois a humidade do solo é um estado físico variável que controla muitos dos seus aspetos físicos, biológicos e químicos.

Neste sentido, é de extrema importância a idealização e conceção de sistemas de monitorização remota que incluam no seu conjunto de equipamentos, entre outros, sensores de medição do teor em água do solo.

3.1. O que São e Tipos de Sensores

Os sensores de medição do teor em água do solo são dispositivos eletromecânicos que em contacto físico com o solo têm a capacidade de medir o estado de saturação em que se encontra o mesmo, através do registo de variações físicas que são depois convertidas em sinais e impulsos elétricos para o cálculo do teor em água volumétrico do solo (θ , cm^3/cm^3). A utilização de métodos adequados é indispensável para avaliar corretamente a humidade de um material, pois essa característica do solo é altamente variável, motivo pelo qual são necessários vários sensores para caracterizar uma área considerável. Na bibliografia, Robinson, *et al.*, 2008 [50] apresentam uma revisão dos métodos de medição do teor em água e da condutividade elétrica de um solo. Os métodos indiretos, baseados em princípios eletromagnéticos (EM) têm vindo a

ganhar grande aceitação nos últimos anos, devido à sua rapidez, operacionalidade e capacidade não destrutiva de fornecer resultados fiáveis de medições *in-situ* (Stacheder *et al.*, 2009) [64]. Estes métodos são baseados na interação de um campo eletromagnético com o material a ser medido. O centro de competências de humidade de materiais no Instituto de Tecnologia de Karlsruhe é especializado no desenvolvimento e teste de sensores de humidade, com especial foco nos que utilizam métodos dielétricos, como os métodos TDR, Refletometria no Domínio do Tempo e FDR, Refletometria no Domínio da Frequência, em inglês *Time Domain Reflectometry* e *Frequency Domain Reflectometry*, respetivamente.

Os métodos EM, também designados de métodos indiretos, são assim chamados pois determinam uma propriedade elétrica que está relacionada com o teor em água do material, como a condutividade elétrica ou a permissividade dielétrica. Dado que a condutividade elétrica é afetada pela salinidade do material, os resultados mais precisos serão os provenientes dos métodos dielétricos (Stacheder *et al.*, 2009) [64].

Os instrumentos que utilizam as técnicas TDR e FDR/capacitância dependem da constante dielétrica da água (≈ 80) em relação à do solo (3-5). Estas técnicas utilizam relações empíricas entre o teor de água no solo e a alteração de um sinal elétrico para estimar esse mesmo teor (Czarnomski, *et al.*, 2005) [15]. A constante dielétrica do solo varia em função do teor em água do mesmo, ou seja, quando o teor em água aumenta, aumenta também a constante dielétrica.

A utilização destes instrumentos requer que sejam feitas medições em grandes áreas, terrenos inclinados e em localizações remotas. Assim sendo, há necessidade que os sensores sejam portáteis, económicos e que apresentem resultados confiáveis. É importante avaliar as vantagens e desvantagens antes de escolher o sensor mais adequado para cada projeto (Czarnomski, *et al.*, 2005) [15].

3.1.1. Reflectometria no Domínio do Tempo (TDR)

O método TDR estima a permissividade dielétrica (ϵ_b) do solo através da medição do tempo de propagação de um impulso EM que se propaga através das hastes metálicas da sonda até à extremidade, onde é refletido novamente até à sua fonte. Este tempo de propagação do impulso é medido e a velocidade de propagação depende, como já referido, da permissividade dielétrica

do material circundante, à medida que o teor em água aumenta, a velocidade de propagação diminui (Campbell Scientific, 2015) [6].

Relacionado com este método, salienta-se a existência de outro semelhante, a Refletometria do Conteúdo de Água (WCR), em inglês *Water Content Reflectometry*. Apesar de os dois métodos se basearem nas propriedades dielétricas do solo, a diferença entre os dois reside essencialmente na frequência de medição. A frequência utilizada pelo método WCR encontra-se geralmente entre os 15 e 45 MHz, enquanto para o método TDR a frequência de funcionamento é aproximadamente 1 GHz. A frequência de medição em que o aparelho opera torna-se um fator crítico na obtenção de resultados. Isto porque a variação da concentração de sais ou da quantidade e tipo de argilas presentes no solo têm maior efeito nas propriedades dielétricas do solo a baixas frequência do que a altas frequências, o que torna o método TDR mais fiável (Chandler *et al.*, 2004) [11].

A Campbell Scientific Inc. é uma empresa especializada em produtos de medição e controlo para monitorização a longo prazo. Os seus sensores podem ser utilizados em uma vasta gama de aplicações e podem ser conectados em rede para criar perfis de humidade do solo. Os sistemas de medição utilizados são baseados na utilização de *data loggers* que medem os sensores, depois processam, armazenam e transmitem os dados. O teor em água do solo é medido utilizando o método TDR (sensível à constante dielétrica do solo). São exemplo destes sensores o TDR 100 que possibilita medições precisas do teor em água e da condutividade eléctrica de solos com diferentes concentrações de sais solúveis e diferentes texturas, os sensores CS650 e CS655 que efetuam medições do teor em água para uma vasta gama de solos minerais com correções para efeitos da textura e da condutividade eléctrica do solo e para medições portáteis do teor em água os HS2 HydroSense II e HS2P HydroSense II, que podem ser transportadas de local para local e fornecer medições imediatas [10]. Na figura 3.1 estão representados alguns exemplos dos sensores acima mencionados.

A IMKO é outra empresa que se dedica à conceção de sensores de humidade. A empresa desenvolve e produz sensores para medições confiáveis e precisas dos mais variados parâmetros físicos relacionados com o controlo da água e do material. Dentro da gama de sensores disponíveis existem os seguintes: PICO-PROFILE, TRIME-PICO 64, TRIME-PICO 32 e o TRIME-PICO IPH/T3, vantajosos na medida em que, com uma configuração simples, permitem a solução ideal para medição e monitorização de uma forma rápida, confiável e

precisa para grandes volumes de solo, no caso do TRIME-PICO 64 e do TRIME-PICO IPH/T3, para solos heterogêneos e pedregosos com o TRIME-PICO 64 e para solos arenosos e argilosos com TRIME-PICO 32 [27].



Figura 3.1 – Exemplos de sensores TDR: (a) CS650 e CS655 [7]; (b) HS2 HydroSense II [8]; (c) HS2P HydroSense II [9]

3.1.2. Reflectometria no Domínio da Frequência (FDR)

O método do domínio da frequência, utiliza a capacitância para medir a permissividade dielétrica do meio circundante e opera em apenas uma frequência de medição. Os sensores

dispõem de um par de eléctrodos, que formam um condensador, sendo que o solo que se encontra entre os eléctrodos funciona como dieléctrico (oferece oposição à passagem de corrente eléctrica). O tempo de carregamento de um campo eletromagnético está relacionado com a capacitância do solo, a qual aumenta com o aumento do número de moléculas de água livre (Souza, *et al*, 2014) [62], portanto, quando o teor em água do solo varia, a sonda vai medir a mudança na capacitância devido à alteração na permissividade dieléctrica que pode ser directamente correlacionada com a mudança no teor em água do solo. Algumas sondas FDR/capacitância fazem a leitura do teor em água no solo através de tubos de acesso que devem ser cuidadosamente instalados no meio, estes tubos permitem a propagação do campo magnético. Embora com um mínimo de espaço entre o sensor e a parede do tubo, o sensor desloca-se no seu interior. Deve haver o cuidado, aquando da instalação, de evitar espaços vazios entre o tubo e o solo, pois esses espaços serão considerados como volume de solo sem humidade. Outro fator importante será evitar intervir na estrutura do solo, na vizinhança do tubo, de modo a não comprometer as medições (Silva, *et al.*, 2008) [58].

As sondas baseadas no método da capacitância medem um pequeno campo constituído pelo solo entre dois condutores cilíndricos. Como acima referido, se a sonda capacitiva não tiver contacto próximo com a parede interna do tubo de acesso haverá uma significativa atenuação do sinal devido ao vazio preenchido por ar que faz decrescer o campo de medição consideravelmente. Devido ao espectro de baixa frequência, as sondas capacitivas mostram uma dependência considerável da condutividade dos solos [29].

É exemplo deste tipo de equipamento a sonda de humidade no solo R40, produzida pela empresa portuguesa Terrapro – Tecnologia e Serviços para Agricultura. A sonda utiliza sensores capacitivos que mensuram a humidade do solo a diferentes níveis de profundidade do solo com capacidade até 1 metro de profundidade. A empresa produz sondas à conforme a necessidade do cliente, com a possibilidade de integração de sensores de 10 em 10 centímetros. As leituras são efetuadas de 30 em 30 minutos, durante as 24 horas diárias e os dados são armazenados no *software* online uSENS V 3.0, sendo que o envio dos dados é feito por GSM. O sistema é instalado de modo a ser energeticamente autónomo recorrendo a um painel solar e uma bateria. [66]. Outro equipamento produzido pela mesma empresa é o sensor R10, mais pequeno, mas com elevada precisão de leitura e de menor custo por sensor. Os dados são transmitidos em

tempo real através do *software* WEB uSENS por GSM. Os equipamentos acima referidos estão representados na figura 3.2 [65].

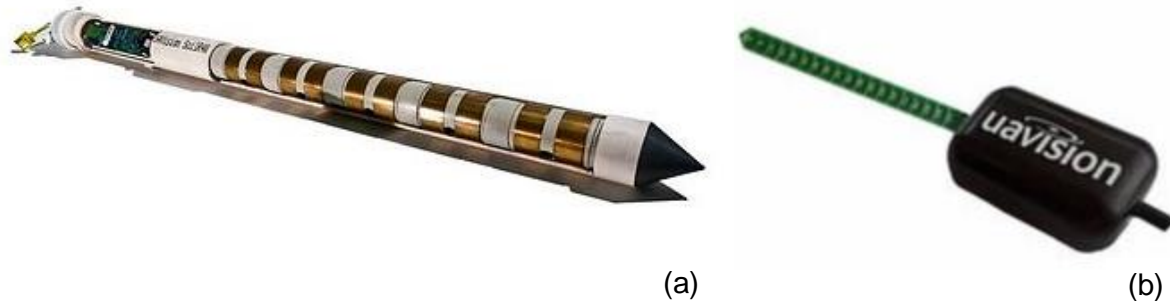


Figura 3.2 – (a) Sonda R40 [66]; (b) Sensor R10 [65]

São ainda exemplos de sensores desta categoria, os equipamentos fabricados pela empresa Decagon Devices onde se inserem o 10 HS Large VWC, de 10 cm de comprimento e com aproximadamente 1,3 litros de volume de influência, o 5TM VWC & Temp, um sensor mais robusto, mas com menor volume de influência (0,75 litros), com capacidade de medir o teor em água e também a temperatura do solo e o sensor 5TE VWC Temp & EC, que para além das grandezas anteriormente descritas mede ainda a condutividade elétrica do solo. Estes sensores trazem consigo as vantagens de estarem calibrados para uma variedade de solos, permitindo a obtenção de resultados mais precisos, são insensíveis à salinidade e textura dos solos que possam interferir com as medições, têm a possibilidade de funcionar com *data loggers* da empresa sem necessidade de programação, sendo compatíveis com *data loggers* de outras marcas [18]. Na figura 3.2 (a) está representado o sensor 5TM VWC & Temp e o respetivo volume de influência na figura 3.2 (b).

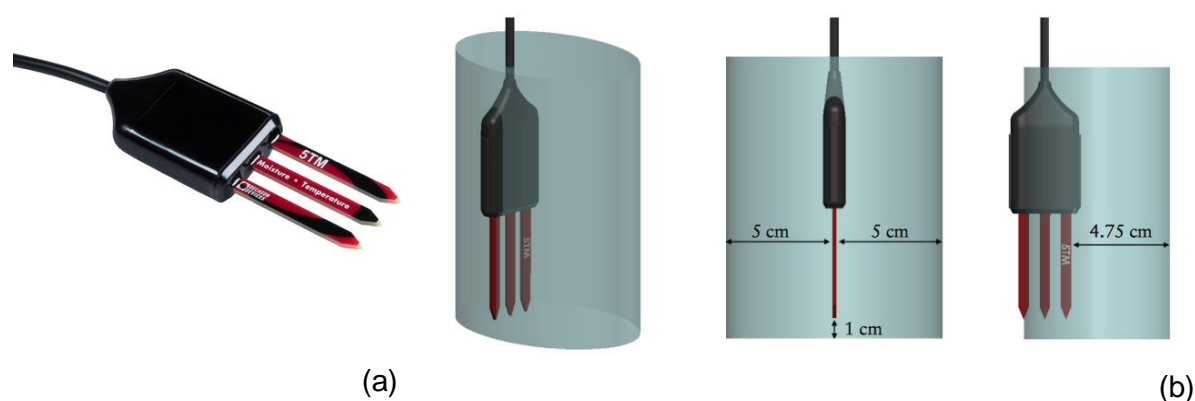


Figura 3.3 – (a) Sensor 5TM VWC & Temp; (b) volume de influência de medição [17].

Exemplos de outras empresas que produzem este tipo de sensores é o caso da Sentek Technologies com as sondas EnviroSCAN e EasyAG que permitem a realização de um perfil do teor em água através da possibilidade de medição a diferentes profundidades [56], e da Delta-T Devices com os sensores ML3 ThetaProbe, SM300, SM150, PR2 Profile Probe, e WET-2, EQ3 [19].

3.1.3. Comparações entre Técnicas

No estudo de Czarnomski, *et al.*, 2005 [15], os autores realizaram a comparação entre estas técnicas de medição na tentativa de responder às seguintes questões: que equações melhor se adequam à relação entre os dados obtidos e o teor em água do solo de duas zonas diferentes no local de estudo; qual a diferença nos dados quando obtidos de solo natural ou de solo compactado, dado que os fabricantes sugerem a utilização de solo compactado para calibração; que melhoria ocorre na precisão da medição se ao invés de se utilizarem as equações de calibração previamente determinadas pelos fabricantes se utilizarem equações específicas do solo em questão; qual a influência de variações de temperatura mais extremas nos dados e como varia a precisão entre as diferentes técnicas. Os autores concluíram que para os instrumentos utilizados a calibração padrão não se adequava, resultando na subestimativa dos valores de teor em água, sendo necessária por isso uma calibração específica para o solo em estudo. O equipamento mais sensível à variação da temperatura foi o que se baseia no método FDR/capacitância, sendo que o aumento de 1°C da temperatura causou o decréscimo de 0,1%

nas estimativas do teor em água. Outra das conclusões foi de que a calibração não sofre influências significativas pelo facto de ter sido realizada em solo natural ou em solo compactado.

Ainda na bibliografia, Benson & Wang, 2006 [6], concluíram ao utilizar o equipamento CS616 da Campbell Scientific, o qual é baseado no método TDR, que para a obtenção de medições mais precisas do teor em água, havia a necessidade de existência de calibrações específicas do solo com compensação de temperatura, apresentando pois, um procedimento para desenvolver tais calibrações.

Skierucha & Wilczek, 2010 concluíram que para as amostras de solo mineral, os valores obtidos nas medições efetuadas pelo método FDR são comparáveis aos valores obtidos com o método TDR. Por sua vez Souza, *et al*, 2014 [62], concluíram que as leituras com o FDR subestimaram os valores e as com o TDR superestimaram quando comparados com o método padrão (gravimétrico). No entanto, as diferenças nos valores absolutos em relação à condição padrão foram menores para o TDR. Ainda assim, uma das vantagens do método FDR é a possibilidade de detetar a água adsorvida, a qual pode representar mais de 10% da quantidade de água no solo [71].

Embora no geral, os sensores baseados no método TDR sejam mais precisos, são também mais caros do que os sensores FDR. Devido a essa maior precisão os TDR são utilizados como sensores de referência em estudos previamente realizados (Mittelbach, *et al.*, 2012) [43].

Como já referido anteriormente, ambos os métodos determinam o teor em água do solo através da medição da constante dielétrica do solo. Este tipo de medição requer que o campo eletromagnético criado pelo equipamento interaja com uma amostra significativa de solo. Os limites do campo estão mais concentrados na proximidade da superfície do sensor, portanto uma instalação indevida, com mau contacto entre o terreno e o sensor resultam em enormes influências nas medições. Logo, é possível que muitas vezes a precisão das medições seja influenciada na sua maioria devido a motivos de instalações defeituosas do que devido à escolha do próprio método de medição [70].

No quadro seguinte são apresentadas de modo sintético as características relativas aos métodos acima descritos:

Tópico	TDR	FDR
Teor em água	Alta precisão para teores em água elevados.	Baixa precisão para elevados teores em água.
Precisão	Mais preciso, insensível à salinidade e à temperatura.	Necessidade de operar a altas frequências de modo a minimizar o efeito da salinidade.
Custo	Mais dispendioso.	Mais económico.
Equipamento	De utilização mais complexa.	Simple de utilização.
Condutividade elétrica	Excelente precisão para elevada condutividade elétrica da água nos poros.	As leituras dependem significativamente da condutividade elétrica da água nos poros.
Tipo de solo	Medições precisas em argilas e solos com alto teor mineral.	Precisão insuficiente em argilas e solos com alto teor mineral.
Calibração	Calibração universal para solos minerais	Calibração específica para o solo em estudo.
Geometria da sonda	A geometria das hastes não provoca influência nas leituras.	Grande influência da geometria das hastes nas leituras (quando dobram ao serem inseridas no solo).
Condições circundantes	O ruído eletromagnético produz pouco efeito nas leituras.	O ruído eletromagnético afeta significativamente as leituras.
Manutenção	As hastes são substituíveis.	A maioria das hastes não são substituíveis.

Tabela 3.1 – Características comparativas entre os métodos. Compilado de [29], [28], [70] e [71].

Capítulo 4

Caracterização dos Materiais

4.1. Enquadramento Geográfico e Geológico da Bacia Hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia

A bacia hidrográfica de Santa Luzia, situa-se na vertente Sul da Ilha da Madeira, delimitada pelas bacias hidrográficas de São João, à esquerda e pela de João Gomes, à direita. A Ribeira de Santa Luzia nasce no Pico do Areeiro e aflui na baixa do Funchal, no seu percurso atravessa as freguesias da Sé, São Pedro, Santa Luzia, Imaculado Coração de Maria, Monte e São Roque (Spínola, 2010) [63].

A referida bacia tem uma forma alongada com uma extensão de aproximadamente 10 km, possui uma área de 15,6 km², com altitude máxima de 1785 m e declive médio de 27° [53].

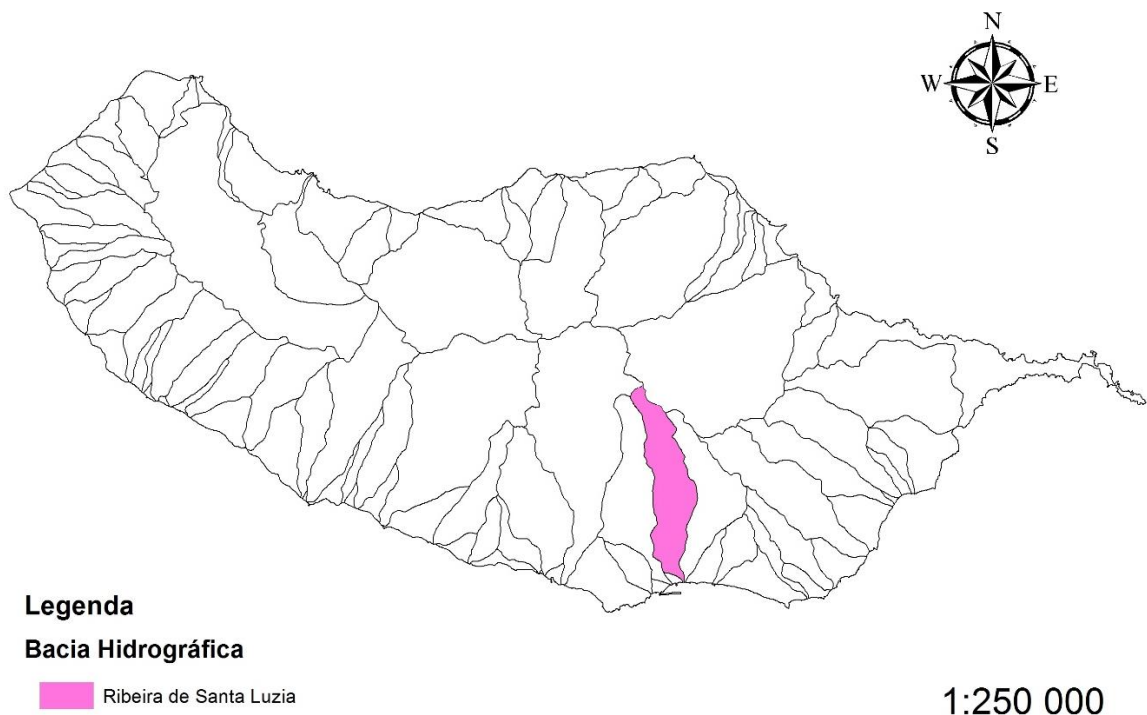


Figura 4.1 – Localização da Bacia Hidrográfica de Santa Luzia. Informação Geográfica cedida pela Direção Regional de Ordenamento do Território e Ambiente

4.1.1. Caracterização dos Solos da Bacia Hidrográfica de Santa Luzia

A bacia hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia está talhada em dois dos três complexos vulcânicos principais que compõem a estratigrafia da Ilha da Madeira. Com base na Carta Geológica da Ilha da Madeira [4], verifica-se que na zona montante, na proximidade do curso de água principal emerge o Complexo Vulcânico Intermédio – Unidade do Curral das Freiras (CVM3). A unidade CVM3 é considerada a terceira etapa de atividade eruptiva em ambiente subaéreo, pertencente à segunda fase de edificação do vulcão escudo da Madeira, onde predominam os basaltos com ocasionais intercalações de depósitos piroclásticos de quedas (escórias, lapilli e cinzas basálticas). O CVM3 dá lugar ao Complexo Vulcânico Superior – Unidade dos Lombos (CVS1) à medida que nos deslocamos para os limites da bacia. e por fim, na zona mais a jusante predomina o Complexo Vulcânico Superior – Unidade do Funchal (CVS2). O CVS materializa a terceira etapa de edificação do vulcão escudo da Madeira e as suas lavas são maioritariamente alcalinas dando origem a basanitos e basaltos.

Ao longo do curso principal da ribeira encontram-se Depósitos de Movimentos de Massa (dm), que se reconhecem como sendo resultantes da ação da gravidade sobre as vertentes de elevado pendor e grande desnível e encontram-se ainda no desenvolvimento do curso de água Aluviões (a) que neste caso compõem também toda a zona da baixa da cidade do Funchal. Os Aluviões na generalidade são depósitos de cascalheira fluvial, muito heterométrica e com grau de rolamento variado, que contêm blocos rolados/sub-rolados de dimensão métrica e centimétrica e areias grosseiras (Brum da Silveira, *et al.*, 2010) [4].

4.1.2. Material Recolhido

O material utilizado nesta pesquisa consistiu em três amostras de um solo recolhido a uma cota aproximada dos 1265 metros de altitude. As três amostras de solo foram recolhidas nas coordenadas geográficas indicadas na tabela 4.1, cuja localização se encontra na proximidade do ponto “Gateway 2”. O “Gateway 2” trata-se de um ponto repetidor com uma antena de telecomunicações pertencente ao sistema do projeto “MonitorizaRibeiras”, e por isso, o motivo que levou à escolha desta localização foi a perspetiva futura de se instalarem os sensores de saturação junto ao a esse mesmo ponto, de modo a poderem enviar a informação, remotamente para o LREC. A figura 4.2 mostra a localização dos referidos pontos.

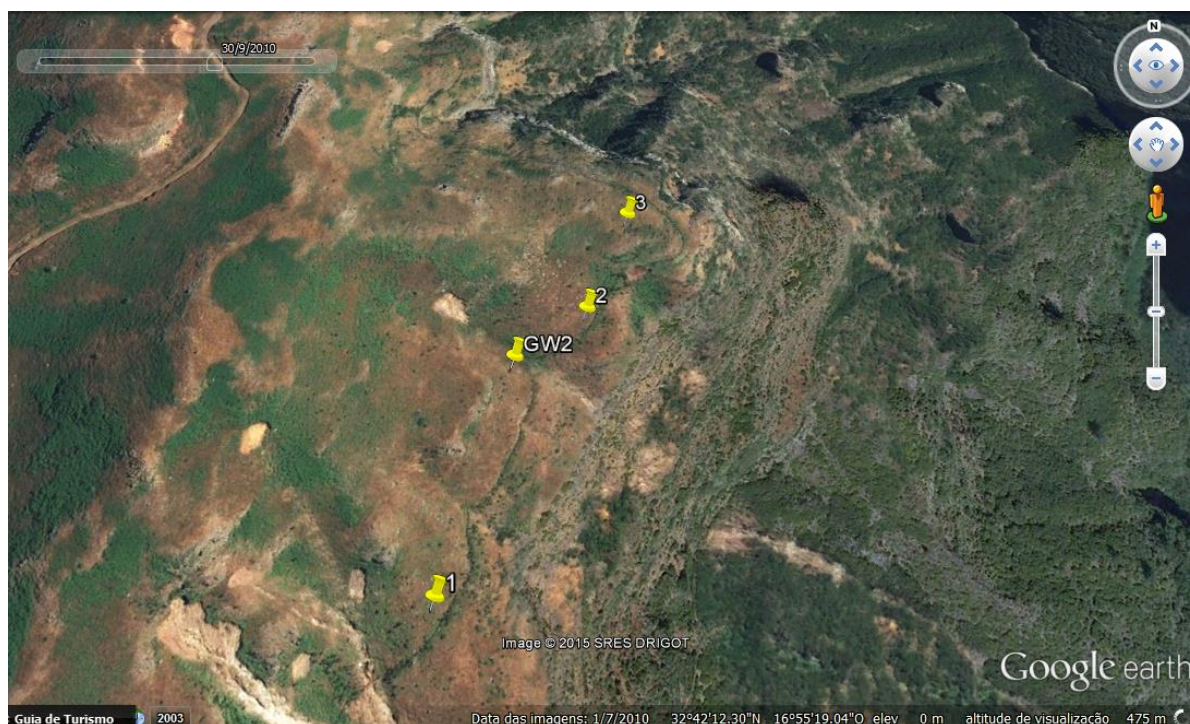


Figura 4.2 – Localização das amostras

	Latitude	Longitude	Altitude
Amostra 1	32° 42' 18.2 N	16° 55' 28.6 W	1276 m
Amostra 2	32° 42' 15.9 N	16° 55' 29.8 W	1216 m
Amostra 3	32° 42' 11.1 N	16° 55' 32.9 W	1269 m

Tabela 4.1 – Coordenadas dos pontos de recolha das amostras

4.2. Ensaio de Caracterização Física

Os ensaios laboratoriais para caracterização física foram conduzidos pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC). Os procedimentos incidiram na determinação da baridade seca *in situ* pelo método da garrafa de areia, pela norma E 204 LNEC – 1967, na realização de análises granulométricas, pela norma E 196 LNEC – 1966, determinação dos limites de consistência (liquidez e plasticidade), pela norma NP 143 – 1969, do teor em água natural, pela norma NP 84 – 1965, da densidade de partículas sólidas, pela norma NP 83 – 1965 e da quantidade de

matéria orgânica presente, pela norma ASTM D2974-07a. A realização destes ensaios permite que se obtenham parâmetros que para além de identificarem a natureza do solo são ainda relacionáveis com as suas propriedades mecânicas.

4.2.1. Determinação dos Índices Físicos

Os resultados de índices físicos (γ – peso volúmico; ω – teor em água; γ_d – peso volúmico seco; γ_s – peso volúmico das partículas sólidas; S – grau de saturação; e – índice de vazios; G – densidade das partículas sólidas; LL – limite de liquidez; LP – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade e quantidade de matéria orgânica) relativos às três amostras são apresentados nas seguintes tabelas:

Ensaio	γ	ω	γ_d	γ_s	S	e
Unidades	kN/m^3	%	kN/m^3	kN/m^3	%	-
Amostra 1	12,83	44,3	8,89	27	60,0	2,02
Amostra 2	12,65	33,2	9,50	27	49,9	1,81
Amostra 3	12,53	32,7	9,44	28	47,4	1,98

Tabela 4.2 – Propriedades físicas das amostras 1, 2 e 3 (Parte 1)

Ensaio	G	Secagem ao ar			Secagem estufa 105 ° C			Mat. Orgânica
		LL	LP	IP	LL	LP	IP	
Unidades	-	%	%	%	%	%	%	%
Amostra 1	2,73 2,74	66	NP	-	NP	NP	-	14,8
Amostra 2	2,73 2,72	NP	NP	-	NP	NP	-	17,2
Amostra 3	2,86 2,87	NP	NP	-	NP	NP	-	12,7

Tabela 4.3 – Propriedades físicas das amostras 1, 2 e 3 (Parte 2)

4.2.2. Análise Granulométrica

Do mesmo modo que os ensaios acima referidos, foram realizadas no LREC as análises granulométricas por peneiração, utilizado convencionalmente para as partículas de maior dimensão, e por sedimentação para as partículas de menor dimensão, referentes às três amostras. Segundo Matos Fernandes, 2006 [38], a composição granulométrica define-se como sendo a distribuição em percentagem ponderal, ou seja, a percentagem do peso total das partículas do solo segundo as suas dimensões. Os resultados dos ensaios apresentam-se nas tabelas seguintes (tabelas 4.4 a 4.9), sendo que as percentagens apresentadas nas tabelas referentes à análise granulométrica efetuada por peneiração dizem respeito à percentagem acumulada que passa em relação à massa total da amostra. Ainda no gráfico da figura 4.3 é visível o andamento das respetivas curvas granulométricas.

Peneiro	4"	3"	2"	1½"	1"	¾"	⅜"	4	10	20	40	60	100	200
Malha	100	75,0	50,0	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,0	0,850	0,425	0,250	0,106	0,075
%	100	100	100	100	100	98,2	91,9	85,2	78,0	72,4	65,9	62,0	55,9	53,8

Tabela 4.4 – Análise granulométrica efetuada por peneiração da amostra 1

Diâmetro das partículas	0,0417	0,0307	0,0202	0,0121	0,0090	0,0066	0,0033	0,0014	0,0010
%	60,8	53,1	45,5	37,8	25,0	17,4	9,7	7,2	4,6

Tabela 4.5 – Análise granulométrica por sedimentação da amostra 1

Peneiro	4"	3"	2"	1½"	1"	¾"	⅜"	4	10	20	40	60	100	200
Malha	100	75,0	50,0	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,0	0,850	0,425	0,250	0,106	0,075
%	100	100	100	100	100	99,1	97,2	92,4	84,9	77,2	70,5	66,4	60,7	58,6

Tabela 4.6 – Análise granulométrica efetuada por peneiração da amostra 2

Capítulo 4

Diâmetro das partículas	0,0438	0,0322	0,0208	0,0123	0,0089	0,0064	0,0033	0,0014	0,0010
%	46,2	39,3	34,6	30,0	25,3	20,4	11,2	6,5	6,5

Tabela 4.7 – Análise granulométrica por sedimentação da amostra 2

Peneiro	4"	3"	2"	1½"	1"	¾"	⅜"	4	10	20	40	60	100	200
Malha	100	75,0	50,0	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,0	0,850	0,425	0,250	0,106	0,075
%	100	100	100	100	100	100	96,7	90,7	81,3	73,9	66,3	61,1	52,8	49,8

Tabela 4.8 – Análise granulométrica efetuada por peneiração da amostra 3

Diâmetro das partículas	0,0422	0,0306	0,0201	0,0120	0,0086	0,0062	0,0032	0,0013	0,0009
%	44,6	41,7	34,7	27,7	23,0	18,5	9,1	6,8	6,8

Tabela 4.9 – Análise granulométrica por sedimentação da amostra 3

Observando o gráfico da figura seguinte, podemos verificar que as três amostras de solo possuem sensivelmente a mesma constituição. A amostra 1 apresenta uma constituição com aproximadamente 22% de seixo, 27% de areia, 45% de silte e 6% de argila. Já para a amostra 2, a composição obtida aproxima-se de 15% de seixo, 28% de areia, 49% de silte e 8% de argila. Por sua vez, a amostra 3 apresenta uma constituição de 19% de seixo, 32% de areia, 41% de silte e 8% de argila.

Através da interpretação das curvas granulométricas pode-se afirmar que as amostras estudadas possuem uma granulometria extensa, ou seja que as partículas que as constituem possuem dimensões variadas. Verifica-se ainda que todas as dimensões estão presentes nas amostras, pelo que pode-se ainda afirmar que o solo se apresenta bem graduado.

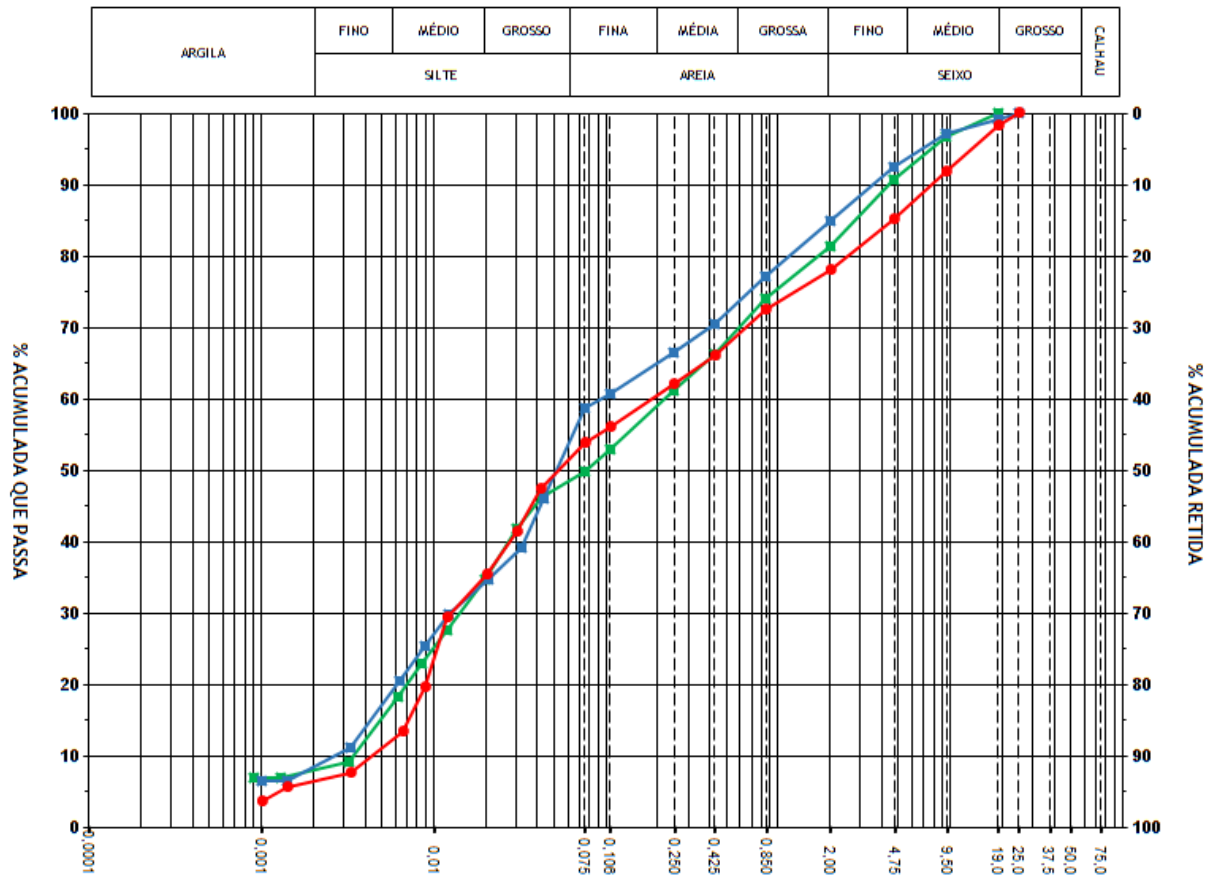


Figura 4.3 – Curvas granulométricas das amostras 1, 2 e 3

Com a determinação da curva granulométrica podemos recorrer ao triângulo de Feret, um diagrama trilinear, representado na figura 4.4, com a finalidade de escolher um termo mais apropriado para a designação do solo, de acordo com as porcentagens de areia, silte e argila presentes no mesmo. Assim sendo e consultando o diagrama, podemos concluir que o solo das três amostras, cuja composição é semelhante, terá a designação de silte argiloso.

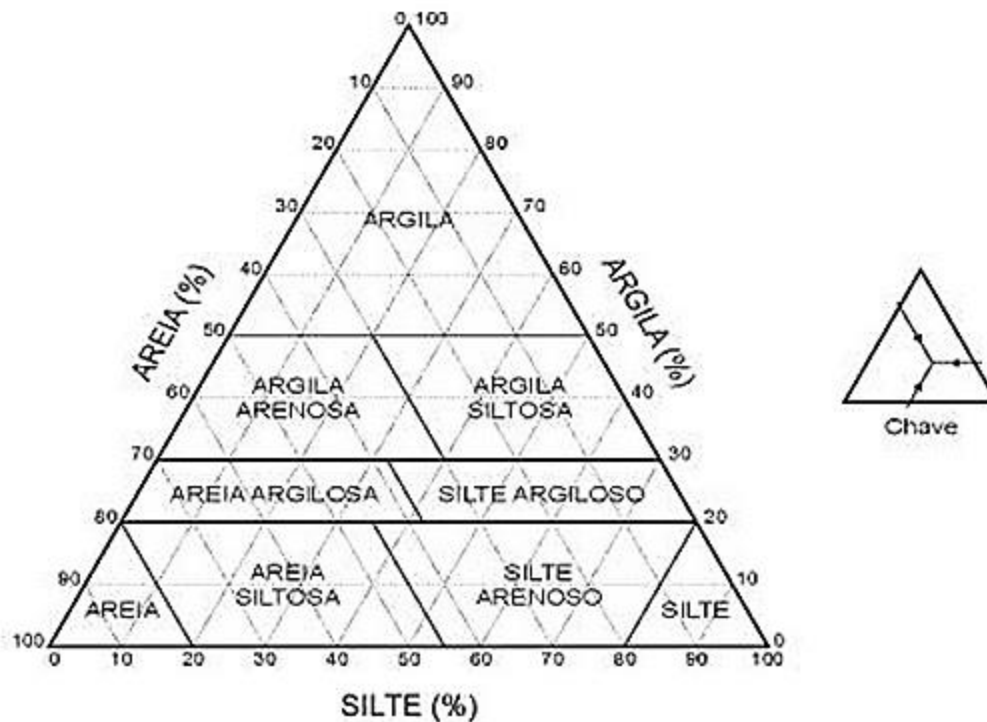


Figura 4.4 – Triângulo de Feret, com as designações a conceder ao solo em conformidade com a curva granulométrica. Fonte: Nunes, 2010 [46].

4.3. Ensaios de Caracterização Mecânica: Corte Direto

Já para efeitos de caracterização mecânica procedeu-se à realização de ensaios de corte direto, apenas para as amostras 1 e 2, obedecendo à norma BS 1377 – Parte 7. Não foram realizados os ensaios de corte à amostra 3 por se considerar que as amostras 1 e 2 seriam suficientemente representativas para os resultados esperados.

O ensaio de corte direto é o procedimento mais antigo para determinação da resistência ao corte e baseia-se diretamente no critério de Mohr-Coulomb. De um modo geral, o ensaio realiza-se aplicando uma tensão normal num plano e verifica-se a tensão horizontal que provoca a rotura. Para o ensaio um provete de solo é colocado na caixa de corte, como está esquematicamente representada na figura 4.5 (a). Inicialmente é aplicada uma força vertical N , que oferece resistência ao movimento e posteriormente uma força horizontal T é aplicada na parte superior da caixa, fazendo com que a mesma se desloque relativamente à parte inferior, deste modo a superfície de rotura é imposta e tem de se processar ao longo de um plano horizontal. As forças

T e N antes mencionadas são divididas pela área da secção transversal do provete, resultando daí as tensões σ (normal) e τ (corte) sofridas no provete. A tensão τ pode-se representar em função do deslocamento (figura 4.5 (b)), onde é possível identificar a tensão de rotura τ_{max} e a tensão residual τ_{res} correspondente à tensão que o provete ainda suporta após a rotura. É possível ainda representar o deslocamento vertical durante o ensaio, o qual indica se houve, e qual o valor da alteração de volume durante a fase de corte. O esquema desta representação encontra-se na figura 4.5 (c).

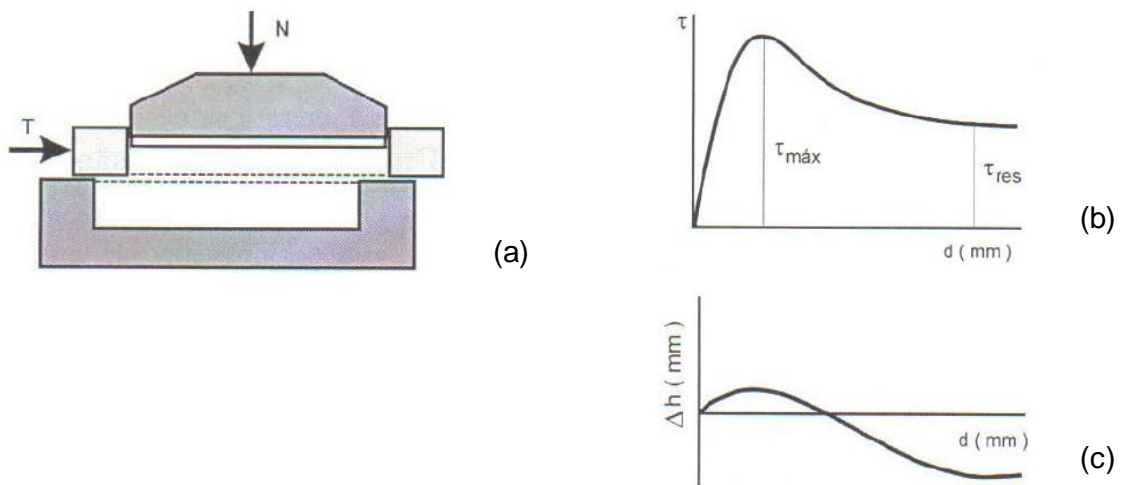


Figura 4.5 – (a) Representação esquemática da caixa de corte; (b) representação gráfica da tensão de corte com o deslocamento horizontal; (c) representação gráfica do deslocamento vertical com o deslocamento horizontal (Marangon, 2009) [36].

Para a realização destes cortes foi utilizada uma máquina de corte direto cuja representação se encontra na figura 4.6. Durante os referidos ensaios, as variáveis lidas foram os deslocamentos horizontais e verticais do provete (em milímetros) através de transdutores, e recorrendo a células de carga mediram-se as forças verticais e horizontais aplicadas à amostra (em kN). Os dados lidos foram registados em folhas de cálculo de modo a poderem ser tratados posteriormente. A tensão de corte foi calculada (em kPa) dividindo a força horizontal (de corte) máxima pela área de corte, com e sem a realização da correção da área. Uma das vantagens deste tipo de ensaio é o facto de ser bastante prático, no entanto não permite o controlo das condições de drenagem, pois não existe maneira de impedir a sua ocorrência, pelo que não é possível a obtenção dos valores de pressão intersticial (Marangon, 2009) [36].



Figura 4.6 – Máquina de corte direto utilizada

Os ensaios foram realizados em três condições de humidade distintas. Inicialmente, os provetes foram montados com aproximadamente o mesmo teor em água. O que os distinguiu posteriormente, foi o facto de terem sido efetuados alguns ensaios com as “placas porosas secas” em estufa, outros com as “placas porosas molhadas” e outros ainda foram submersos ou “saturados”. Nos provetes, cujas dimensões são de $21 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$, foram aplicadas tensões normais a variar entre os 10 e os 60 kPa, e o ensaio foi realizado a uma velocidade constante de 1 mm/min. Para os ensaios de corte, as três amostras foram reconstituídas com o mesmo índice de vazios do solo natural a partir do material passado no peneiro de malha de 2,00 mm e com um teor em água de aproximadamente 40%, valor aproximado do que foi obtido nos ensaios pelo método da garrafa de areia.

A próxima figura mostra algumas imagens representativas do faseamento de um ensaio de corte:



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.7 – (a) Caixa de corte, placa espaçadora, placa porosa e placa de carga (da esquerda para a direita); (b) montagem do provete na caixa de corte; (c) montagem da caixa na máquina e defletômetro de deslocamento para medição da deformação vertical; (d) provete após aplicação da carga vertical; (e) e (f) provete desmontado já na fase após o corte

4.3.1. Fases da Execução dos Ensaio

- Montagem do provete na caixa de corte, onde foi deixado homogeneizar durante 24 horas;
- Colocação da caixa na máquina de corte e aplicação da tensão normal, onde foi deixado novamente durante 24 horas (fase de consolidação);
- Fase de corte à velocidade de 1 mm/min (ensaio rápido);
- Aplicação de 1 ciclo rápido de corte no sentido direto e no sentido inverso;

A figura 4.8, servindo de complemento à figura 4.7, mostra algumas das fases de execução acima referidas:



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.8 – (a) Fase de montagem do provete na caixa de corte; (b) provete montado e devidamente compactado; (c) colocação da caixa na máquina de corte; (d) aplicação da tensão normal no provete.

A tabela 4.10 apresenta o resumo dos ensaios efetuados, tendo em conta que, para a apresentação de resultados foram considerados apenas aqueles que melhor se adequavam em termos dos valores esperados, ou seja, com maiores valores de correlação.

<i>Condição</i>	<i>Ensaio</i>	σ (kPa)	w (inicial)	w (final)
Amostra 1 – Placas Secas	028/15-1.19	11,9	40,7	38,5
	028/15-1.20	21,6	40,2	38,7
	028/15-1.21	41,2	41,0	38,5
	028/15-1.23	60,8	41,0	38,9
	028/15-1.25	60,9	40,5	38,2
	028/15-1.27	41,2	40,2	37,4
Amostra 1 – Placas Molhadas	028/15-1.12	21,6	40,6	54,9
	028/15-1.13	41,3	40,4	50,7
	028/15-1.17	11,8	40,4	51,6
	028/15-1.18	41,2	40,4	52,2
	028/15-1.22	60,9	40,8	55,4
	028/15-1.26	60,9	40,4	48,8
	028/15-1.28	41,2	40,7	49,2
Amostra 1 – Saturado	028/15-1.14	11,8	41,0	68,7
	028/15-1.15	21,6	40,5	63,9
	028/15-1.16	41,2	40,3	58,7
	028/15-1.24	60,9	40,7	61,8
	028/15-1.29	60,8	39,9	60,0
	028/15-1.30	41,2	39,1	62,4
	028/15-1.31	21,6	39,7	64,8
Amostra 2 – Placas Secas	028/15-2.16	60,8	40,4	38,3
	028/15.2.17	21,6	40,0	38,1
	028/15-2.18	41,2	39,4	37,1
	028/15-2.19	60,9	38,9	38,0
Amostra 2 – Placas Molhadas	028/15-2.13	21,6	39,6	50,8
	028/15.2.14	41,2	39,7	46,3
	028/15-2.15	60,9	37,4	48,3
Amostra 2 – Saturado	028/15-2.10	21,6	39,0	65,7
	028/15-2.11	41,2	39,7	66,6
	028/15-2.12	60,9	39,5	63,0

Tabela 4.10 – Resumo dos ensaios efetuados

4.3.2. Resultados dos Ensaios

Após o tratamento dos dados registados, é possível obter o gráfico da tensão de corte em função do deslocamento horizontal para as várias tensões normais. Os gráficos obtidos para a amostra 1 são apresentados de seguida, nas figuras abaixo, respetivamente para a situação de placas secas, placas molhadas e saturado.

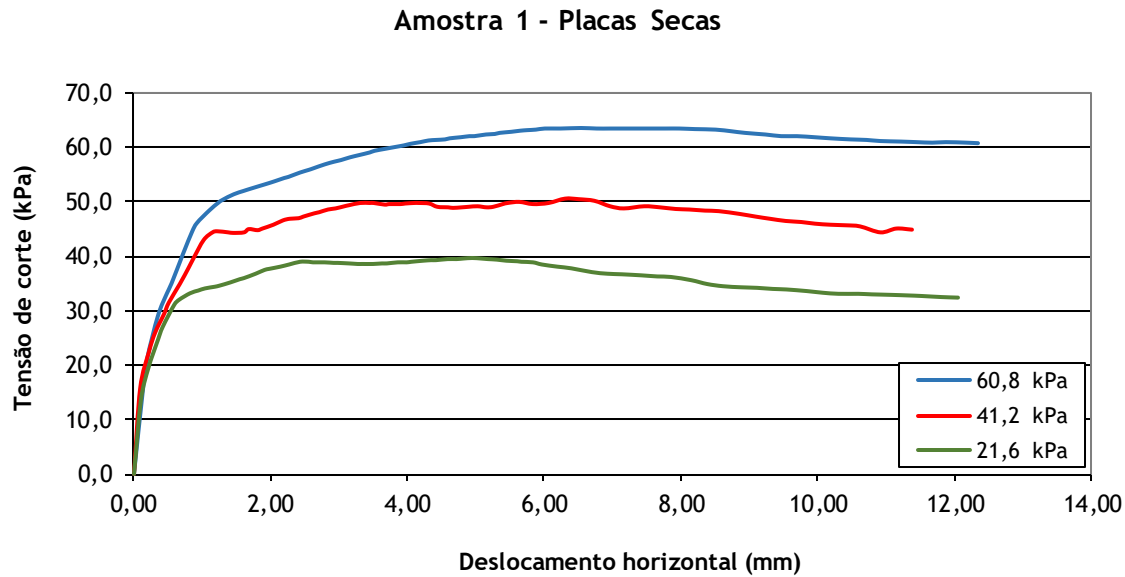


Figura 4.9 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 1 com as placas secas

Para as tensões de corte máximas em função das tensões normais, com as placas secas é possível traçar o gráfico representado na figura seguinte (figura 4.10). O gráfico foi construído com os pontos (21,6;39,8), (41,2;50,6) e (60,8;63,7), dos quais resulta uma coesão de 26,3 kPa e um ângulo de atrito de 28,5°.

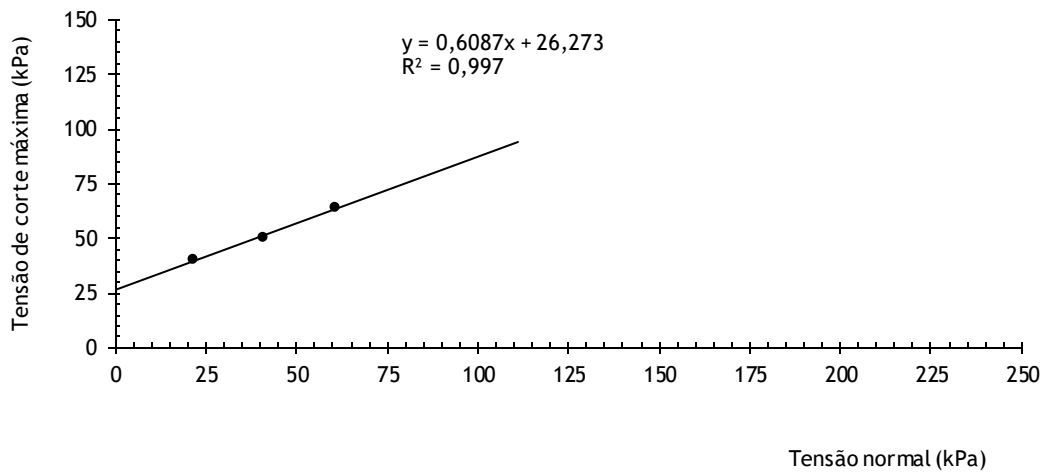


Figura 4.10 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 1 com as placas secas

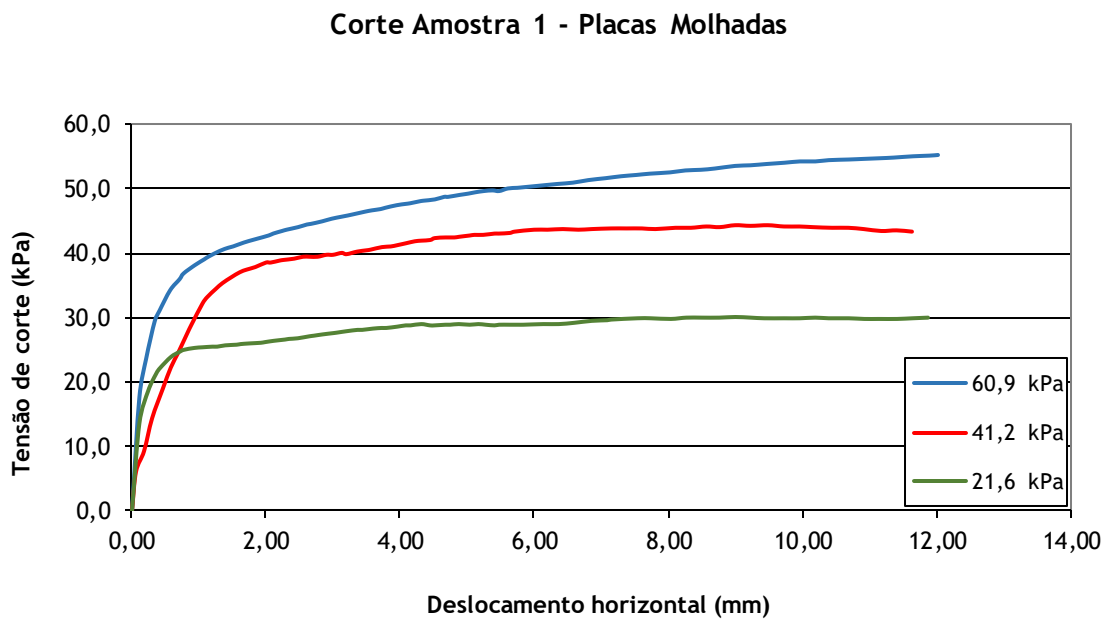


Figura 4.11 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 1 com as placas molhadas

Para as placas molhadas, o gráfico das tensões de corte máximas em função das tensões normais é visível na figura seguinte, e foi obtido a partir do conjunto de pontos (21,6;30,1), (41,2;44,4) e (60,9;55,3). O resultado foi uma coesão de 16,8 kPa e um ângulo de atrito de 32,5°.

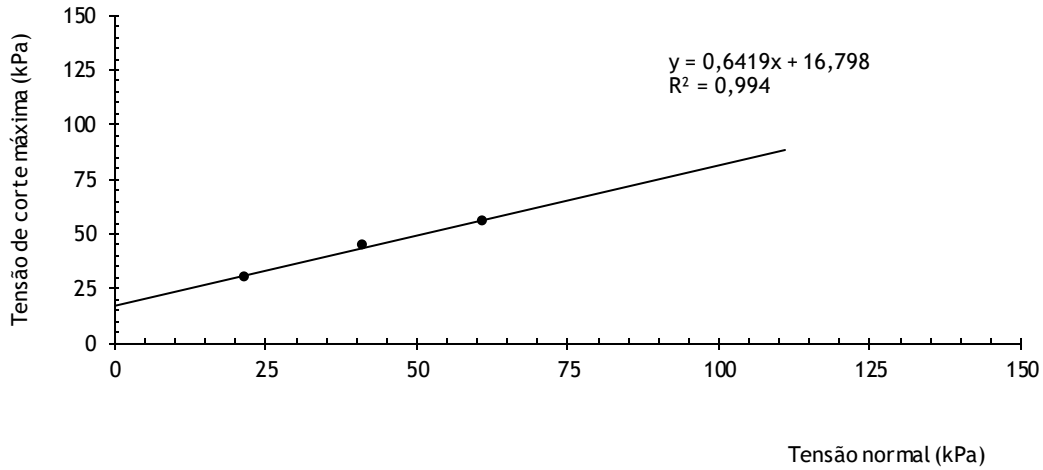


Figura 4.12 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 1 com as placas molhadas

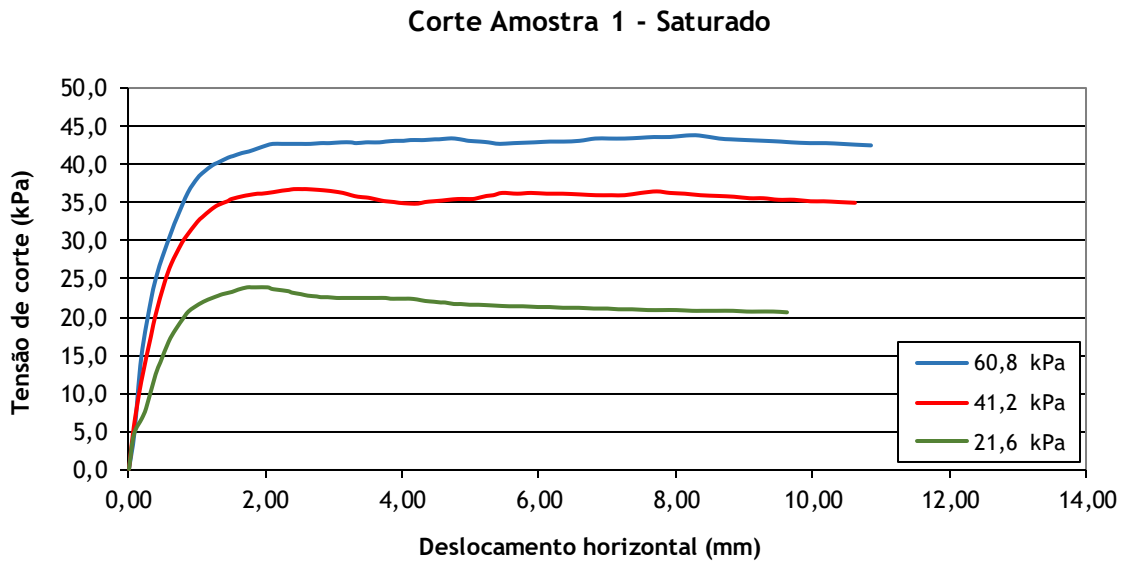


Figura 4.13 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 1 no estado saturado

Na condição saturada, o gráfico das tensões de corte máximas em função das tensões normais (figura 4.14) foi obtido a partir do conjunto de pontos (21,6;24,0), (41,2;36,8) e (60,8;43,8), resultando uma coesão de 14,1 kPa e um ângulo de atrito de 27,0°.

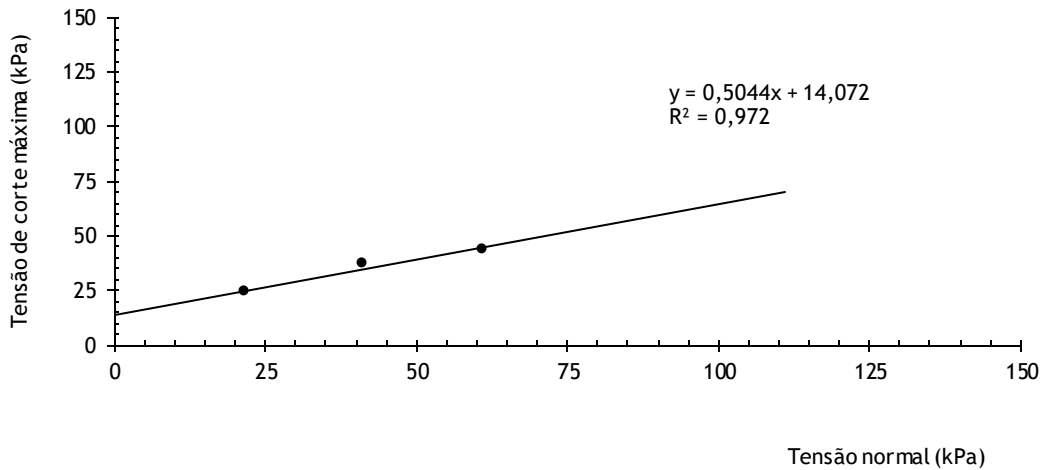


Figura 4.14 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 1 no estado saturado.

Para a amostra 2 os resultados dos ensaios de corte são apresentados nas próximas figuras.

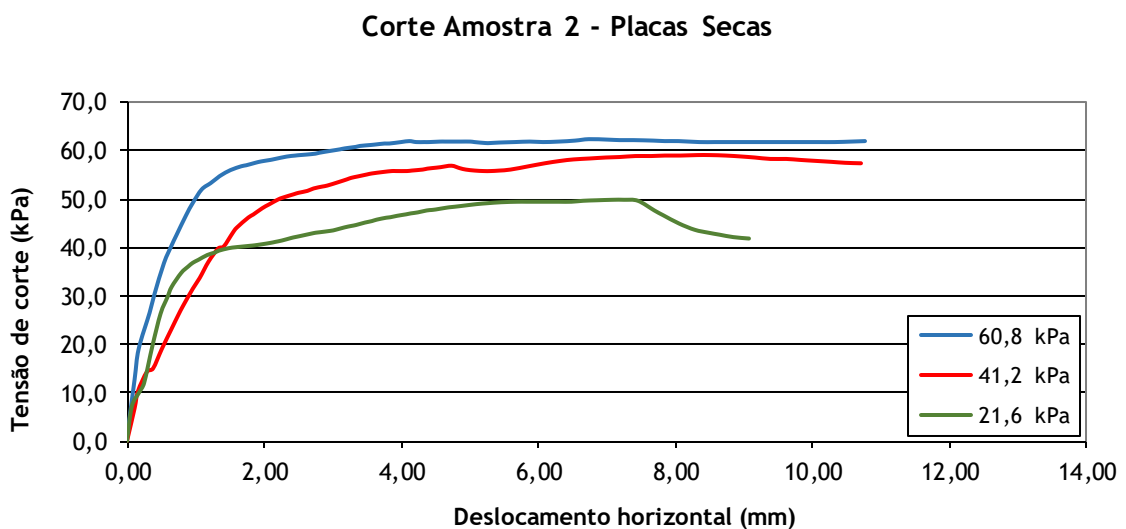


Figura 4.15 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 2 com as placas secas

O gráfico para as tensões de corte máximas em função das tensões normais, com as placas secas, está representado na figura seguinte. O gráfico foi obtido através dos pontos (21,6;49,8), (41,2;59,1) e (60,9;77,7), dos quais resulta uma coesão de 32,9 kPa e um ângulo de atrito de 35,5°.

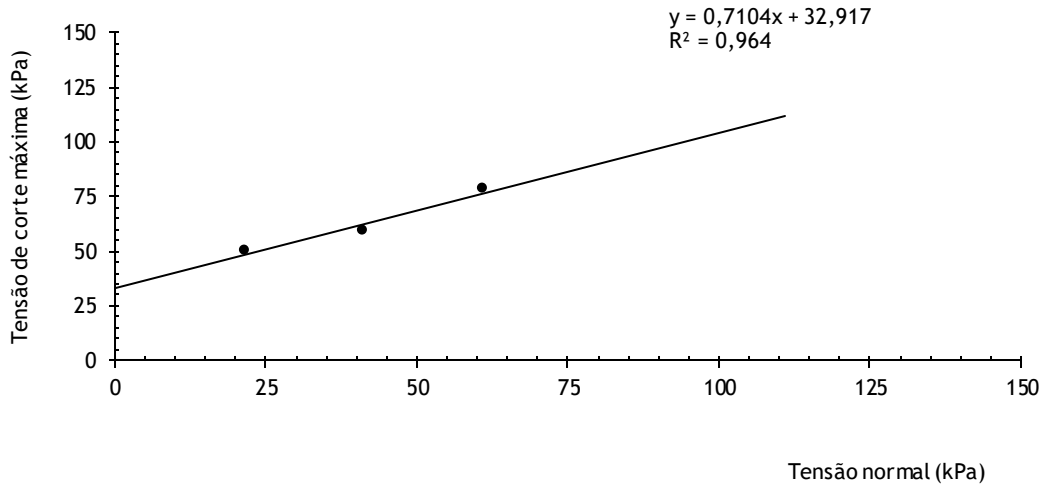


Figura 4.16 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 2 com as placas secas

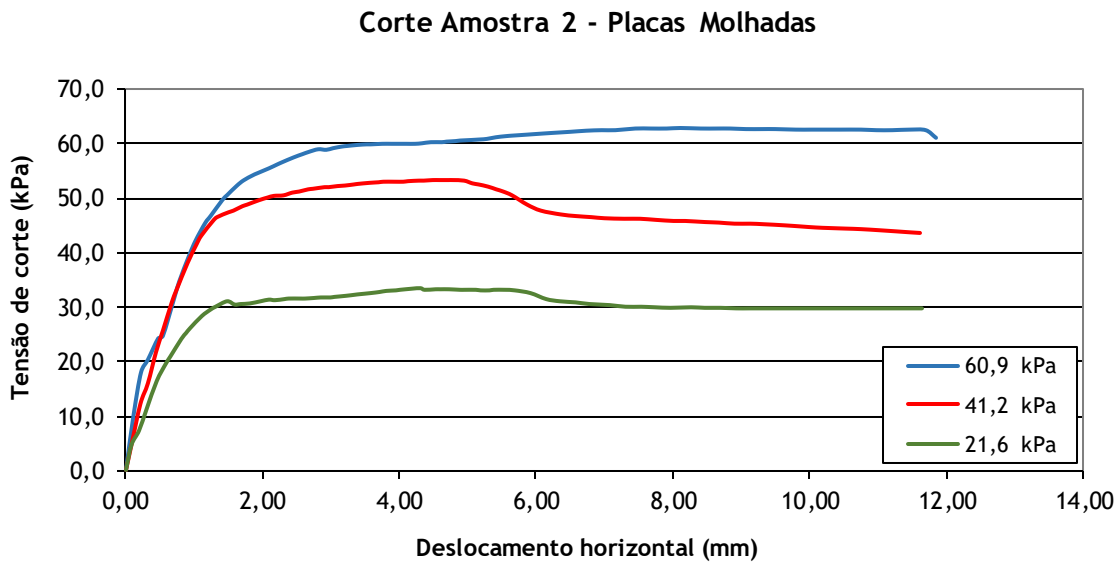


Figura 4.17 - Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 2 com as placas molhadas

Para as placas molhadas, o gráfico das tensões de corte máximas em função das tensões normais está representado na figura seguinte, e foi obtido a partir do conjunto de pontos (21,6;33,3), (41,2;53,4) e (60,9;62,7). Desses valores resultaram uma coesão de 18,9 kPa e um ângulo de atrito de 37,0°.

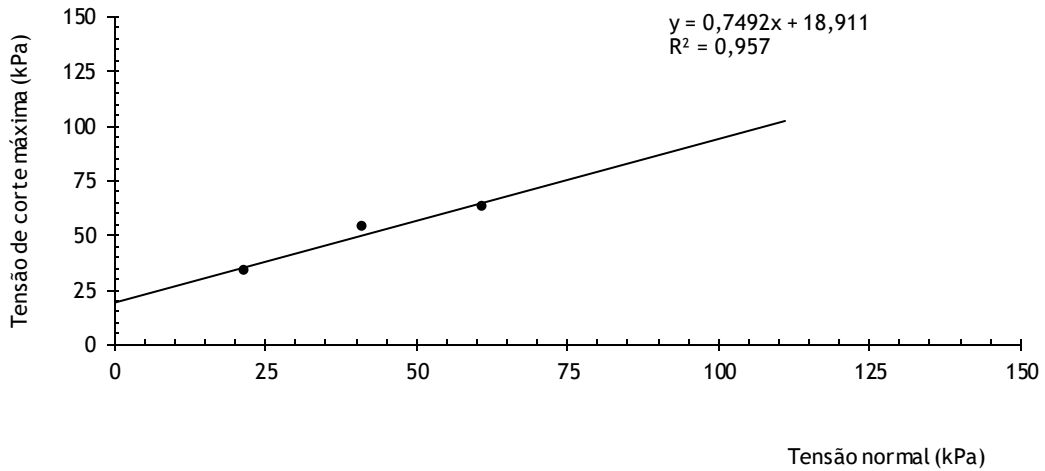


Figura 4.18 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 2 com as placas molhadas

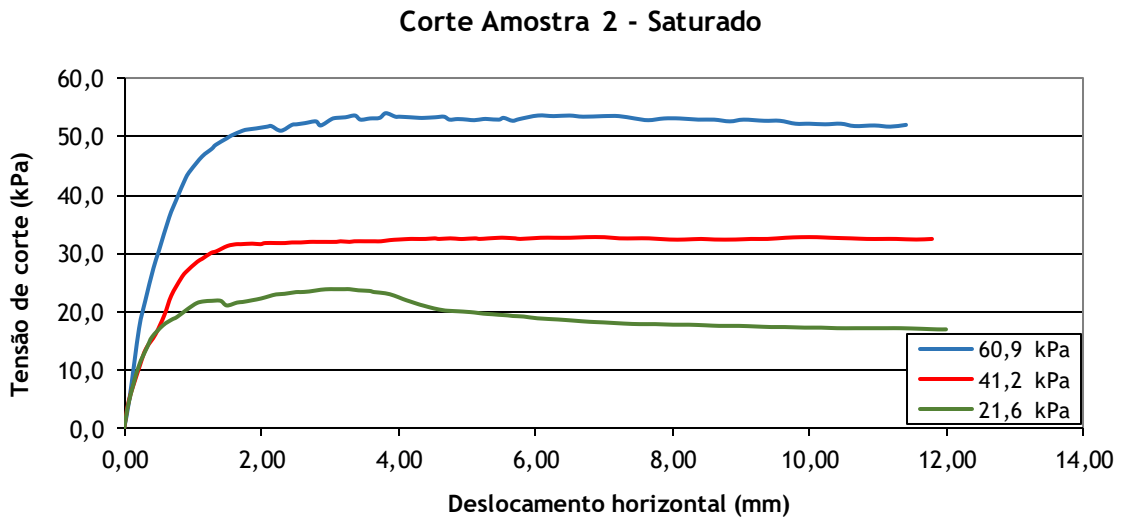


Figura 4.19 – Variação da tensão de corte com o deslocamento horizontal para a amostra 2 no estado saturado

Na condição saturada, o gráfico das tensões de corte máximas em função das tensões normais (figura 4.20) foi obtido a partir do conjunto de pontos (21,6;24,0), (41,2;32,8) e (60,9;54,0), resultando uma coesão de 5,4 kPa e um ângulo de atrito de 37,5°.

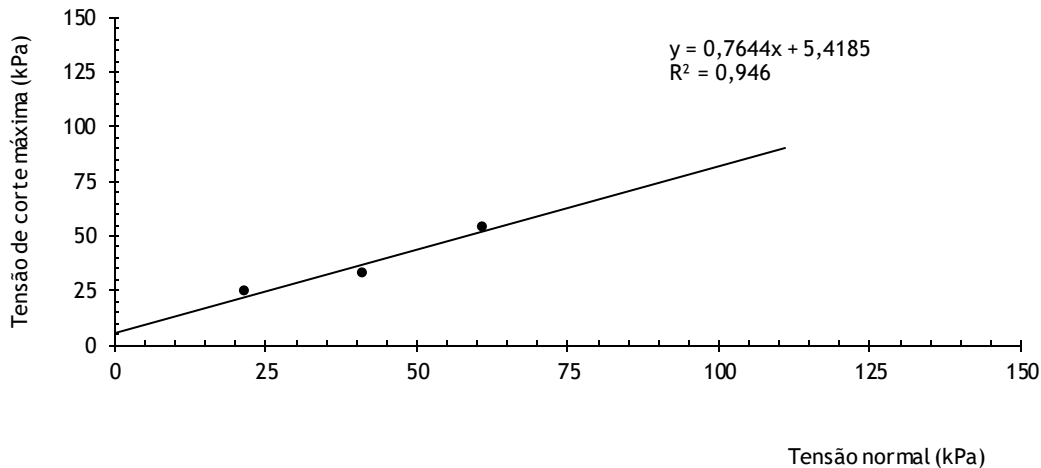


Figura 4.20 – Tensão de corte máxima vs tensão normal para a amostra 2 no estado saturado.

4.3.3. Discussão dos Resultados dos Ensaios

As curvas de rotura (tensão vs deformação) obtidas nos ensaios de corte direto demonstram um formato crescente até ao valor da resistência residual, não evidenciando um pico muito pronunciado, esse facto demonstra que a amostra vai aumentando a sua compactidade durante o ensaio (Matos Fernandes, 2006) [38]. Essa configuração sugere uma rotura plástica, na qual o esforço máximo é mantido com a continuidade da deformação. A rotura plástica ocorre tipicamente em argilas de baixa consistência (moles ou médias) ou areias fofas pouco compactas.

Como já referido, é a partir dos gráficos tensão de corte vs deslocamento horizontal, correspondentes às tensões no plano de corte, que se torna possível traçar as envolventes de rotura do solo e obter os parâmetros de resistência c' e ϕ' . Os coeficientes de correlação R^2 que representam quanto melhor os dados são representados pelos modelos, oscilam entre os valores de 0,946 a 0,997, revelando-se satisfatórios. Os valores de ângulo de atrito obtidos podem também ser comparáveis aos obtidos no Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira (EARAM) para a bacia hidrográfica de Santa Luzia, cujo valor foi de 30,5°. Através

da comparação das envolventes obtidas é possível verificar que a coesão do solo é influenciada pelo teor em água presente na amostra. Todas as amostras foram montadas com um teor em água inicial de aproximadamente 40,0 %. Na amostra 1, obteve-se para a condição de “placas secas” uma coesão de 26,3 kPa na sequência de uma redução do teor em água para uma média de 38,3% no final, para a condição de “placas molhadas”, em que o teor em água final subiu para uma média de 53,2% a coesão obtida foi de 16,8 kPa e finalmente para o estado “saturado” obteve-se uma coesão de 14,1 kPa com um aumento do teor em água para uma média de 62,4%. Na amostra 2 o comportamento revelou-se semelhante, para as “placas secas” houve uma redução no teor em água em relação ao inicial para um valor médio de 37,7% no final do ensaio, que resultou numa coesão de 32,9 kPa. Já para as “placas molhadas”, obteve-se um valor de 18,9 kPa de coesão para um teor em água final com um valor médio de 48,5% e por fim, para o estado “saturado” a coesão obtida foi de 5,4 kPa para um valor médio de 65,1% do teor em água final. As tabelas 4.11 e 4.12 resumem os valores obtidos.

Amostra 1									
	Placas Secas			Placas Molhadas			Saturado		
Ensaio:	1.20	1.27	1.23	1.12	1.28	1.22	1.31	1.30	1.29
Tensão normal (kPa):	20	40	60	20	40	60	20	40	60
Teor em água inicial (%):	40,2	40,2	41	40,6	40,7	40,8	39,7	39,1	39,9
Teor em água final (%):	38,7	37,4	38,9	54,9	49,2	55,4	64,8	62,4	60,0
Coesão (kPa):	26,3			16,8			14,1		

Tabela 4.11 – Valores do teor em água inicial, final e de coesão obtidos para os ensaios da amostra 1

Amostra 2									
	Placas Secas			Placas Molhadas			Saturado		
Ensaio:	2.17	2.18	2.19	2.13	2.14	2.15	2.10	2.11	2.12
Tensão normal (kPa):	20	40	60	20	40	60	20	40	60
Teor em água inicial (%):	40,0	39,4	38,9	39,6	39,7	37,4	39,0	39,7	39,5
Teor em água final (%):	38,1	37,1	38,0	50,8	46,3	48,3	65,7	66,6	63,0
Coesão (kPa):	32,9			18,9			5,4		

Tabela 4.12 – Valores do teor em água inicial, final e de coesão obtidos para os ensaios da amostra 2

De acordo com os resultados obtidos e em concordância com a bibliografia consultada Silva & Carvalho, 2007 e Viecili, 2003 [69], verifica-se então a influência que a quantidade de água presente no solo tem na sua capacidade resistente, ou seja, com o aumento do teor em água num solo observa-se a diminuição dos valores de coesão.

4.4. Análise da Estabilidade

Este estudo tem como um dos objetivos estudar e determinar os parâmetros de resistência ao corte de amostras de solo da bacia hidrográfica de Santa Luzia e, a partir dessa informação, tentar estabelecer a relação entre esses mesmos parâmetros e as condições que levam aos escorregamentos, nomeadamente os diferentes teores em água e inclinações de taludes. A referida análise será efetuada com recurso a um programa de análise de estabilidade de taludes, o Slide 6.0, desenvolvido pela Rocscience Inc., para além de que será apresentado um mapa de declives dos terrenos da bacia hidrográfica de Santa Luzia, com recurso à ferramenta de Sistema de Informação Geográfica, o *software* ArcMap que é o componente principal do ArcGis.

As técnicas de análise de estabilidade de taludes podem ser divididas em dois grupos: análise probabilística e análise determinística. A análise probabilística, baseada em métodos de equilíbrio limite, traz como vantagem a possibilidade de serem quantificadas as incertezas inerentes, considera a probabilidade de ocorrência das roturas de um talude sujeito a várias condições. Segundo Mesquita, 2013 [41], é necessário conhecer as funções de distribuição para os parâmetros considerados como variáveis aleatórias ao invés de considerar um valor médio. São obtidas nesta análise as funções de densidade de probabilidade e distribuição de probabilidade do coeficiente de segurança.

Para a análise determinística, os métodos de equilíbrio baseiam-se na expressão de Mohr-Coulomb para determinar a tensão de corte ao longo da superfície de deslizamento. Também este tipo de análise é baseado em métodos de equilíbrio limite que quantificam os valores médios como parâmetros de entrada. São atribuídos valores aos parâmetros geométricos, físicos e resistentes do talude para definir o fator de segurança, cuja interpretação é um pouco subjetiva, considerada satisfatória para diferentes valores para diferentes situações (Miguel, 2012) [42].

4.4.1. Métodos de Equilíbrio Limite

Os métodos de equilíbrio limite são utilizados para determinar o equilíbrio de uma massa de solo, cuja rotura ocorre ao longo de uma superfície circular, plana ou um misto das duas anteriores. O equilíbrio é determinado em função do fator de segurança, para utilizar estes métodos é necessário conhecer a geometria e a resistência do solo (Calle, 2000) [5]. Ao longo dos anos foram desenvolvidos vários métodos de equilíbrio limite para análise de taludes, uns mais rigorosos e precisos do que outros. Os métodos mais conhecidos e mais usuais são o de Janbu, Morgenstern e Price e o de Spencer. Além dos mencionados existem ainda o de Fellenius e o de Bishop, todos eles baseados no critério de rotura de Mohr-Coulomb [5]. Estes métodos baseiam-se em diferentes pressupostos para as forças entre fatias, resultando desse pormenor as diferenças entre eles. A próxima tabela (tabela 4.13) expõe os principais métodos de equilíbrio limite utilizados na análise de estabilidade e as suas particularidades mais importantes.

Método	Características
Fellenius (1927)	<ul style="list-style-type: none"> • Superfície de rotura circular • Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	<ul style="list-style-type: none"> • Superfície de rotura circular • Satisfaz o equilíbrio de momentos • Satisfaz o equilíbrio de forças verticais
Janbu Simplificado (1968)	<ul style="list-style-type: none"> • Superfície de rotura qualquer • Satisfaz o equilíbrio de forças vertical e horizontal
Morgenstern e Price (1965)	<ul style="list-style-type: none"> • Superfície de rotura qualquer • Satisfaz o equilíbrio de momentos • Satisfaz o equilíbrio de forças vertical e horizontal
Spencer (1967)	<ul style="list-style-type: none"> • Superfície de rotura qualquer • Satisfaz o equilíbrio de momentos • Satisfaz o equilíbrio de forças vertical e horizontal

Tabela 4.13 – Características dos métodos de equilíbrio limite. (Lee W. Abramson, 2002) Fonte: Miguel, 2012 [42]

Quando o solo atinge a rotura formam-se superfícies de deslizamento com uma determinada geometria. A rotura de taludes ocorre habitualmente ao longo de superfícies menos resistentes (juntas, falhas ou limite de perfis meteorizados), cuja superfície se apresenta geralmente paralela ao talude e não circular. No caso de taludes “infinitos”, ou de rotura planar, a referida superfície é plana e paralela à superfície do talude, e por conseguinte, o problema reduz-se à análise das forças atuantes em uma fatia de solo com uma dada inclinação β . Na figura 4.21 está representado o esquema das forças consideradas na análise [52].

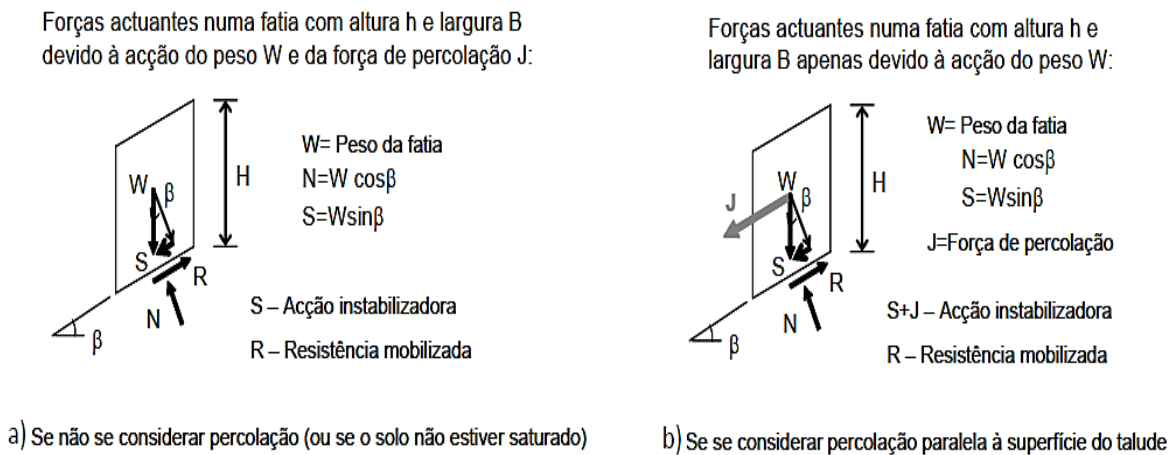


Figura 4.21 – Forças consideradas na análise da estabilidade de taludes infinitos: (a) em condições não saturadas ou na ausência de escoamento; (b) em condições saturadas com percolação paralela à superfície do talude [52].

4.4.2. Software Utilizado para a Análise

Nos dias de hoje, a análise da estabilidade de taludes é maioritariamente efetuada com o auxílio de programas informáticos concebido para o processo. Neste trabalho irá ser utilizado o software Slide 6.0 desenvolvido pela Rocscience Inc. Este software realiza a análise de estabilidade de taludes rochosos ou de solo em 2D, baseado em métodos de equilíbrio limite. O software permite análises de infiltração de água subterrânea, rebaixamentos rápidos e análise probabilística, para todos os tipos de solo e rocha, taludes, aterros, barragens de terra e muros de contenção [61].

4.4.2.1. *Parâmetros de Entrada*

Para a realização da análise foi utilizado um talude com duas camadas de terreno, um substrato rochoso impermeável e uma camada de terreno com espessura de 1 m, que expressa aproximadamente o valor médio da profundidade dos deslizamentos estudados no EARAM [53]. A camada superior representa o solo das amostras recolhidas para o estudo, e como tal, os parâmetros de entrada para o *software* basearam-se no resultado dos ensaios realizados, tendo em conta as condições mais desfavoráveis. O ângulo de atrito da camada superior resulta da média dos valores obtidos para os ângulos de atrito correspondentes aos ensaios com “placas porosas secas”, “placas porosas molhadas” e “saturado”. O valor da coesão adotado foi o correspondente à condição “saturado”, que se revelou ser o mais baixo. Como em ambiente natural, em várias partes da bacia o solo é uma mistura entre as diferentes amostras recolhidas optou-se por efetuar uma análise em que combina o menor ângulo de atrito com o menor valor de coesão obtidos. Portanto, consideraram-se três modos de análise, sendo a análise 1 efetuada com os valores de ângulo de atrito e de coesão resultantes dos ensaios realizados à amostra 1, a análise 2 foi efetuada com os valores de ângulo de atrito e de coesão correspondentes aos resultados dos ensaios realizados à amostra 2 e, por sua vez, a análise 3 foi efetuada com o valor do ângulo de atrito resultante da amostra 1 e com o valor de coesão da amostra 2, valores esses correspondentes aos mínimos obtidos. Foi ainda efetuada uma análise na qual se mantém o ângulo de atrito e anula-se a coesão, de maneira a obter o FS num caso de uma situação extrema em que o solo esteja completamente inundado. Para o substrato rochoso impermeável foram arbitrados os parâmetros físicos correspondentes a um maciço de basaltos altamente alterado com base na consulta de bibliografia relativa aos parâmetros de resistência das formações vulcânicas da ilha da Madeira (Lourenço, et al., 2010, p. 51) [35]. Os referidos valores são apresentados na tabela 4.14 A análise será realizada fazendo variar a inclinação do talude β para cada uma das amostras.

	<i>Análise</i>	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)
1	Solo 1 – coesão 1	12,8	29,5	14,1
2	Solo 2 – coesão 2	12,6	36,5	5,4
3	Solo 1 – coesão 2	12,8	29,5	5,4
-	Substrato rochoso	25,0	50,0	400,0

Tabela 4.14 – Parâmetros dos solos analisados

4.4.2.2. *Aplicação do Software*

Para a análise do comportamento, modelou-se um talude cuja geometria está representada na figura 4.22, variando a inclinação. Como já referido, a altura da camada de solo é de 1 metro, o processamento dos cálculos foi efetuado para as inclinações de 35°, 40°, 45°, 50° e 55°. O *software* permite ao utilizador a imposição de uma rotura planar, visível na figura 4.23, segundo a qual é iterado, através da opção “Auto Refine Search” disponível no programa, o valor do menor Fator de Segurança para os métodos escolhidos. Neste caso, os métodos utilizados foram o método de Janbu Simplificado (1968) e o de Morgenstern e Price (1965), que melhor se adequam ao tipo de rotura pretendido.

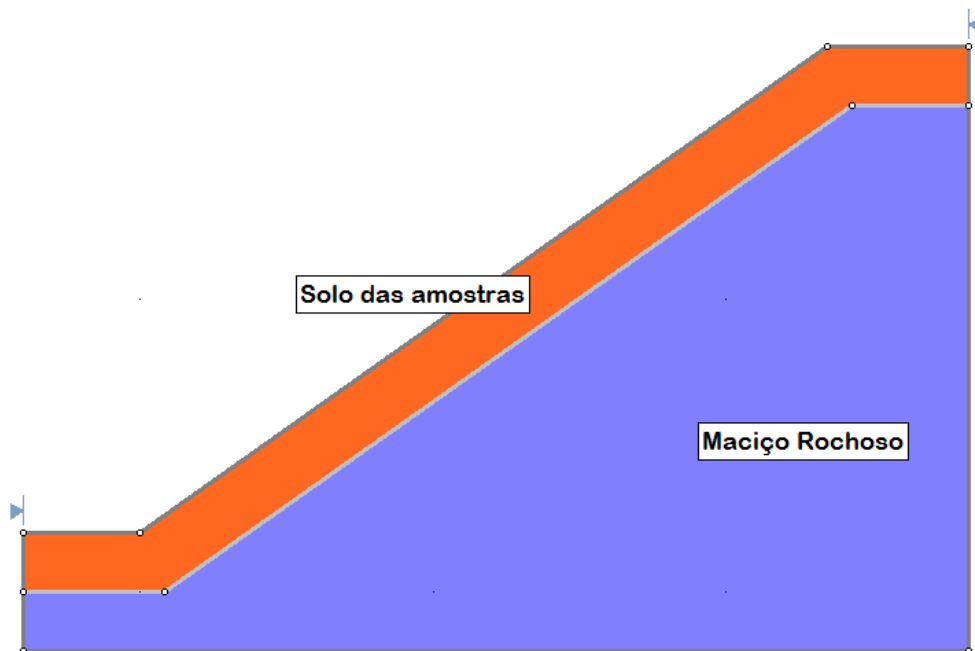


Figura 4.22 – Geometria do talude utilizado na análise

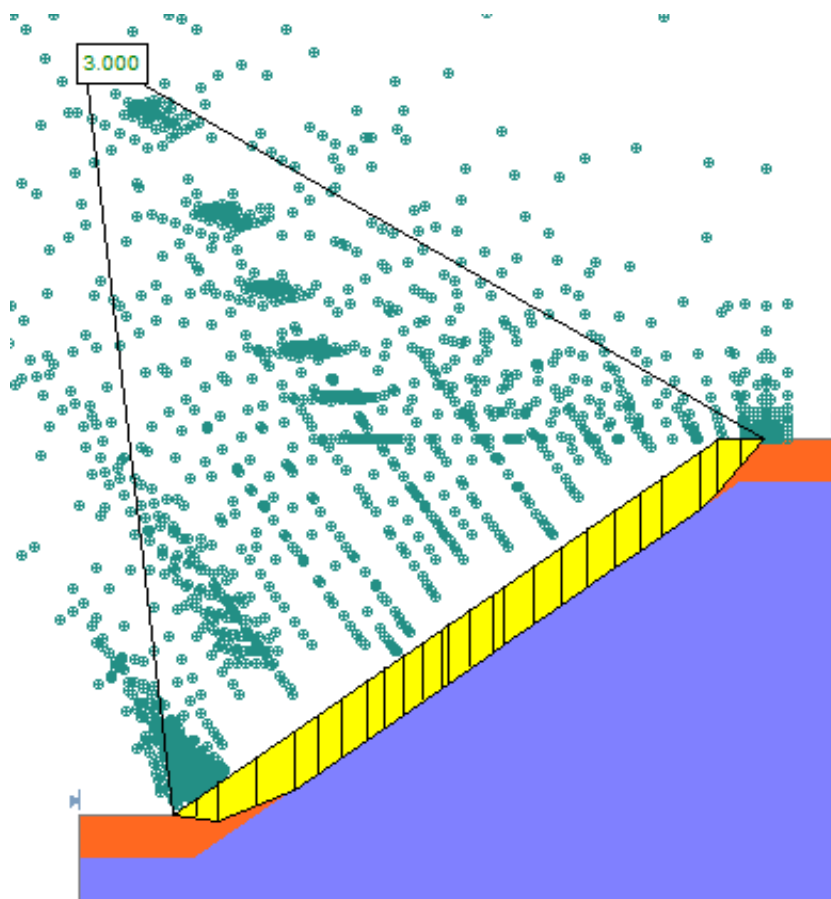


Figura 4.23 – Geometria das fatias e superfície de deslizamento com representação do ponto de menor FS (exemplo para o solo da amostra 1, com 35° de inclinação para o método de Janbu Simplificado)

Os resultados dos FS obtidos com as análises são apresentados nas seguintes tabelas, nomeadamente na tabela 4.15 para a análise 1, na tabela 4.16 para a análise 2, para os respetivos ângulos de atrito e coesões acima descritos (tabela 4.14) referentes a cada amostra. Note-se que a última linha das tabelas 4.15 e 4.16 refere-se aos valores de FS obtidos para o caso de coesão nula ($c' = 0$ kPa), que para os dois métodos utilizados apresentou exatamente o mesmo valor. Para a análise 3 que é o caso em que se conciliou os menores valores de ângulo de atrito ($\phi' = 29,5^\circ$) e de coesão ($c' = 5,4$) obtidos nos ensaios de corte, os resultados são apresentados na tabela 4.17.

FS – Análise 1					
Métodos	35°	40°	45°	50°	55°
Janbu Simplificado	3,000	2,703	2,428	2,220	2,164
Morgenstern e Price	3,043	2,752	2,474	2,262	2,225
c'=0 kPa	0,799	0,679	0,565	0,467	0,396

Tabela 4.15 – Variação do FS com a inclinação do talude para a amostra 1

FS – Análise 2					
Métodos	35°	40°	45°	50°	55°
Janbu Simplificado	1,947	1,729	1,523	1,356	1,259
Morgenstern e Price	1,982	1,763	1,556	1,391	1,292
c'=0 kPa	1,045	0,887	0,739	0,611	0,518

Tabela 4.16 – Variação do FS com a inclinação do talude para a amostra 2

FS – Análise 3					
Métodos	35°	40°	45°	50°	55°
Janbu Simplificado	1,674	1,493	1,319	1,183	1,059
Morgenstern e Price	1,702	1,523	1,349	1,211	1,086

Tabela 4.17 – Variação do FS com a inclinação do talude para a análise dos menores valores de ângulo de atrito e de coesão.

4.4.3. Discussão dos Resultados da Análise

A altura e o ângulo dos taludes são fatores importantes no diz respeito à sua estabilidade. Geralmente a estabilidade decresce com o aumento da altura do talude devido ao peso adicional, mas a estabilidade é também afetada pelo ângulo de inclinação do talude, sendo que com o aumento da inclinação a força tangencial aumenta, aumentando por sua vez a tensão de corte.

Através dos resultados obtidos pela análise realizada podemos observar que, em concordância com a bibliografia Lang & Nakamura, 2011, p. 134 [34] e Salem, 2002, p. 684 [51], o Fator de Segurança apresenta um decréscimo com o aumento da inclinação do talude. Outra das observações a ter em conta é o facto de o Fator de Segurança diminuir não só com a redução da coesão, mas também com a redução do ângulo de atrito.

A influência da coesão é evidente quando comparamos os valores de FS obtidos pelo método de Janbu Simplificado, o qual apresentou menores valores, para a amostra 1 com $c'=14,1$ kPa, $c'=5,4$ kPa e $c'=0$ kPa, onde se nota claramente uma redução do valor do FS, o gráfico da figura 4.24 representa a situação descrita.

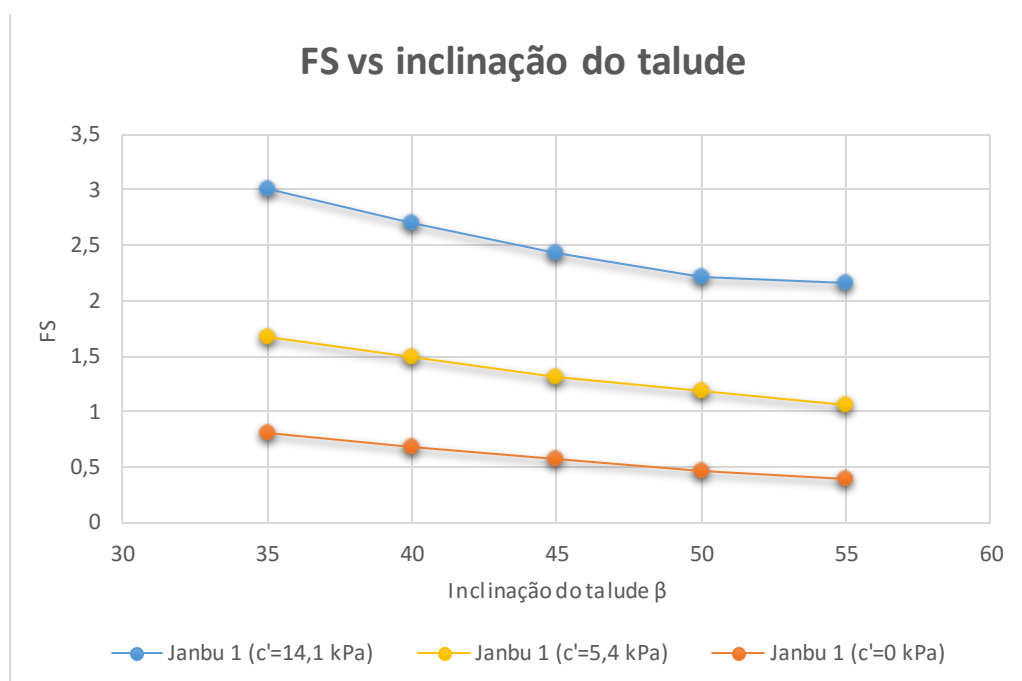


Figura 4.24 – Variação do FS com a inclinação do talude para a análise efetuada ao solo da amostra 1 tendo em consideração a diminuição da coesão.

Na análise efetuada com coesão nula é notório que o ângulo de atrito tem influência no FS, para o solo da amostra 1, cujo ângulo de atrito é de $29,5^\circ$ os valores obtidos são ligeiramente inferiores aos do solo da amostra 2, a qual possui um ângulo de atrito de $36,5^\circ$. Estas comparações são visíveis no gráfico da figura 4.25.

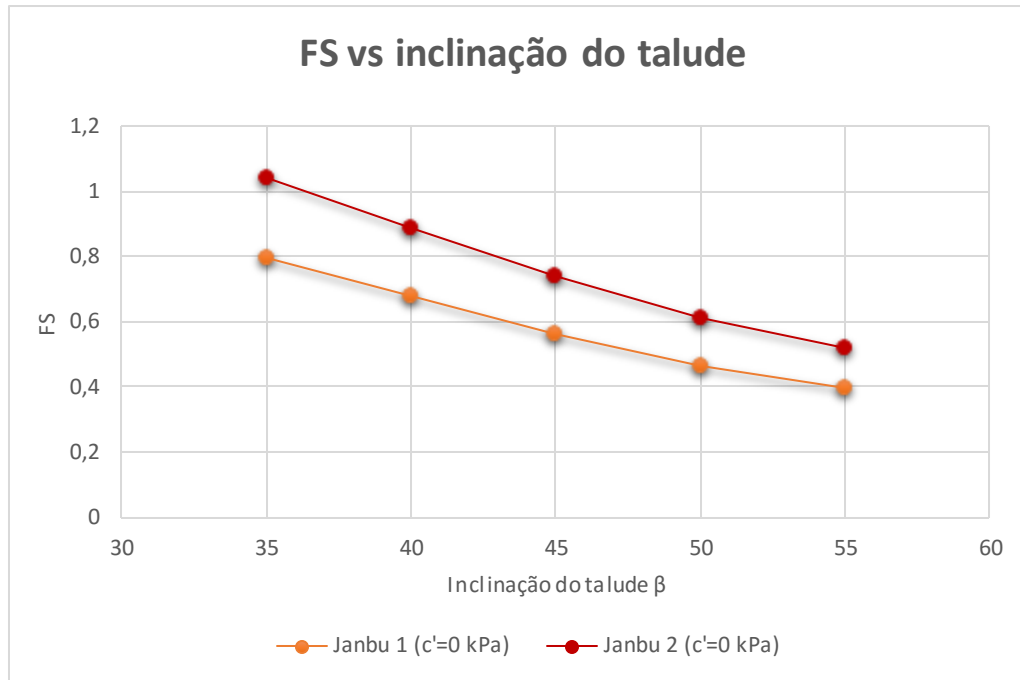


Figura 4.25 – Variação do FS com a inclinação do talude para a análise efetuada com coesão nula, tendo em consideração a diminuição do ângulo de atrito.

4.4.4. Mapa de Declives

Para a realização do mapa de declives da bacia, recorreu-se ao *software* ArcMap como ferramenta para trabalhar sobre os ficheiros Modelo Digital do Terreno (MDT) fornecidos pela Direção Regional do Ordenamento do Território e Ambiente (DROTA). O resultado encontra-se na figura 4.26 abaixo, indicando também a localização dos pontos onde foram recolhidas as três amostras. A bacia hidrográfica de Santa Luzia apresenta um intervalo de declives que variam desde os 0° graus de inclinação até aos 85°, sendo que, através da visualização do mapa verifica-se que na sua maioria os terrenos apresentam declives entre os 17° e os 35°. À medida que nos aproximamos do vale, a bacia apresenta declives mais abruptos que estão entre os 68° e os 85°.

Com os parâmetros obtidos, a resultou que na sua maioria os solos se mantêm estáveis para as condições das análises 1, 2 e 3. A exceção surge quando se realiza a análise considerando um valor de coesão nula. Nesse caso, para as zonas cujo solo se assemelha ao da amostra 1, apenas resistem os taludes com inclinações inferiores a 30°. Já para as zonas em que o solo possua

características semelhantes ao da amostra 2 são considerados estáveis apenas os taludes que se apresentem com inclinações inferiores a 40°.

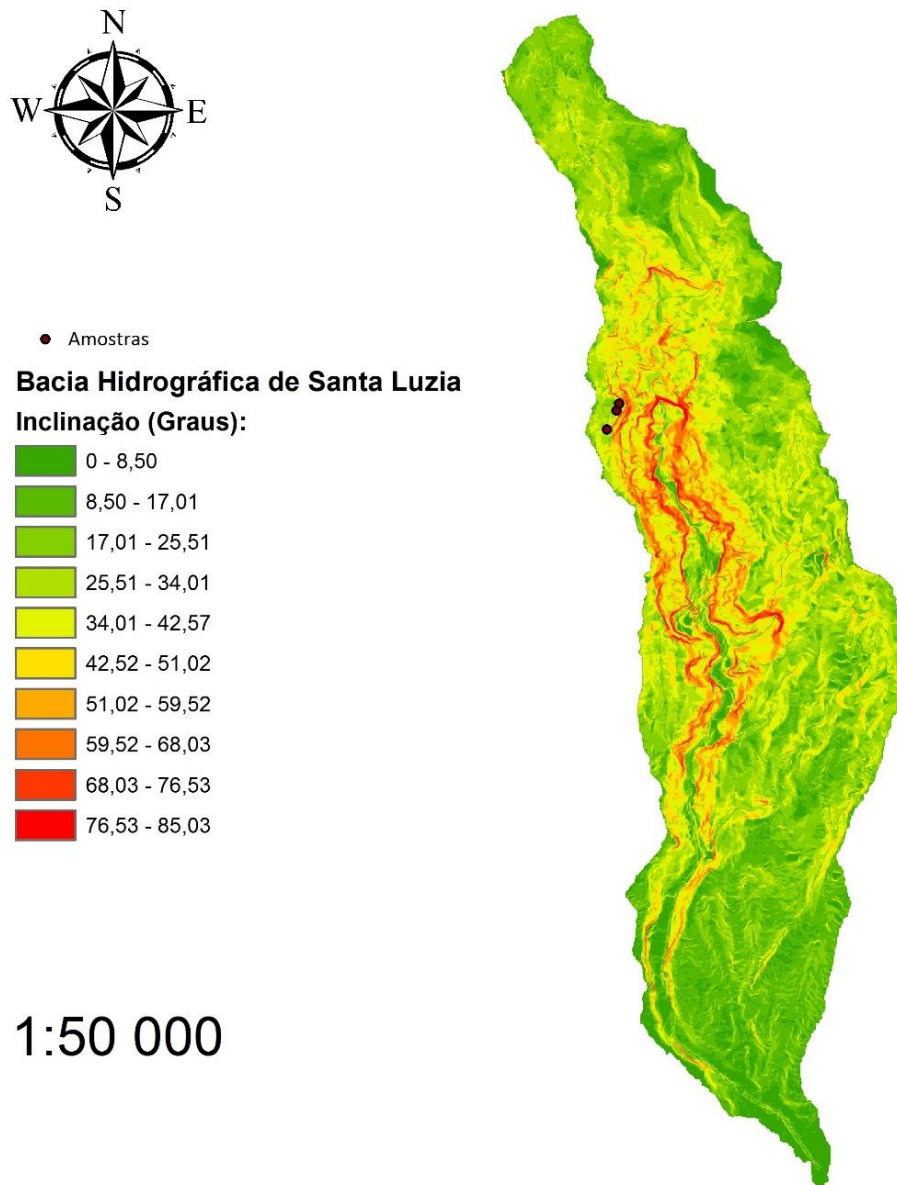


Figura 4.26 – Mapa de declives da bacia hidrográfica da ribeira de Santa Luzia. “Informação Geográfica cedida pela Direção Regional do Ordenamento do Território e Ambiente”

Capítulo 5

Conclusões e Perspetivas Futuras

5.1. Conclusões

A bacia hidrográfica de Santa Luzia foi escolhida para a realização de um estudo de caracterização físico-mecânica dos solos no âmbito do projeto “MonitorizaRibeiras” com o objetivo principal de definir limiares de declividade para a condição de estabilidade, indicando as zonas em maior perigo de escorregamento. Para tal, realizou-se uma campanha experimental de vários ensaios de caracterização física e mecânica (de corte) às amostras recolhidas, cujos resultados obtidos forneceram os parâmetros a utilizar numa análise de estabilidade de taludes de várias inclinações. No entanto, os parâmetros obtidos resultaram em Fatores de Segurança elevados, maiores que a unidade, que é o valor indicador do limite estável. Esses resultados remetem para a ideia de que, sob as condições estudadas os taludes encontram-se sempre em equilíbrio. Apenas quando foram simuladas condições extremas de inundação do solo, ou seja quando os valores de coesão se anulam, é que o FS se apresentou inferior à unidade.

Os resultados obtidos permitiram estabelecer as seguintes conclusões:

- Observou-se um padrão de valores de ângulo de atrito para os solos ensaiados em torno de 29,5° a 36,5° em concordância com resultados anteriormente obtidos, nomeadamente pelo EARAM.
- Registou-se uma significativa redução da coesão em ambas as amostras à medida que se aumentava o teor em água nos provetes a ensaiar. A redução é maior para o solo da amostra 1 pelo facto de o mesmo possuir menor quantidade de finos, logo menos água adesiva às partículas de argila.
- É importante referir que num solo não saturado existe uma parcela de coesão aparente (sucção) que confere ao solo um acréscimo de resistência aquando da diminuição do teor em água e, de modo inverso, uma diminuição da resistência quando se dá o aumento do teor em água do solo.
- Em sequência do anteriormente concluído, compreende-se então a influência da coesão na estabilidade de um talude, quanto mais coeso um solo, maior será a sua estabilidade.

- Deve-se ainda referir a influência do ângulo de atrito do solo, cujo aumento contribui também para a estabilidade e da inclinação do próprio talude, que ao passo que se torna mais íngreme apresenta-se cada vez menos estável.
- Portanto, durante um episódio de precipitação, a camada superior do solo ao absorver a água da chuva sofre o avanço da frente de saturação provocando a diminuição da coesão e conseqüentemente a diminuição da resistência ao corte e um aumento no peso do solo, proporcionando o risco de deslizamentos.
- Estes deslizamentos são geralmente superficiais, uma vez que a perda de resistência ocorre paralela ao desenvolvimento do terreno.
- Relativamente aos sensores de medição do teor em água do solo, rapidamente se conclui que são equipamentos de grande utilidade quando implementados num sistema de monitorização. Por conseguinte, deve-se salientar que a sua instalação deve ser planeada em concordância com a localização de udógrafos, permitindo assim estabelecer relações entre os dados registados por cada equipamento.
- Tendo em conta os equipamentos apresentados no capítulo 3, seria vantajosa, por exemplo, a implementação de sondas como a R40 (*vide* figura 3.2), pois a possibilidade de medição do teor em água a diferentes profundidades do solo, neste caso de 10 em 10 centímetros, fornece um perfil do teor em água que permite uma melhor caracterização da variação da humidade presente no solo.
- Os resultados deste trabalho fornecem um contributo ao projeto “MonitorizaRibeiras”, pois fazem uma caracterização física-mecânica dos solos de uma das bacias instrumentada, permitindo um maior conhecimento da probabilidade do seu escorregamento e das zonas onde tal pode ocorrer.

5.2. Perspetivas Futuras

Efetuar uma caracterização completa e detalhada dos solos de uma bacia hidrográfica é um processo que, devido à sua amplitude, se revela moroso e trabalhoso e que envolve muito trabalho de recolha e análise de dados. De modo a continuar tentar compreender de que forma os solos da região se comportam nas mais diversas condições de adversidade sugere-se:

- Investigar/analisar as características físico-mecânicas dos solos noutras pontos da bacia Santa Luzia, para uma caraterização mais abrangente.
- Realizar um estudo semelhante para as outras bacias da Região, monitorizadas pelo Sistema MonitorizaRibeiras, de modo a integrar todo o conhecimento numa base de dados.
- Implementar os sensores do tipo FDR, que permitem um perfil do teor em água do solo em profundidade, para a medição de saturação do solo nos pontos da bacia hidrográfica de Santa Luzia que foram alvo do presente trabalho e analisar o seu comportamento perante situações críticas de precipitação.

Referências

- [1] Ascenso, V., & Zêzere, J. L. (2013). Limiares de precipitação para a ocorrência de cheias e deslizamentos, no concelho da Batalha. *VI Congresso Nacional de Geomorfologia*, 72-75.
- [2] Benson, C. H., & Wang, X. (2006). Temperature-compensating calibration procedure for water content reflectometers. *Proc. TDR*.
- [3] Bepalova, H. N. (2001). The assessment of reservoir slope stability. *Engineering Geology and the Environment*, 5, 3829-3830.
- [4] Brum da Silveira, A., Madeira, J., Ramalho, R., Fonseca, P., & Prada, S. (2010). *Notícia Explicativa da Carta Geológica da Ilha da Madeira na Escala 1:50.000, Folhas A e B*. Funchal: Secretaria Regional do Ambiente e Recursos Naturais, Região Autónoma da Madeira e Universidade da Madeira.
- [5] Calle, J. A. (2000). *Análise de Ruptura de Talude em Solo Não Saturado*. Dissertação de Mestrado, São Carlos.
- [6] Campbell Scientific, I. (2015). *Campbell Scientific*. Obtido em 06 de junho de 2015, de <http://s.campbellsci.com/documents/us/manuals/cs616.pdf>
- [7] CampbellScientific. (7 de fevereiro de 2014). Obtido em 28 de agosto de 2015, de https://s.campbellsci.com/documents/us/product-brochures/b_cs650.pdf
- [8] CampbellScientific. (2015). *HS2*. Obtido em 28 de agosto de 2015, de <https://www.campbellsci.com/hs2>
- [9] CampbellScientific. (2015). *HS2P*. Obtido em 28 de agosto de 2015, de <https://www.campbellsci.com/hs2p>
- [10] CampbellScientific. (2015). *Soil Science and Soil Moisture - Products for stand-alone soil monitoring*. Obtido em 13 de junho de 2015, de <https://www.campbellsci.com/soil-science%20-%20more>
- [11] Chandler, D. G., Seyfried, M., Murdock, M., & McNamara, J. P. (2004). Field Calibration of Water Content Reflectometers. *Soil Science Society of America Journal*, 68 (5), 1501-1507.
- [12] Chigira, M., Wang, W.-N., Furuya, T., & Kamai, T. (2003). Geological causes and geomorphological precursors of the Tsaoling landslide triggered by the 1999 Chi-Chi earthquake, Taiwan. *Engineering Geology*, 259–273.
- [13] Craig, R. F. (2004). *Craig's Soil Mechanics*. Taylor & Francis e-Library.
- [14] Cruden, D. (1991). A simple definition of a landslide. *Bulletin International Association for Engineering Geology*, 43, 27-29.

- [15] Czarnomski, N. M., Moore, G. W., Pypker, T. G., Licata, J., & Bond, B. J. (2005). Precision and accuracy of three alternative instruments for measuring soil water content in two forest soils of the Pacific Northwest. *Canadian journal of forest research*, 35 (8), 1867-1876.
- [16] Das, B. M. (2008). *Advanced Soil Mechanics*. Taylor and Francis e-Library.
- [17] DecagonDevices. (2015). *5TM SOIL MOISTURE AND TEMPERATURE SENSOR*. Obtido em 28 de agosto de 2015, de <http://www.decagon.com/products/soils/volumetric-water-content-sensors/5tm-soil-moisture-and-temperature-sensor/>
- [18] DecagonDevices. (2015). *Volumetric water content sensors*. Obtido em 15 de junho de 2015, de <http://www.decagon.com/products/soils/volumetric-water-content-sensors/>
- [19] Delta-TDevices. (2015). *Soil Moisture Measurement*. Obtido em 15 de junho de 2015, de <http://www.delta-t.co.uk/product-category.asp?div=Soil%20Science>
- [20] Duncan, J. M., & Wright, S. G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. New Jersey: John Wiley and Sons, Inc.
- [21] Dyminski, A. S. (s.d.). Noções de estabilidade de taludes e contenções. *Notas de Aula - Estabilidade de Taludes*.
- [22] Geo-slope. (2005). *Why do slopes become unstable after rainfall events?* Obtido em 11 de março de 2015, de <http://www.geo-slope.com/res/Whydoslopesbecomeunstableafterrainfallevents.pdf>
- [23] Gostelow, T. P. (1991). *Rainfall and Landslides*. Obtido em 13 de junho de 2015, de <http://eird.org/deslizamientos/pdf/eng/doc5752/doc5752-1.pdf>
- [24] Hack, H. R. (1997). Quantification of weathering. *Engineering Geology and the Environment*. Atenas.
- [25] Hengxing, L., Chenghu, Z., Lee, C. F., Sijing, W., & Faquan, W. (2003). Rainfall-induced landslide stability analysis in response to transient pore pressure: A case study of natural terrain landslide in Hong Kong. *Science in China Ser. E. Technological Science*, 46, 52-68.
- [26] Highland, L. M., & Bobrowsky, P. (2008). *O Manual do Deslizamento - Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos*. Reston, Virginia: U. S. Geological Survey.
- [27] IMKO. (2012). *Precise moisture measurement*. Obtido em 13 de junho de 2015, de <http://imko.de/en/products/soilmoisture/soil-moisture-sensors>
- [28] IMKO. (2012). *Precise readings form the basis of your scientific work!* Obtido em 13 de junho de 2015, de <http://imko.de/en/about-trime-tdr/soil-moisture-measurement-in-comparison>
- [29] IMKO. (s.d.). *Comparison of Soil Moisture Tube Access Probes*. Obtido em 13 de junho de 2015, de <http://www.imko.de/pdfviews/comparison-of-profile-probes.html>

- [30] Institute, A. E. (s.d.). *Disaster Resilience Education for Schools*. Obtido em 20 de abril de 2015, de <https://schools.aemi.edu.au/landslide/real-life-landslide-stories>
- [31] International, G.-S. (2005). *Geo-Slope / Direct Contact*. Obtido em 18 de junho de 2015, de http://www.geo-slope.com/contact/directcontact_apr05.html
- [32] Ji-Cheng, W., Xiao-Nan, G., & Shi-guo, M. (2014). Effects of Pore-water Pressure Distribution on Slope Stability under Rainfall Infiltration. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19, 1677-1685.
- [33] Kay, J. N., & Chen, T. (1995). Rainfall-Landslide Relationship for Hong Kong. *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*, 113 (2), 117-118.
- [34] Lang, Y.-H., & Nakamura, H. (2011). Theoretical explanation on the characteristics of earthquake induced landslides by computation on model slopes. *Modeling and Computation in Engineering*, 133-138.
- [35] Lourenço, J. C., Brito, J. M., Santos, J., Rosa, S. P., Rodrigues, V. C., & Oliva, R. (2010). Geotechnical characterization of volcanic rocks and soils of Madeira Island. *Volcanic Rock Mechanics*, 45-52.
- [36] Marangon, M. (2009). *Unidade 5 – Resistência ao Cisalhamento dos Solos*. Obtido em 15 de maio de 2015, de http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P1.pdf
- [37] Marques, R., Zêzere, J. L., Amaral, P., & Queiroz, G. (2010). Desenvolvimento de um Sistema Empírico de Alerta para Movimentos de Vertente (ELEWS-Pov) através da aplicação da Distribuição Generalizada dos Valores Extremos (dGVE) na determinação de limiares de precipitação no concelho da Povoação. *Actas/Proceedings do V Congresso Nacional de Geomorfologia, Porto*, 327-332.
- [38] Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais*. Porto: FEUP Edições.
- [39] Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica (Volume 2)*. Porto: FEUP Edições.
- [40] Matziaris, V., & Sakellariou, M. (2005). Modeling the effect of rainfall in unsaturated slopes. *IASME Transactions, International Conference On Energy, Environment, Ecosystems And Sustainable Development*, 3, 442-447.
- [41] Mesquita, V. M. (2013). *Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Blocos em Taludes Rochosos*. Dissertação de Mestrado, Porto.
- [42] Miguel, D. N. (2012). *Análise de Estabilidade de Taludes Recorrendo a Programas de Cálculo, Aplicação a um caso prático*. Dissertação de Mestrado, Funchal.
- [43] Mittelbach, H., Lehner, I., & Seneviratne, S. I. (2012). Comparison of four soil moisture sensor types under field conditions in Switzerland. *Journal of Hydrology*, 430, 39-49.
- [44] Murthy, V. N. (2002). *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. CRC Press.

- [45] Ng, C. W., & Shi, Q. (2003). The stability of unsaturated soil slopes subjected to rainfall infiltration. *Numerical Analysis and Modelling in Geomechanics*, 104-131.
- [46] Nunes, M. S. (2010). *Fundamentos de Mecânica dos Solos*. Belo Horizonte.
- [47] Pereira, S., & Zêzere, J. L. (2012). Empirically-based rainfall thresholds for debris flow occurrence in the north of Portugal. *XII Reunión Nacional de Geomorfología*, 109-112.
- [48] Pinotti, A. M., & Carneiro, C. D. (2013). Geologia Estrutural na previsão e contenção de queda de blocos em encostas: aplicação no Granito Santos, SP. *TERRÆ DIDÁTICA*, 9-2, 132-168.
- [49] Pinto, R. C., Passos, E., & Caneparo, S. C. (2013). Considerações a respeito dos condicionantes utilizados em pesquisas envolvendo movimentos de massa. *Geingá: Revista do Programa de Pós-Graduação em Geografia*, pp. 102-124.
- [50] Robinson, D. A., Campbell, C. S., Hopmans, J. W., Hornbuckle, B. K., Jones, S. B., Knight, R., & ... & Wendroth, O. (2008). Soil moisture measurement for ecological and hydrological watershed-scale observatories: A review. *Vadose Zone Journal*, 7 (1), 358-389.
- [51] Salem, T. N. (2002). General equation for calculating the factor of safety in homogenous $c-\phi$ slopes. *Landslides*, 681-688.
- [52] Secretaria Regional do Equipamento Social - Região Autónoma da Madeira; Instituto Superior Técnico; Universidade da Madeira; Laboratório Regional de Engenharia Civil. (2010). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira, Anexo D – Caracterização geotécnica*. Funchal.
- [53] Secretaria Regional do Equipamento Social - Região Autónoma da Madeira; Instituto Superior Técnico; Universidade da Madeira; Laboratório Regional de Engenharia Civil. (2010). *Estudo de Avaliação do Risco de Aluviões na Ilha da Madeira - Relatório Base*. Funchal.
- [54] Secretaria Regional do Equipamento Social - Região Autónoma da Madeira; Instituto Superior Técnico; Universidade da Madeira; Laboratório Regional de Engenharia Civil. (16 de dezembro de 2011). *O Evento de 20 de Fevereiro de 2010 e a Definição de Critérios de Risco e de Dimensionamento*. Obtido em 18 de março de 2015, de http://www.ordemengenheiros.pt/fotos/dossier_artigo/20111216_balmeida_17624612954ef0a1b33d1ba.pdf
- [55] Senneset, K. (2001). Natural and man-made hazards: Landslides, stability analysis, control, case histories. *Engineering Geology and the Environment*, 3713-3726.
- [56] SentekTechnologies. (2015). *Products and Services*. Obtido em 15 de junho de 2015, de <http://www.sentek.com.au/products/enviro-scan-probe.asp>
- [57] Silva, A. J., & Carvalho, F. G. (2007). Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 31, 853-862.

- [58] Silva, C. R., Andrade Júnior, A. S., & Souza, C. F. (2008). Aspectos práticos na utilização da técnica de capacitância: desafios e aprendizagem. *Aplicações de Técnicas eletromagnéticas para o monitoramento ambiental*, 1, 25-45.
- [59] Skierucha, W., & Wilczek, A. (2010). A FDR sensor for measuring complex soil dielectric permittivity in the 10–500 MHz frequency range. *Sensors*, 10 (4), 3314-3329.
- [60] Soares, F. L., & Filho, G. M. (2015). Correlação entre movimentos de massa e pluviosidade nas encostas de João Pessoa/BP - Brasil. *Geotecnia*, 133, 51-62.
- [61] software.com.br. (2015). *Slide 6.0*. Obtido em 06 de julho de 2015, de <http://www.software.com.br/p/slide-6-0>
- [62] Souza, C. F., Pires, R. C., de Miranda, D. B., & Varallo, A. C. (2014). Calibração de sonda FDR e TDR para a estimativa da umidade em dois tipos de solo. *IRRIGA*, 18 (4) , 597-606.
- [63] Spínola, A. V. (2010). Caracterização Hidráulica, Hidrológica e de Transporte Sólido do Evento de 20 de Fevereiro de 2010 na Bacia Hidrográfica da Ribeira de Santa Luzia - Ilha da Madeira. *Dissertação de Mestrado. Funchal*.
- [64] Stacheder, M., Koeniger, F., & Schuhmann, R. (2009). New dielectric sensors and sensing techniques for soil and snow moisture measurements. *Sensors*, 9(4) , 2951-2967.
- [65] TERRAPROTechnologies. (2015). *SENSOR DE HUMIDADE DO SOLO - uSoil R10*. Obtido de TERRAPRO Technologies: <http://www.terraprotechnologies.com/#!r10/c1aw2>
- [66] TERRAPROTechnologies. (2015). *SENSOR DE HUMIDADE DO SOLO - uSoil R40*. Obtido de TERRAPRO Technologies: <http://www.terraprotechnologies.com/#!produtos1/c1aid>
- [67] tvi24. (5 de novembro de 2012). *Mau tempo na Madeira*. Obtido em 25 de março de 2015, de <http://www.tvi24.io1.pt/fotos/53f513e03004540d1c50c561/1>
- [68] ukgeohazards. (2012). *Landslide & Slope Instability Geohazards*. Obtido em 21 de maio de 2015, de http://www.ukgeohazards.info/pages/eng_geol/landslide_geohazard/eng_geol_landslides_index.htm
- [69] Vicili, C. (2003). *Determinação dos Parâmetros de Resistência do Solo de Ijuí a partir do Ensaio de Cisalhamento Direto - Trabalho de Conclusão de Curso*. Ijuí-RS.
- [70] WaybackMachine. (2002). *What is TDR and FDR exactly?* Obtido em 20 de junho de 2015, de <https://web.archive.org/web/20120202200120/http://www.sowacs.com/sensors/whatistdrfdr.html>
- [71] WaybackMachine. (s.d.). *Capacitance Sensors (FDR)*. Obtido em 18 de junho de 2015, de <https://web.archive.org/web/20121231214935/http://www.sowacs.com/sensors/capacitance.html>

- [72] Wieczorek, G. F. (1987). Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Mountains, California. *Reviews in Engineering Geology*, 7, 93-104.
- [73] Yeh, H.-F., Lee, C.-C., & Lee, C.-H. (2008). A Rainfall-Infiltration Model For Unsaturated Soil Slope Stability. *J. Environ. Eng. Manage*, 18(4), 261-268.