

Universidade de Lisboa
Faculdade de Ciências
Departamento de Geologia



LISBOA

UNIVERSIDADE
DE LISBOA

**ANÁLISE DOS CONDICIONAMENTOS À CONSTRUÇÃO
NUMA ENCOSTA COM INSTABILIDADES**

Filipa Maria Carreira de Sousa

Dissertação

Mestrado em Geologia do Ambiente, Riscos Geológicos e
Ordenamento do Território

2013

Universidade de Lisboa
Faculdade de Ciências
Departamento de Geologia



LISBOA

UNIVERSIDADE
DE LISBOA

**ANÁLISE DOS CONDICIONAMENTOS À CONSTRUÇÃO
NUMA ENCOSTA COM INSTABILIDADES**

Filipa Maria Carreira de Sousa

Dissertação

Mestrado em Geologia do Ambiente, Riscos Geológicos e
Ordenamento do Território

Dissertação orientada pelo Professor Doutor Fernando M. S. F. Marques
(FCUL) e pela Doutora Celeste R. R. Jorge (LNEC)

2013

AGRADECIMENTOS

A realização do presente trabalho teve o contributo de várias pessoas, às quais não poderia deixar de prestar o meu sincero agradecimento:

Ao Professor Doutor Fernando Marques, pela disponibilidade, pelo apoio no esclarecimento de dúvidas, pelas sugestões e pelo incentivo.

À Doutora Celeste Jorge, pela disponibilidade, pela incansável paciência e motivação, pela amizade e por todo o apoio dado ao longo do trabalho.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, especialmente à Professora Laura Caldeira, Diretora do Departamento de Geotecnia, e ao Doutor Telmo Jeremias, Chefe do Núcleo de Geologia de Engenharia e Ambiente, por terem disponibilizado meios para a realização do trabalho de campo e possibilitado a realização dos ensaios de laboratório e dos perfis de resistividade.

À Câmara Municipal Odivelas, na pessoa do Sr. Arquiteto Nuno Neves, por toda a informação fornecida e por todos os meios disponibilizados.

Aos técnicos do LNEC: Amélia Reis, Fernando Rodrigues, António Cardoso, Carlos “Calcinhas”, Valter Rodrigues e Joaquim Timóteo por estarem sempre disponíveis, terem sido incansáveis e por terem tido sempre uma palavra de ânimo.

Ao meu “colega de carteira”, Luís Gouveia, pela preciosa ajuda no trabalho de campo e em tudo o resto, sempre que precisei de ajuda, pela constante disponibilidade, incentivo e bom humor.

A todos aqueles que não foram aqui mencionados, mas cujo contributo também foi essencial.

À minha família e amigos, pelo apoio e incentivo constante, pela persistência e pela paciência inesgotável.

Muito obrigada a todos!

ÍNDICE DE GERAL

1.	INTRODUÇÃO	17
2.	ESTADO DA ARTE	19
2.1.	Movimentos de Vertente e sua Classificação.....	21
2.2.	Fatores Condicionantes dos Processos de Instabilidade	37
2.2.1.	Litologia e Propriedades dos Materiais	38
2.2.2.	Geomorfologia	40
2.2.3.	Estrutura e Estado de Tensão	41
2.2.4.	Presença de vegetação	42
2.2.5.	Meteorização e Erosão	43
2.3.	Fatores Desencadeantes dos Processos de Instabilidade	44
2.3.1.	Precipitação Intensa	44
2.3.2.	Alterações do Nível de Água	46
2.3.3.	Sismos.....	46
3.	METODOLOGIA PARA O ESTUDO DA ESTABILIDADE DE VERTENTES	48
3.1.	Etapas da Metodologia	48
3.2.	Métodos de Análise de Estabilidade de Vertentes (Equilíbrio Limite).....	49
3.2.1.	Método do Talude Infinito	51
3.2.2.	Métodos de Fatias	54
4.	METODOLOGIA PARA O CASO DE ESTUDO.....	58
4.1.	Definição do Problema e Objetivos	59
4.2.	Estudo de Gabinete e Recolha da Informação de Base	60
4.2.1.	Enquadramento do Local em Estudo	60
4.2.1.1.	Localização	60
4.2.1.2.	Geomorfologia	62
4.2.1.3.	Geologia e Tectónica	66
4.2.1.4.	Sismicidade.....	67

4.2.1.5.	Hidrogeologia.....	68
4.2.1.6.	Condições Climáticas.....	69
4.2.2.	Análise de Fotografia Aérea e de Ortofotomapa	75
4.2.3.	Informação Geotécnica.....	77
4.2.3.1.	Sondagens.....	78
4.2.3.2.	Poços.....	81
4.3.	Levantamentos de Campo.....	84
4.4.	Ensaio Complementares.....	88
4.4.1.	Análise Granulométrica.....	90
4.4.2.	Limites de Consistência.....	92
4.4.3.	Ensaio de Corte Direto	92
4.4.4.	Perfis de Resistividade Elétrica.....	95
4.5.	Avaliação Das Condições de Estabilidade da Vertente em Estudo	98
5.	CONCLUSÕES.....	106
6.	BIBLIOGRAFIA	108
	ANEXOS.....	I

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de queda ou desabamento numa arriba costeira (Flageollet e Weber, 1996).....	24
Figura 2 – Fotografia ilustrativa de uma arriba com depósitos de desabamentos (Praia da Assafora, 1996).....	25
Figura 3 – Exemplo de tombamento flexural e em bloco (adaptado de Dikau <i>et al.</i> , 1996).	27
Figura 4 – Fotografias ilustrativas de dois blocos em risco de tombamento (a vermelho) em ambiente costeiro (fotografias tiradas em 1996 nas Azenhas do Mar e em São João do Estoril, respetivamente).....	28
Figura 5 – Esquemas ilustrativos de escorregamentos rotacionais: a) em rocha e b) em solos (adaptado de Cruden e Varnes, 1996).	30
Figura 6 – Fendas de tração transversais resultantes de um escorregamento rotacional que terminou num fluxo (Cruz Quebrada, 1996).	31
Figura 7 – Esquema dos vários tipos de escorregamentos: a) simples, b) múltiplos e c) sucessivos (adaptado de Hutchinson (1988) e de Claws e Comfort (1982)).....	32
Figura 8 – Fotografia ilustrativa da cicatriz de um escorregamento rotacional que, posteriormente, originou um fluxo (Cruz Quebrada, 1996).	33
Figura 9 – Esquema ilustrativo de escorregamentos translacionais: a) em detritos e b) em maciço rochoso (adaptado de Cruden e Varnes, 1996).	34
Figura 10 – Esquema ilustrativo de expansões laterais: a) e b) em rocha e c) em materiais coesivos (adaptado de Varnes, 1978).	36
Figura 11 – Fotografia ilustrativa de um fluxo ocorrido após um deslizamento rotacional (Cruz Quebrada, 30-01-1996).....	37
Figura 12 – Esquema de deslizamento planar (a) e em cunha (b) em maciços rochosos (Wyllie e Mah, 2004).	42
Figura 13 – Exemplo das alterações do FS com o tempo (adaptado de Popescu, 1994).	50
Figura 14 – Esquema das grandezas envolvidas na aplicação do método do talude infinito para solos coesivos e direção do fluxo de água paralela à superfície (adaptado de Abramson <i>et al.</i> , 2002).....	54
Figura 15 – Enquadramento do local em estudo (sem escala).	60
Figura 16 – Enquadramento da área em estudo a vermelho (imagem retirada do <i>Google Earth</i> , sem escala).....	61

Figura 17 – Enquadramento da área em estudo a vermelho (imagem retirada do <i>Google Earth</i>).	61
Figura 18 – Perspetiva do talude em estudo com uma sobrelevação de 3x (sem escala).	62
Figura 19 – Localização dos perfis topográficos realizados na área em estudo.	63
Figura 20 – Geometria da vertente para cada um dos perfis realizados.	64
Figura 21 – Imagem ilustrativa da topografia da vertente em estudo (2D) com a indicação do local das sondagens.	65
Figura 22 – Linhas de água que atravessam o local do estudo.	65
Figura 23 – Excerto da Carta Geológica 34B Loures na escala 1:50 000 (figura com escala modificada, ampliada 2x) com a identificação da área em estudo a vermelho.	66
Figura 24 – Mapa da sismicidade histórica de Portugal continental (imagem retirada do Atlas do Ambiente).	68
Figura 25 – Evidências de ravinamento na vertente em estudo.	69
Figura 26 – Médias dos valores mínimos, máximos e médios da temperatura mensal (dados do SNIRH, 2013).	70
Figura 27 – Precipitações totais anuais para os anos hidrológicos de 1938 a 2012. ..	71
Figura 28 – Precipitações médias mensais.	72
Figura 29 – Precipitações acumuladas (3 dias).	72
Figura 30 – Precipitações acumuladas (5 dias).	73
Figura 31 – Precipitações acumuladas (7 dias).	73
Figura 32 – Precipitações acumuladas (15 dias).	73
Figura 33 – Precipitações acumuladas (30 dias).	74
Figura 34 – Vertente original na fotografia a) (1960) e marcação dos aterros e da base da vertente original nas fotografias b) (1965), c) (1977) e d) (1982).	76
Figura 35 – Localização das sondagens realizadas e dos respetivos perfis interpretativos.	78
Figura 36 – Localização dos poços realizados.	82
Figura 37 – Aspeto das areias e cascalho encontrados no local em estudo.	84
Figura 38 – Aspeto do material siltoso encontrado no local em estudo.	85
Figura 39 – Distribuição das áreas com canavial e localização de uma mina de água.	86
Figura 40 – Pequena escarpa no bordo Sul da encosta.	87
Figura 41 – Zona onde existe material que foi mobilizado e traçado da cicatriz de rotura no sector W (linha a cheio) e da escarpa no sector E (linha a tracejado).	88

Figura 42 – Localização dos pontos de recolha de amostras (AM1, AM2 e AM3).	89
Figura 43 – Recolha de amostras para ensaios laboratoriais.	90
Figura 44 – Curva Granulométrica da amostra AM1.	91
Figura 45 – Curva Granulométrica da amostra AM3.	91
Figura 46 – Esquema de um aparelho de corte direto (Fernandes, 2006).	93
Figura 47 – Representação gráfica para a determinação do ângulo de atrito interno efetivo e da coesão efetiva através do ensaio de corte direto (Fernandes, 2006).	93
Figura 48 – Resultados dos ensaios de corte direto para a amostra AM1.	94
Figura 49 – Resultados dos ensaios de corte direto para a amostra AM3.	94
Figura 50 – Dispositivos de Wenner e de Dipolo-Dipolo (adaptado de Mota, 2008). ..	96
Figura 51 – Localização dos perfis de resistividade elétrica realizados.	97
Figura 52 – Perfis escolhidos para a análise de estabilidade.	99
Figura 53 – Análise de estabilidade para a situação inicial (antes do movimento) do Perfil W com pormenor na superfície de rotura.	101
Figura 54 – Análise de estabilidade para a situação atual do Perfil W com pormenor na superfície de rotura (o ponto a vermelho corresponde ao eixo de rotação do movimento).	102
Figura 55 – Análise de estabilidade para a situação inicial (antes do movimento) do Perfil E com pormenor na superfície de rotura (o ponto a vermelho corresponde ao eixo de rotação do movimento).	103
Figura 56 – Análise de estabilidade para a situação atual do Perfil E com pormenor na superfície de rotura (o ponto a vermelho corresponde ao eixo de rotação do movimento).	104

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 – Tipos de Movimentos de Massa de Vertente (adaptado de Varnes, 1978).	22
Quadro 2 – Escala de velocidades de deslocamento para os movimentos de vertente (adaptado de Varnes, 1978).	23
Quadro 3 – Estabilidade relativa em função do FS.....	50
Quadro 4 – Condições de equilíbrio satisfeitas para cada um dos métodos de fatias (adaptado de Abramson <i>et al.</i> , 2002).	55
Quadro 5 – Síntese dos aspetos mais gerais relativos às sondagens realizadas.	79
Quadro 6 – Resultados dos ensaios SPT para as 7 sondagens.	79
Quadro 7 – Correlação entre os resultados dos ensaios SPT, a compacidade e o ângulo de atrito interno efetivo para materiais arenosos (adaptado de Terzaghi <i>et al.</i> , 1996 e de Vallejo <i>et al.</i> , 2002).	80
Quadro 8 – Parâmetros geotécnicos estimados (Tecnasol, 2002).	81
Quadro 9 – Dados referentes aos poços realizados.	83
Quadro 10 – Valores obtidos para o limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), peso volúmico húmido (γ_H), peso volúmico (γ_S) seco e densidade das partículas sólidas (G), para cada uma das amostras analisadas.	92
Quadro 11 – Valores de resistividade para alguns tipos de material (adaptado de Vallejo <i>et al.</i> , 2002).	96
Quadro 12 – Coordenadas dos pontos extremos de cada um dos perfis de resistividade realizados.	98

LISTA DE ACRÓNIMOS

ASTM	American Society for Testing and Materials
CAD	Computer Aided Design
CMO	Câmara Municipal de Odivelas
IDL	Instituto Geofísico do Infante D. Luiz
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MDT	Modelo Digital do Terreno
SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
TIN	Triangulated Irregular Network
TRB	Transportation Research Board dos Estados Unidos

LISTA DE SÍMBOLOS

b	Largura da fatia de solo
c'	Coesão efetiva
E	Elementos em risco
FS	Fator de segurança
G	Fator geométrico (variável em função da disposição dos elétrodos)
h	Altura da fatia de solo
I	Intensidade da corrente elétrica injetada no terreno
N'	Força normal efetiva
P	Perigosidade natural
R _e	Risco específico
R _t	Risco total
S	Força de corte mobilizada no plano de rotura
U	Pressão neutra
V	Vulnerabilidade
W	Peso da fatia de solo
β	Declive da vertente
γ_m	Peso específico natural do solo
γ_{sat}	Peso específico do solo saturado
γ_{sub}	Peso específico do solo submerso
γ_w	Peso específico da água
ΔV	Diferença de potencial elétrico entre os pontos P1 e P2
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
2π	Constante correspondente ao semi-espaco considerado
ρ	Resistividade elétrica do meio (ohm.m)

- σ' Tensão normal efetiva
- σ_n Tensão normal atuante sobre o mesmo plano
- τ Tensão de corte ao longo de um plano

RESUMO

Palavras-chave: movimentos de vertente, zonas urbanas, estabilidade de vertentes, fator de segurança, concelho de Odivelas.

A ocorrência de instabilidades em vertentes em zonas urbanizadas é um problema frequente e pode acarretar graves consequências para pessoas, estruturas, edificações ou atividades antrópicas. A deslocação das populações do campo para a cidade, e a falta de recursos, levaram a que muitas zonas de terrenos de estabilidade precária fossem ocupadas de uma forma desregrada e desorganizada. Um dos exemplos desse tipo de ocupação é o concelho de Odivelas, no qual existem bairros habitacionais estabelecidos em áreas propícias à ocorrência de escorregamentos.

A zona em estudo corresponde a uma vertente onde foram sendo depositados elevados volumes de aterro ao longo dos anos e onde já se verificaram instabilidades no passado. Considerou-se, deste modo, que seria útil fazer uma análise de estabilidade para a vertente, com base nas metodologias atualmente existentes, de forma a avaliar se a mesma apresentava potencial para uma eventual ocupação futura.

Para a realização do estudo foi feita uma recolha de toda a informação existente, que incluiu bibliografia da especialidade, cartas geológicas a diferentes escalas, topografia de pormenor, relatórios geotécnicos, boletins de sondagens e poços, boletins de ensaios laboratoriais, inventários e fotografias aéreas, de forma a conhecer com mais detalhe as particularidades do local.

Foram, igualmente, efetuados levantamentos de campo com vista à caracterização da vertente e identificação de indícios de instabilidades ocorridas. Para a determinação dos parâmetros geotécnicos dos materiais existentes foram, ainda, recolhidas amostras para ensaios laboratoriais.

Depois de compilada toda a informação e de elaborado o modelo digital do terreno, foi efetuada a análise da estabilidade do talude, com a realização de diversas simulações em que se fez variar os parâmetros geotécnicos, recorrendo a *software* específico para esse efeito. Essa análise permitiu determinar o fator de segurança para dois perfis previamente definidos, tanto para a situação topográfica atual como para o perfil da vertente antes dos movimentos ocorridos.

Verificou-se que, para ambos os casos, os fatores de segurança obtidos foram baixos, o que revela que existe alguma probabilidade de se virem a desencadear

instabilidades futuras na área em estudo, desde que se verifiquem as condições propícias à sua ocorrência, nomeadamente, precipitação intensa ou prolongada, que por vezes ocorrem na região. Como tal, conclui-se que a vertente se encontra instável e que é desaconselhada a sua ocupação futura.

ABSTRACT

Keywords: slope movements, urban zones, slope stability, safety factor, county of Odivelas.

The occurrence of instabilities in slopes in urbanized areas is a common problem in many places and can have serious consequences for persons, structures, buildings or human activities.

The displacement of people from the countryside to the city and the lack of resources led many areas of precarious stability to be occupied in a disorderly and disorganized way. One example of this type of occupation is the county of Odivelas, in which there are several residential neighborhoods established in areas prone to the occurrence of landslides.

The area under study corresponds to a slope where large volumes of landfill were deposited over the years and where instabilities have occurred in the past. It was, therefore, thought to be useful analyzing the stability of the slope based on currently existing methods, to assess whether it had any potential for future occupation.

For the study all the available information was collected and included literature about the subject, geological maps at different scales, detailed topography, geotechnical reports, probes and wells, data from laboratory tests, inventories and aerial photographs, to know more in detail the characteristics of the site.

There were also conducted field surveys for the characterization and identification of signs of instability occurred in the past. For the determination of geotechnical parameters of the existing materials samples for laboratory tests were further collected.

After all the information being compiled and the digital terrain model prepared, the analysis of slope stability was performed using specific software and several simulations were made changing geotechnical parameters. This analysis enabled the assessment of the safety factors for two predefined profiles for both the current topographic context as for the situation before the movement.

It was found that, for both cases the safety factors obtained were low, indicating that there is some probability of a further instability being triggered in the study area, as long as the conditions for its development are verified, particularly, intense or prolonged rainfalls, which sometimes occur in the region. As such, it is concluded that the slope is unstable and that it is inadvisable their future occupation.

1. INTRODUÇÃO

A ocorrência de movimentos de vertente, especialmente em zonas urbanas, é um problema que afeta diversas áreas no nosso país e que, frequentemente, tem graves consequências. Assim sendo, é útil avaliar a estabilidade dessas zonas, de forma a prevenir futuras instabilidades e a apoiar a realização de um planeamento urbano adequado, em que o risco seja minimizado.

A zona a norte de Lisboa, e em particular o concelho de Odivelas, é bastante vulnerável à ocorrência de instabilidades devido ao contexto em que se insere, não só no que diz respeito ao declive das vertentes, como ao tipo de materiais geológicos existentes e às condições climáticas. Este último aspeto é de extrema importância, especialmente no que diz respeito aos regimes de precipitação, visto que, muitas vezes, são os eventos de precipitação intensa ou prolongada que desencadeiam a instabilização dos terrenos.

A área em estudo insere-se numa costeira onde se desenvolveram diversos bairros habitacionais e onde há conhecimento de terem ocorrido instabilidades no passado. Estes bairros foram construídos de uma forma desorganizada, sem terem sido sujeitos a qualquer tipo de planeamento, que considerasse a possibilidade de ocorrência de movimentos de vertente que pudessem vir a afetar as populações e as respetivas habitações ou outras infraestruturas.

Tratando-se de uma zona de potencial ocupação, julgou-se conveniente avaliar a estabilidade de uma vertente onde foram depositados elevados volumes de aterro, que apresentam indícios de já terem sofrido movimentos.

Como foram detetados indícios de instabilidade em dois setores da vertente (E e W), optou-se por definir dois perfis, cada um atravessando uma área de terreno mobilizado, e fazer a respetiva análise de estabilidade. Pretendeu-se, assim, determinar as roturas com o fator de segurança (FS) para o perfil topográfico atual da vertente.

Frequentemente, este tipo de estudos segue uma metodologia específica que passa por diversas etapas. Neste caso o primeiro passo consistiu na compilação de toda a informação de base para caracterizar o local e fazer uma primeira análise da existência de indícios de instabilidades e avaliar a evolução do perfil da vertente ao longo do tempo. Seguiram-se ações de reconhecimento de campo, para confirmação de informação obtida na fase anterior e recolha de nova informação, e a colheita de amostras para ensaios laboratoriais. A elaboração do modelo aproximado do terreno

foi realizada posteriormente, com recurso aos boletins das sondagens e dos poços realizados no local.

Uma das formas mais práticas de avaliar se uma vertente se encontra estável ou não é determinar o FS, recorrendo a *software* específico, e verificar se os valores obtidos correspondem a uma situação de estabilidade ($FS > 1$) ou instabilidade ($FS < 1$). Para tal é necessário o conhecimento do perfil da vertente, da estrutura dos materiais geológicos em profundidade e dos parâmetros geotécnicos que caracterizam os materiais, pelo que muitas vezes se recorre a métodos de prospeção (por exemplo sondagens) e ensaios laboratoriais para obter essa informação.

Deste modo, para o caso em estudo, e após recolhidos os dados necessários, procedeu-se à realização de várias simulações, fazendo variar os parâmetros geotécnicos. Utilizou-se o programa *Slope W* para esse efeito e escolheu-se o método de Morgenstern-Price para a determinação dos fatores de segurança mais baixos e das respetivas roturas associadas, o que permitiu avaliar a estabilidade da vertente e se a mesma apresenta as condições necessárias a uma ocupação futura.

Em termos de estrutura da presente dissertação, optou-se por uma divisão em seis capítulos, que se descrevem de seguida. O primeiro capítulo diz respeito à introdução ao tema a abordar. O segundo capítulo refere-se ao estado da arte, no contexto do estudo dos movimentos de vertente; nele são abordados os vários tipos de movimentos de vertente, bem como os fatores condicionantes e desencadeantes dos processos de instabilidade. No terceiro capítulo são apresentadas as várias etapas da metodologia que frequentemente se segue neste tipo de estudos, bem como os diversos métodos de análise de estabilidade, nomeadamente, os do equilíbrio limite. No quarto capítulo é feita uma descrição de todos os passos que foram seguidos para o caso de estudo, onde também se incluiu a descrição do problema e dos objetivos, de todo o processo de recolha de informação de base (trabalho de gabinete e levantamentos de campo), da realização de ensaios complementares e da avaliação das condições de estabilidade. No quinto capítulo são apresentadas as conclusões e, por último, no sexto capítulo, são apresentadas as referências bibliográficas utilizadas.

2. ESTADO DA ARTE

Ao longo da história das diversas civilizações que ocuparam zonas escarpadas, a ocorrência de movimentos de massa sempre teve grande impacto nas populações, devido à sua capacidade destrutiva. Registos históricos de eventos deste tipo, que datam do século XIX, dão conta da ocorrência de grandes movimentos de massa na Europa, em particular nos Alpes suíços (Turner e Jayaprakash, 1996).

No entanto, apenas quando se deu uma intensificação das atividades humanas sobre o meio natural, resultantes da necessidade da realização de obras de grande ou de pequena envergadura, como estradas, barragens, edifícios habitacionais e outros, houve o reconhecimento da importância do estudo dos movimentos de vertente, uma vez que a sua ocorrência pode causar graves danos com elevados custos naquelas estruturas, assim como levar à perda de vidas humanas.

Dos primeiros trabalhos realizados com o objetivo de definir estratégias para a análise e controlo dos movimentos de vertente destaca-se um relatório elaborado em 1958 pela *Transportation Research Board* (TRB) dos Estados Unidos. Este documento refletia as preocupações com a temática e visava estabelecer metodologias para o controlo dos movimentos de vertente, em especial no sector dos transportes, assumindo que estas metodologias poderiam ser aplicadas a outros contextos em que o perigo de instabilização fosse uma ameaça.

Nos anos que se seguiram, o progresso científico e a experiência que foi sendo adquirida permitiram um melhor conhecimento do comportamento dos materiais geológicos e dos mecanismos que estavam na origem dos movimentos de vertente, permitindo o desenvolvimento de novas metodologias de análise de problemas de instabilização.

A evolução tecnológica, e em particular o desenvolvimento dos computadores, contribuiu em muito para o melhoramento da abordagem deste tipo de problemas, pois permitiram o tratamento de um maior volume de informação em menos tempo e realizar operações de cálculo mais complexas, utilizando métodos de análise mais precisos.

Os aspetos referidos levaram à necessidade de proceder a uma atualização do relatório elaborado em 1958, o que veio a acontecer em 1978.

Na elaboração do novo documento considerou-se que deveriam ser usados critérios universalmente aceites na definição da terminologia a utilizar no âmbito do

estudo da estabilidade de vertentes, de modo a que não houvesse qualquer tipo de ambiguidade na utilização dos diversos conceitos.

Desta forma, também foram surgindo vários autores a propor alternativas para definir um sistema de classificação dos vários tipos de instabilidade de vertente, tais como Varnes (1958), Hutchinson (1967) e Skempton e Hutchinson (1969).

Um dos conceitos fundamentais no contexto dos movimentos de vertente, que nem sempre teve consenso, foi o próprio conceito de movimento de vertente. Cruden (1991) apresentou uma definição simplista, em que considerou aquela designação como “o movimento de uma massa de rocha, detritos ou terra ao longo de uma vertente”, excluindo a subsidência, o colapso e as avalanches (Turner e Jayaprakash, 1996).

Já segundo De Blasio (2011) um movimento de vertente corresponde ao “movimento de rocha, detritos ou solos, causado pela ação da gravidade”. Para distinguir os movimentos de vertente, de outros também originados pela ação da gravidade, o mesmo autor refere que o material mobilizado tem que ter, pelo menos, uma densidade 10% superior à da água.

De acordo com Griffiths (2005) os movimentos de vertente representam o movimento rápido dos materiais constituintes de uma zona declivosa, através da sua queda, escorregamento ou fluxo ou uma combinação dos mesmos. Normalmente, ao movimento está associada uma superfície que separa o material deslocado do material restante e que constitui a superfície de deslizamento (Bell, 2007).

Outras definições importantes, no âmbito desta temática, são as de *perigosidade natural*, de *vulnerabilidade*, de *suscetibilidade* e de *risco*. De acordo com Guzzetti (2005) o conceito de *perigosidade natural* definido por Varnes (1984) continua a ser o mais utilizado. Este autor definiu *perigosidade natural (natural hazard)* como a probabilidade de ocorrência de um evento potencialmente destruidor numa dada área e num determinado período de tempo. Outro conceito definido pelo mesmo autor foi o de *magnitude*, o qual está relacionado com a dimensão da área abrangida pelo movimento e com a sua velocidade (Guzzetti, 2003).

Varnes (1984) sugeriu, também, uma proposta para o conceito de *vulnerabilidade (vulnerability)*, que definiu como o grau de perda de um ou mais elementos em risco, devido à ocorrência de um movimento de vertente com uma determinada magnitude. Este parâmetro pode ser expresso através de uma escala com valores entre 0 e 1, em que o valor “0” corresponde a situações sem perda e o valor “1” a situações de perda total. O conceito de vulnerabilidade pode, ainda, ser definido como o potencial de

sofrer perda, dano ou prejuízo, tendo por base uma perspectiva humana Lee e Jones (2004).

O conceito de *suscetibilidade* (*susceptibility*) é, frequentemente, confundido com o de perigosidade. Segundo a definição proposta por Brabb (1984), *suscetibilidade* é a possibilidade de ocorrência de um movimento de vertente numa determinada área, tendo em conta as condições locais do terreno. Contudo, não considera a probabilidade de ocorrência no tempo, a frequência e a magnitude de possíveis movimentos que se possam verificar.

Outro conceito que importa definir neste contexto é o de *risco total*. Varnes (1984) sugeriu que o mesmo poderia ser traduzido pela equação seguinte:

$$R_t = E \times R_e = E (P \times V) \quad [1]$$

em que:

R_t – risco total

E – elementos em risco

R_e – risco específico

P – perigosidade natural

V – vulnerabilidade

Note-se que o parâmetro E na equação [1] para a determinação do risco total abrange todos os elementos em risco num determinado território, que incluem a população, os equipamentos, as infraestruturas e as atividades económicas, entre outros.

Associados à evolução dos conceitos anteriormente referidos, foram também evoluindo os métodos de análise de estabilidade, com o desenvolvimento de modelos matemáticos cada vez mais precisos, o que permitiu obter resultados mais fiáveis e próximos da realidade.

2.1. MOVIMENTOS DE VERTENTE E SUA CLASSIFICAÇÃO

Os movimentos de vertente caracterizam-se, tal como outros processos naturais, por serem difíceis de prever e por poderem ter graves consequências (Einstein, 1997). Ocorrem, frequentemente, associados a outro tipo de eventos, como por exemplo sismos, e por isso nem sempre aparecem nos registos como se tratando de movimentos de vertente (Schuster, 1996).

De acordo com Terzaghi (1950), as causas dos movimentos de vertente podem ser internas, levando a uma redução da resistência ao corte, ou externas, provocando um aumento na tensão de corte. As primeiras estão relacionadas com aspetos como a rotura progressiva, a meteorização ou a erosão, enquanto as segundas se relacionam com alterações na geometria da vertente, descompressão na base, sobrecarga na crista da vertente, imposição de vibrações no terreno ou alterações do regime de circulação de água.

Segundo Varnes (1978) raramente a ocorrência de instabilidades tem origem num único fator, sendo o resultado de múltiplos fatores, que vão tendo um efeito cumulativo ao longo do tempo, e cuja variabilidade dificulta a caracterização e a comparação entre os vários tipos de movimento (Bromhead, 1992 e Steinacher *et al.*, 2009).

Existem várias propostas para a classificação dos movimentos de vertente, sendo uma das mais conhecidas a que foi proposta por Varnes (1978), a qual vai ser utilizada no presente trabalho. Este autor baseou-se em critérios como o tipo de movimento, o tipo de material, a taxa do movimento, a geometria da superfície de rotura e o estado de atividade, entre outros. No Quadro 1 apresentam-se as designações utilizadas nesta classificação.

Quadro 1 – Tipos de Movimentos de Massa de Vertente (adaptado de Varnes, 1978).

Tipo de Movimento		Tipo de Material		
		Rocha	Solos Predominantemente Grosseiros	Solos Predominantemente Finos
Quedas ou Desabamentos		Queda de blocos	Queda de detritos	Queda de terras
Tombamentos		Tombamento de blocos	Tombamento de detritos	Tombamento de terras
Escorregamentos	Rotacionais	Em maciços rochosos muito degradados	Em detritos	Em terras
	Translacionais	Em rochas	Em detritos	Em terras
Expansões Laterais		Em rochas	Expansões laterais em detritos	Em terras
Fluxos ou Escoadas		Em rochas	Em detritos	Em terras
Complexos		Ocorrência de um ou mais dos principais tipos de movimentos associados		

Varnes (1978) também separou os diversos tipos de movimentos em função da sua velocidade de deslocamento, numa escala que vai desde movimentos extremamente rápidos a movimentos extremamente lentos, tal como se mostra no Quadro 2.

Quadro 2 – Escala de velocidades de deslocamento para os movimentos de vertente (adaptado de Varnes, 1978).

Descrição	Velocidade de
Extremamente rápidos	3 m/s
Muito rápidos	
Rápidos	0,3 m/s
Moderadamente rápidos	1,5 m/dia
Lentos	1,5 m/mês
Muito lentos	1,5 m/ano
Extremamente lentos	60 mm/ano

De seguida descrevem-se as características mais importantes de cada um dos tipos de movimentos da classificação de Varnes (1978).

Quedas ou Desabamentos (*Falls*)

As quedas ou desabamentos são movimentos rápidos a extremamente rápidos que resultam do desprendimento de uma massa de solo ou rocha de uma vertente muito inclinada, em que praticamente não há deslocamento cisalhante (Varnes, 1978; Cruden e Varnes, 1996; Highland e Bobrowsky, 2008). A formação destes blocos de dimensão variável resulta, principalmente, da existência de planos de descontinuidade, como por exemplo superfícies de estratificação, fraturas, falhas, fendas de tração, etc. (Vallejo *et al.*, 2002), que contribuem para a degradação progressiva dos maciços.

Os desabamentos também podem ocorrer devido à subescavação da base das vertentes, o que ocorre muitas vezes em arribas costeiras devido à ação erosiva das ondas, como se exemplifica na Figura 1. No âmbito da ocorrência de movimentos neste tipo de contexto remete-se para o extensivo trabalho de análise da evolução das arribas costeiras do litoral algarvio realizado por Marques (1997).

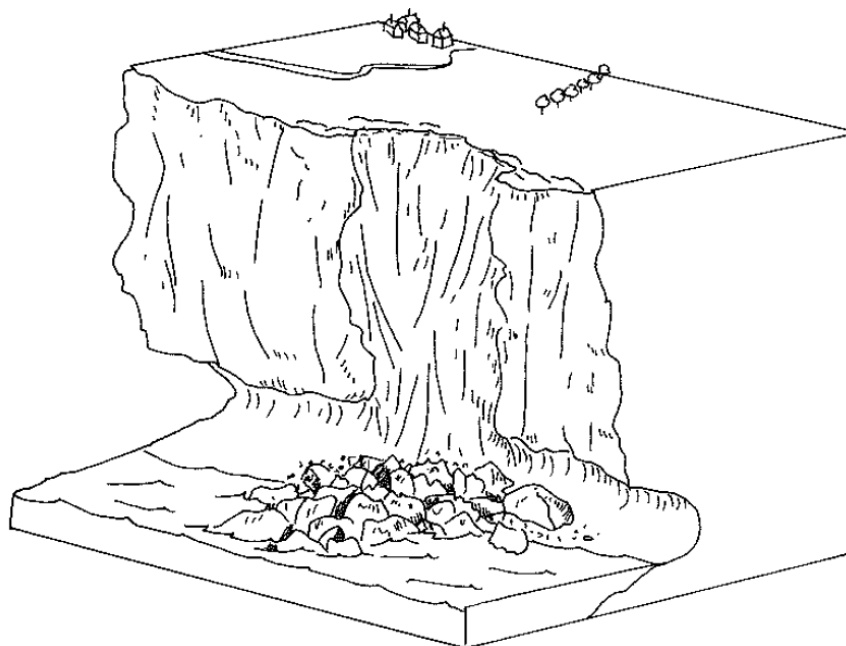


Figura 1 – Esquema de queda ou desabamento numa arribas costeira (Flageollet e Weber, 1996).

Os materiais destacados da vertente podem deslocar-se em queda livre, em vertentes de inclinação superior a 76° , por saltação, para valores intermédios, e por rolamento, quando a superfície do terreno possui um declive inferior a 45° (Cruden e Varnes, 1996), atingindo velocidades elevadas (Highland e Bobrowsky, 2008).

Os blocos mobilizados podem percorrer uma distância considerável em relação ao local da sua origem e fragmentar-se ao longo do seu trajeto, à medida que embatem no terreno. No caso particular das arribas costeiras os materiais que se acumulam na base da vertente, contribuem para minimizar os efeitos da erosão marinha. Na Figura 2 apresenta-se uma fotografia ilustrativa dos depósitos resultantes de desabamentos numa arribas.



Figura 2 – Fotografia ilustrativa de uma arriba com depósitos de desabamentos (Praia da Assafora, 1996).

Os desabamentos ocorrem em diversos locais, desde que as vertentes sejam íngremes, como por exemplo na margem de cursos de água de vales muito encaixados, em que a base das vertentes vai sendo erodida. Quando a queda de materiais instáveis se dá com frequência, estes podem ficar acumulados na base da vertente e constituir cones de detritos com capacidade para originar outros tipos de movimentos, como por exemplo fluxos de detritos.

Tombamentos (*Toppling*)

Os tombamentos são movimentos que têm lugar quando uma massa instável de solo, rocha ou detritos sofre rotação para fora da vertente, ao longo de um eixo posicionado abaixo do seu centro de gravidade (Dikau *et al.* 1996; Cruden e Varnes, 1996; Highland e Bobrowsky, 2008). A velocidade do movimento tende a ser baixa na fase inicial de descompressão e rápida a extremamente rápida quando se dá a queda.

De acordo com Dikau *et al.* (1996), os tombamentos correspondem ao movimento de blocos de geometria aproximadamente colunar, formados por planos de estratificação irregulares, superfícies de clivagem, fraturas ou fendas de tração que possuem inclinação aproximadamente paralela à face da vertente ou para fora desta, sendo o processo de instabilização fortemente condicionado pela descompressão do maciço devida à ação erosiva.

As principais forças que estão na origem deste tipo de movimentos são a pressão exercida pela água, ou pelo gelo, nas discontinuidades existentes e a ação da gravidade. Em menor escala os tombamentos podem, ainda, ser desencadeados por vibrações, escavação da base dos taludes, meteorização e erosão nas margens de cursos de água (Highland e Bobrowsky, 2008).

Por vezes, a presença de estratos argilosos subjacentes também pode provocar este tipo de ocorrências, devido a alterações na quantidade de água presente nesses materiais, que levam a variações cíclicas de volume, podendo resultar em tombamento progressivo (Dikau *et al.*, 1996).

Cruden e Varnes (1996) distinguiram três tipos de tombamentos: flexural, em bloco e em *chevron* (sendo este um tipo particular de tombamento em bloco).

Em geral, o tombamento flexural ocorre em materiais brandos com foliação, como por exemplo xistos (Halliday, 2010), quando existe um sistema de discontinuidades paralelas, que inclinam no sentido oposto à face da vertente, permitindo a formação de blocos de geometria colunar, os quais se vão instabilizando devido ao próprio peso, até romperem por flexão (Cruden e Varnes, 1996; Adhikary *et al.*, 1997; Majidi e Amini, 2011). Os detritos resultantes vão-se acumulando no sopé da escarpa. É um tipo de instabilidade comum em rochas como xistos, filitos e ardósias (Goodman e Bray, 1976 *in* Cruden e Varnes, 1996).

O tombamento em bloco dá-se em materiais mais resistentes (Halliday, 2010), quando existem estruturas colunares de rocha separadas por fraturas muito abertas. O peso dos materiais suprajacentes vai atuar como uma sobrecarga nos da base,

empurrando-os, permitindo a individualização e queda de blocos instáveis. A Figura 3 exemplifica dois tipos de tombamento: flexural e em bloco.

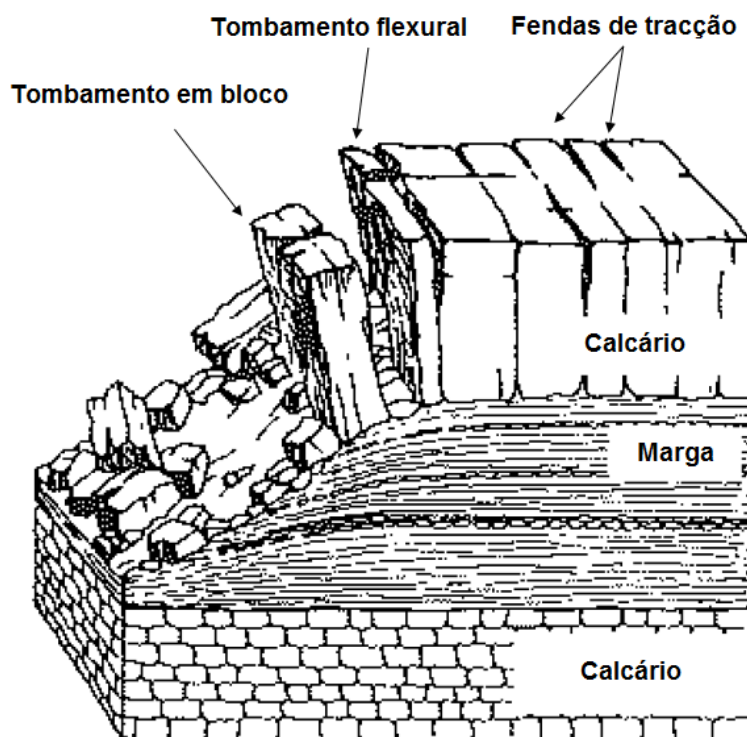


Figura 3 – Exemplo de tombamento flexural e em bloco (adaptado de Dikau *et al.*, 1996).

O tombamento em *chevron* é um caso particular de tombamento em bloco que ocorre em vertentes com maior inclinação. Caracteriza-se pela inclinação dos estratos rochosos se manter constante, apenas sofrendo alteração ao longo da superfície de rotura (Cruden *et al.*, 1993), a qual frequentemente constitui uma superfície de deslizamento, dando origem a um movimento de tipo misto (tombamento/escorregamento) (Cruden e Varnes, 1996).

De acordo com De Freitas e Watters (1973) este tipo de movimentos de vertente pode envolver volumes muito variáveis de rocha e a sua ocorrência é condicionada pelos constrangimentos impostos lateralmente à massa instável. Na Figura 4 apresentam-se dois exemplos de tombamentos em fases iniciais.



Figura 4 – Fotografias ilustrativas de dois blocos em risco de tombamento (a vermelho) em ambiente costeiro (fotografias tiradas em 1996 nas Azenhas do Mar e em São João do Estoril, respetivamente).

Na sequência de tombamentos podem ocorrer outros tipos de movimentos de massa, como quedas ou escorregamentos.

Escorregamentos (*Slides*)

Os escorregamentos correspondem à deslocação de uma massa de solo ou rocha, de espessura variável, ao longo de uma ou mais superfícies de rotura, de espessura relativamente reduzida, em que as tensões de corte são extremamente elevadas (Varnes, 1978; IGME, 1986; Cruden e Varnes, 1996; Highland e Bobrowsky, 2008). De acordo com os mesmos autores o movimento não ocorre simultaneamente ao longo de toda a superfície de rotura, mas vai-se propagando a partir de uma zona de rotura localizada, o que constitui o processo de rotura progressiva.

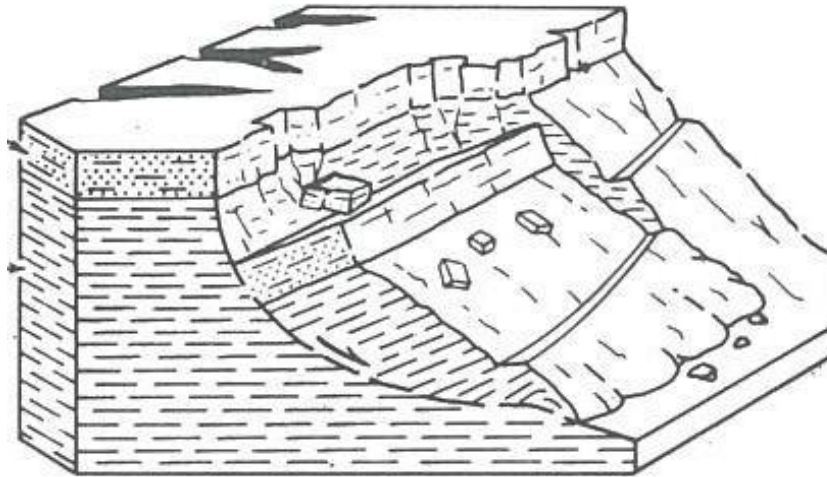
A(s) superfície(s) de rotura que se geram aquando de um deslizamento são, por vezes, identificadas (ou deduzidas) no próprio local, permitindo fazer a identificação dos movimentos ocorridos. Normalmente são precedidas do aparecimento de fendas de tração na cabeceira da área instabilizada.

Segundo Varnes (1978), os escorregamentos (ou deslizamentos) podem ser classificados em dois tipos: rotacional e translacional. A principal diferença entre eles reside na forma da superfície de rotura e no tipo do movimento, que se dá em torno de um eixo de rotação no caso dos escorregamentos rotacionais e ao longo de um plano no caso dos escorregamentos translacionais. O mesmo autor considerou importante fazer esta distinção de modo a facilitar a análise de estabilidade dos movimentos e a definição de medidas de controlo e estabilização. Em seguida descrevem-se, com mais detalhe, as características associadas aos diferentes tipos de escorregamentos.

Escorregamentos Rotacionais (*Rotational Slides*)

Os escorregamentos rotacionais são movimentos moderadamente rápidos a rápidos, com velocidades de 1,5 m/mês a 1,5 m/dia (Varnes, 1978), que tendem a ocorrer com maior frequência em solos coesivos homogéneos e em maciços rochosos muito fraturados. Caracterizam-se pela formação de uma superfície de rotura curvilínea ou côncava. A massa mobilizada sofre um movimento de rotação em torno de um eixo posicionado acima do seu centro de gravidade. Este tipo de movimento pode estar restrito a áreas de apenas alguns metros quadrados ou estender-se por vários hectares (Buma e Van Asch, 1996). Os exemplos da Figura 5 mostram, esquematicamente, os movimentos do tipo escorregamento rotacional em maciços rochosos brandos ou muito fraturados (Figura 5a) e em solos (Figura 5b).

a)



b)

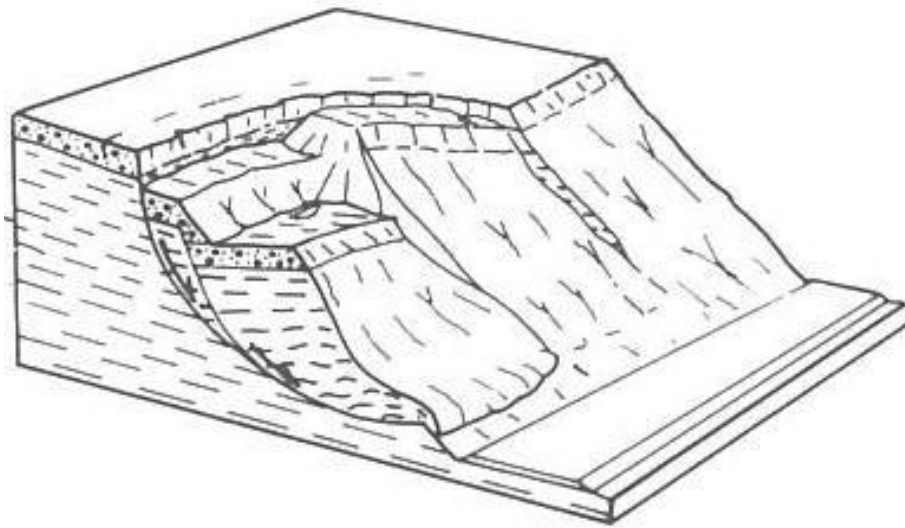


Figura 5 – Esquemas ilustrativos de escorregamentos rotacionais: a) em rocha e b) em solos (adaptado de Cruden e Varnes, 1996).

Na zona de cabeceira o movimento dá-se quase verticalmente e a superfície do corpo deslocado passa a inclinar para o interior da vertente (Figura 5a). No pé da massa mobilizada os materiais depositam-se, formando uma estrutura em forma de lóbulo, na qual se desenvolvem fendas de tração transversais (Vallejo *et al.*, 2002).

Frequentemente, nos escorregamentos rotacionais, a área afetada junto ao sopé é pequena quando comparada com o volume total de material deslocado. Na Figura 6 apresenta-se a fotografia de um escorregamento rotacional, onde estão bem evidentes as fendas de tração que se desenvolveram.



Figura 6 – Fendas de tração transversais resultantes de um escorregamento rotacional que terminou num fluxo (Cruz Quebrada, 1996).

De acordo com Buma e Van Asch (1996) os escorregamentos rotacionais podem ser divididos em três tipos: simples, múltiplos e sucessivos, como se mostra nos esquemas da Figura 7.

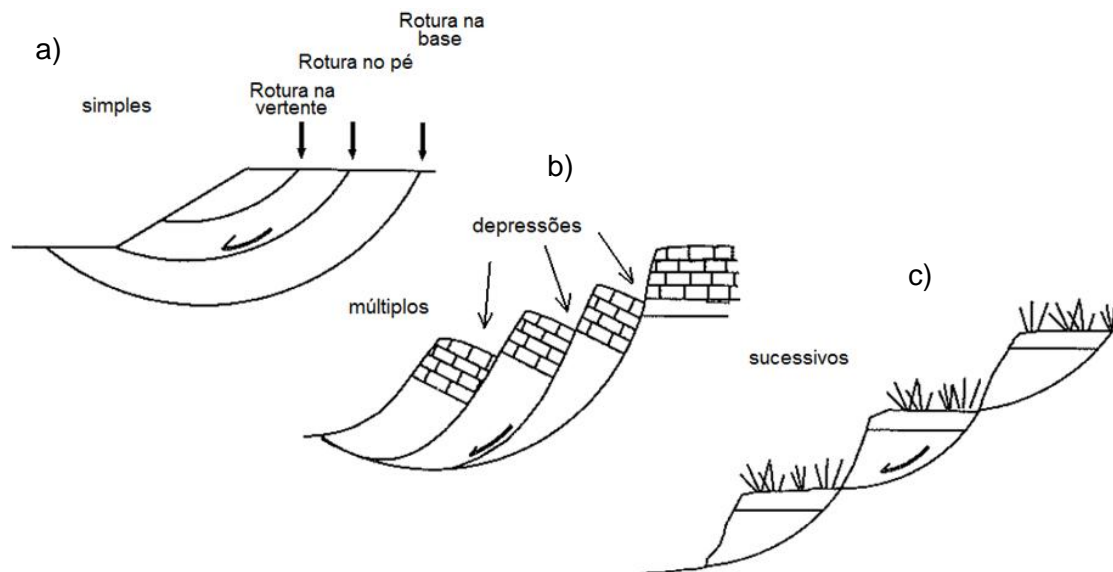


Figura 7 – Esquema dos vários tipos de escorregamentos: a) simples, b) múltiplos e c) sucessivos (adaptado de Hutchinson (1988) e de Claws e Comfort (1982)).

Nos movimentos múltiplos a vertente encontra-se dividida em vários “degraus”, formados em alturas diferentes. Cada um desses elementos sofre rotação ao longo de um plano de rotura diferente dos restantes, mas que intersesta um plano de rotura basal, comum a todos os movimentos. Após a primeira ocorrência, o segundo movimento tem início com a abertura de fendas de tração na zona da cabeceira da vertente, devido à descompressão na base, causada pelo deslizamento do material mobilizado na ocorrência precedente (Buma e Van Asch, 1996). O continuar deste processo acaba por levar à instabilização dos vários degraus e à formação de uma estrutura escalonada. Os vários degraus que se formam tendem a inclinar para o interior da vertente, o que leva à formação de depressões suscetíveis de acumularem água e de induzirem novos movimentos, como se exemplifica no esquema da Figura 7b.

Os movimentos sucessivos, tal como se mostra na Figura 7c, correspondem a uma sequência de vários escorregamentos simples, uns a seguir aos outros, numa mesma vertente (Haefeli, 1948 e Skempton e Hutchinson, 1969). Neste caso, as superfícies de rotura individuais não se intersesta numa única superfície basal, como acontece nos escorregamentos múltiplos.

Os escorregamentos rotacionais apresentam dimensão variável, com comprimento e largura da ordem da dezena ou centena de metros. As superfícies de rotura podem ser superficiais ou profundas, mas normalmente não excedem os 10 m de

profundidade (Vallejo *et al.*, 2002). Na fotografia da Figura 8 mostra-se um exemplo de um escorregamento rotacional.



Figura 8 – Fotografia ilustrativa da cicatriz de um escorregamento rotacional que, posteriormente, originou um fluxo (Cruz Quebrada, 1996).

Escorregamentos Translacionais (*Translational Slides*)

Os escorregamentos translacionais ocorrem ao longo de superfícies planas ou onduladas que correspondem a zonas de fragilidade, tais como superfícies de estratificação, fraturas, zonas de contacto entre materiais com diferentes características, etc. (Cruden e Varnes, 1996). Podem verificar-se tanto em solos como em rochas e podem ser lentos (numa fase inicial) a extremamente rápidos.

Segundo Highland e Bobrowsky (2008) os principais fatores desencadeantes dos escorregamentos translacionais estão relacionados com a presença de água. Precipitações intensas e consequente subida dos níveis de água, degelo e cheias estão entre as principais causas apontadas por aqueles autores.

De acordo com Zêzere *et al.* (1999), a presença de alternâncias de leitos com diferente permeabilidade e diferente resistência ao corte com camadas a inclinar em direção à vertente favorece a ocorrência de escorregamentos do tipo translacional, o mesmo acontecendo quando existem espessuras de materiais de alteração assentes sobre materiais mais resistentes.

Nos escorregamentos translacionais todas as componentes da massa se movem à mesma velocidade, descrevendo trajetórias paralelas. Frequentemente, estes

movimentos ocorrem a pequena profundidade, mas os materiais podem ser deslocados a grandes distâncias.

Em situações particulares, como por exemplo no caso da existência de uma camada argilosa de pequena espessura (10 a 20 cm) sob um estrato de rocha, ambos a inclinar para fora da vertente, forma-se no contacto entre as duas uma superfície potencial de deslizamento (Rickli, 2001).

Ao longo do seu trajeto, especialmente quando a sua extensão é grande, os materiais mobilizados podem fraturar-se devido ao aumento da velocidade do movimento ou ao elevado teor em água dos mesmos (Cruden e Varnes, 1996). Na Figura 9 apresentam-se dois esquemas ilustrativos de escorregamentos translacionais em detritos (Figura 9a) e em maciço rochoso (Figura 9b).

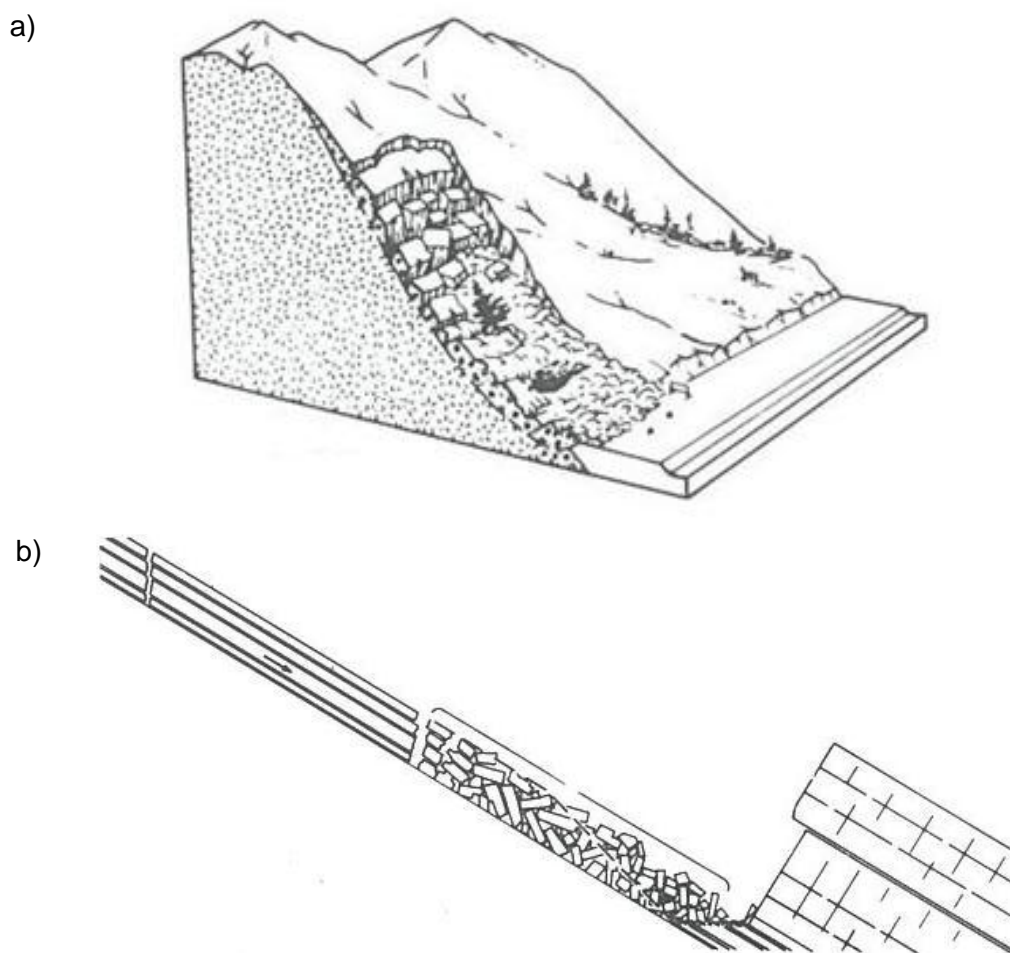


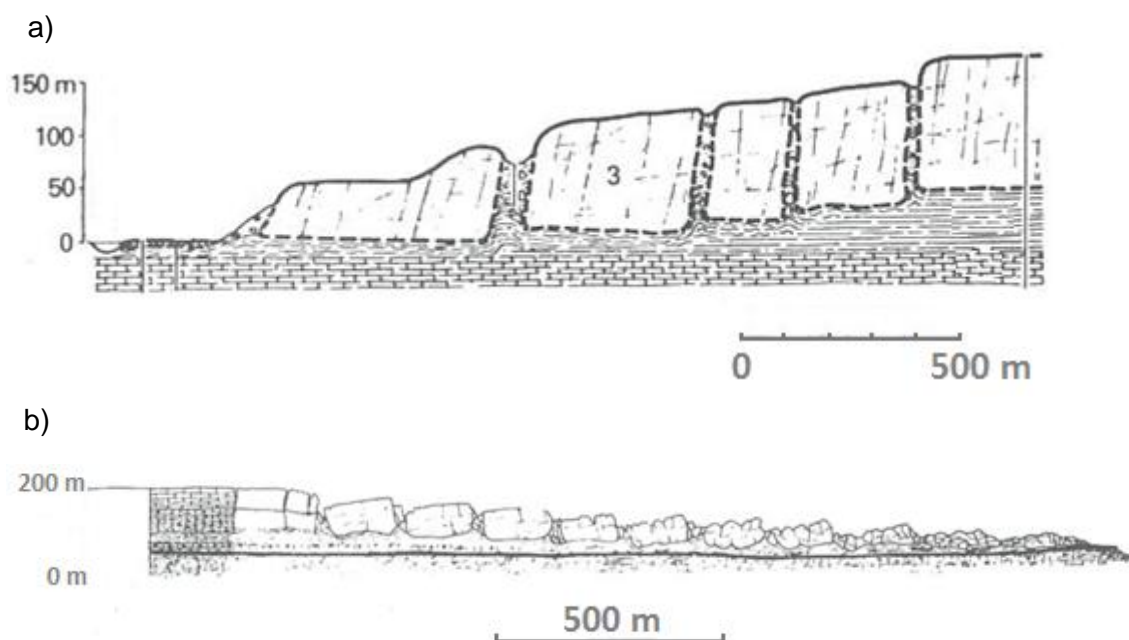
Figura 9 – Esquema ilustrativo de escorregamentos translacionais: a) em detritos e b) em maciço rochoso (adaptado de Cruden e Varnes, 1996).

Expansões Laterais (*Spreads*)

Os movimentos de expansão ocorrem em zonas pouco inclinadas, ou praticamente planas (Highland e Bobrowsky, 2008), em que os materiais se caracterizam por tensões de cisalhamento baixas. Segundo Jorge (1993), as expansões laterais resultam da fissuração e fragmentação de uma camada superficial que, em resposta à deformação mais intensa na camada inferior, se separa em blocos que se movimentam lateralmente, ao longo de vertentes com inclinações muito suaves. Estes blocos podem sofrer subsidência nos estratos moles onde assentam (Highland e Bobrowsky, 2008).

Varnes (1978) distinguiu dois tipos de expansões laterais, um ocorrendo em materiais rochosos, não existindo uma superfície de rotura ou uma camada de comportamento plástico bem definida, e outro em solos coesivos, em que o material é fraturado e deslocado devido à fluência do material subjacente. Na Figura 10 apresentam-se esquemas ilustrativos de expansões laterais em rocha (Figuras 10a e 10b) e em materiais coesivos (Figura 10c).

Geralmente, a velocidade deste tipo de movimentos é baixa a moderada mas pode ser aumentada quando o movimento é acionado, por exemplo, por sismos, podendo as áreas afetadas atingir uma dimensão considerável (Highland e Bobrowsky, 2008).



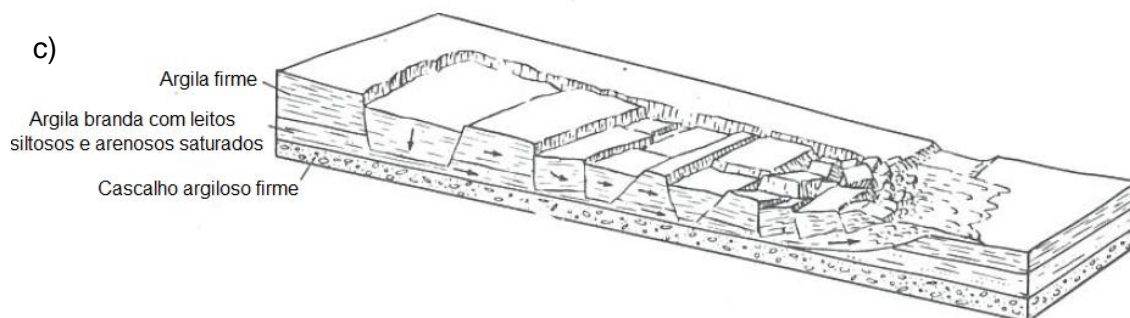


Figura 10 – Esquema ilustrativo de expansões laterais: a) e b) em rocha e c) em materiais coesivos (adaptado de Varnes, 1978).

Fluxos ou Escoadas (*Flow*)

Os fluxos ou escoadas são movimentos de massa que podem ocorrer em diversos tipos de materiais (geralmente não consolidados), nomeadamente, fragmentos rochosos, detritos e terras, que assumem uma distribuição de velocidades idêntica à de um líquido viscoso, aquando do seu deslocamento (Cruden e Varnes, 1996).

De acordo com Varnes (1978) nos fluxos em rocha as deformações estão distribuídas, essencialmente, ao longo de várias descontinuidades, não existindo um plano preferencial de rotura, enquanto nos fluxos de detritos e de terras o seu aspeto traduz, de uma forma mais evidente do que no caso anterior, um comportamento fluido dos materiais, tornando este tipo de movimento mais facilmente identificável.

Varnes (1978) refere que, no que diz respeito à velocidade do movimento, os fluxos podem ser muito rápidos ou lentos e verificar-se tanto em materiais secos como húmidos. Quando as velocidades atingidas e/ou as inclinações das vertentes são muito elevadas os fluxos possuem grande poder destrutivo, podendo incorporar blocos rochosos de dimensões métricas. É o que acontece, por exemplo, em algumas zonas vulcânicas, constituídas por materiais pouco consolidados e por vertentes íngremes.

Neste tipo de movimentos não se forma uma superfície de rotura bem definida e verifica-se uma deformação significativa na massa instabilizada. As superfícies de corte caracterizam-se por serem muito próximas e, normalmente, não ficam preservadas (Cruden e Varnes, 1996; Highland e Bobrowsky, 2008).

Quando a quantidade de água presente é muito elevada, a perda de resistência é devida à perda de coesão entre as partículas pelo aumento excessivo da pressão neutra. Por vezes, podem ocorrer fluxos na sequência de escorregamentos rotacionais ou translacionais, à medida que a massa instável perde coesão ou sofre um

incremento na quantidade de água (Highland e Bobrowsky, 2008). Na Figura 11 apresenta-se uma fotografia ilustrativa deste tipo de movimento.



Figura 11 – Fotografia ilustrativa de um fluxo ocorrido após um deslizamento rotacional (Cruz Quebrada, 30-01-1996)

Movimentos Complexos

Os movimentos complexos são aqueles em que se verifica a ocorrência de uma combinação de dois ou mais tipos de movimento, que se podem verificar em parte da massa mobilizada ou ao longo do estado evolutivo da vertente (Varnes, 1978; IGME, 1986).

2.2. FATORES CONDICIONANTES DOS PROCESSOS DE INSTABILIDADE

Os fatores condicionantes dos movimentos de massa de vertente são aqueles cuja origem é intrínseca às características dos próprios materiais, e que incluem: a litologia,

a textura, as propriedades físicas, o relevo, a meteorização, etc. (Neves, 1995 e Vallejo *et al.*, 2002). A variação de uma ou mais destas características, quer devida a causas naturais quer devida à atividade humana, resulta em alterações na resistência ao corte dos materiais, que podem vir a desencadear movimentos de vertente (IGME, 1986).

2.2.1. Litologia e Propriedades dos Materiais

Os diferentes materiais geológicos possuem características próprias que condicionam o seu comportamento perante solicitações externas. Propriedades como a composição, a resistência, a porosidade, a permeabilidade, o grau de fracturação e o grau de alteração, entre outras, desempenham um papel fundamental neste contexto.

No caso dos maciços terrosos é particularmente importante a sua composição, a sua granulometria e o seu teor em água, enquanto que, para maciços rochosos, para além do teor em água, o grau de alteração e de fracturação têm grande influência no desenvolvimento de zonas de baixa resistência.

De acordo com Bowles (1997) e Venkatramaiah (2006) a resistência ao corte dos solos resulta de um conjunto de fatores, que incluem o modo como os grãos contactam entre si, o ângulo de atrito entre as partículas e a coesão.

Existem diversos critérios de rotura para solos (e também para rochas), tais como o de Mohr-Coulomb. Este é um dos mais utilizados em Mecânica dos Solos e estabelece uma relação entre as tensões normais e as tensões tangenciais. De acordo com este critério a resistência ao corte oferecida por um solo, ao longo de um determinado plano, pode ser obtida pela equação [2] (Bowles, 1984; Vallejo *et al.*, 2002; Fernandes, 2006; Price, 2009):

$$\tau = c' + (\sigma_n - U) \operatorname{tg}\phi' \quad [2]$$

em que:

τ – tensão de corte ao longo de um plano

c' – coesão efetiva

σ_n – tensão normal atuante sobre o mesmo plano

U – pressão neutra

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

Note-se que a expressão $(\sigma_n - U)$ poderá ser substituída pela tensão normal efetiva (σ'). O critério de Mohr-Coulomb aplica-se em tensões efetivas, daí que sejam

utilizados a coesão efetiva e o ângulo de atrito interno efetivo na expressão acima (Fernandes, 2006).

Os solos granulares e os solos argilosos (ou coesivos) comportam-se de modos diferentes perante solicitações externas. Os primeiros tendem a apresentar uma maior resistência ao corte e são mais estáveis; não apresentam plasticidade e a resistência depende, essencialmente, do ângulo de atrito interno que, por sua vez, é condicionado pela forma, tamanho e tipo de empacotamento das partículas. Os solos de composição mais fina tendem a ser mais instáveis, devido a muitos deles adquirirem um comportamento plástico na presença de água. A sua resistência depende tanto do ângulo de atrito interno como da coesão (Vallejo *et al.*, 2006).

Van Asch *et al.* (1999) referem que a presença de água a uma dada “profundidade crítica”, num solo próximo da saturação, produz uma redução da sua resistência ao corte, que pode resultar na contribuição para a instabilização, geralmente em pequenas espessuras de material. Para movimentos de massa profundos a principal causa da ocorrência de instabilidades, segundo os mesmos autores, é a subida do nível de água.

No que diz respeito aos maciços rochosos a sua estabilidade é condicionada pela presença de descontinuidades, sejam elas falhas, planos de estratificação ou outras (Hoek e Bray, 1981 e Ortigao, 2004). A estabilidade varia de acordo com as características das descontinuidades, nomeadamente, com a sua continuidade, com a sua abertura, com a sua inclinação, com o seu tipo de preenchimento e com a sua rugosidade, entre outras (Duncan, 1996).

As descontinuidades constituem, por si só, superfícies de baixa resistência, pelo que quanto mais contínuas e abertas forem menor será a resistência do maciço ao longo desses planos. Neste caso importa referir que o acesso da água ao interior do maciço também vai ser facilitado. Relativamente à inclinação (e direção da inclinação) das descontinuidades, quando estas possuem uma pendente entre 30° a 70°, em direção à face da vertente, são muito mais suscetíveis à ocorrência de movimentos do que no caso de serem verticais ou horizontais.

Relativamente à rugosidade, esta pode contribuir para uma maior resistência ao movimento, na medida em que superfícies mais rugosas promovem um aumento do atrito e, conseqüentemente, um aumento da resistência ao movimento. No que diz respeito ao preenchimento das descontinuidades, o seu contributo para a resistência do maciço depende do tipo de material; geralmente materiais argilosos propiciam o

movimento, uma vez que são mais deformáveis, possuem uma menor resistência ao corte e, por vezes, apresentam propriedades expansivas.

Tal como para os solos, a água também exerce uma grande influência na resistência dos maciços rochosos. Em rochas duras a pressão da água nas fraturas pode reduzir a resistência ao corte, devido a uma redução da tensão normal ao longo da superfície de rotura, podendo dar origem à instabilização do maciço (Hoek e Bray, 1981).

Para rochas brandas (e. g. rochas com componente argilosa) a sua resistência é condicionada pela água de uma forma diferente, quando comparada com as rochas duras. Este tipo de materiais, devido às suas características mineralógicas particulares e à sua estrutura, é bastante sensível à presença de água, que exerce um papel importante ao nível da coesão e do ângulo de atrito interno das descontinuidades. Por exemplo, quando estão presentes minerais argilosos com grande capacidade de absorção de água, como é o caso das montmorilonites, pode dar-se a sua expansão (Adashi e Yoshida, 2002).

A permeabilidade é, também, um fator de grande relevância neste contexto, uma vez que dela depende o acesso da água ao interior dos maciços. É fortemente condicionada pela litologia, pela estrutura, pelo grau de alteração e pelo grau de fraturação (Vallejo *et al.*, 2002).

2.2.2. Geomorfologia

A morfologia das vertentes, e especialmente o seu declive, têm uma importância fundamental no condicionamento das instabilidades. Relevos mais vigorosos são mais propícios à ocorrência de movimentos de massa devido à ação da gravidade (Varnes, 1978; Vallejo *et al.*, 2002; Malheiro, 2006). No entanto, e dependendo da natureza e da estrutura geológica dos terrenos, é possível verificar-se, também, o deslocamento de massas instáveis em zonas de baixa pendente, como é o caso, por exemplo, das expansões laterais.

Rickli (2001) apresenta uma perspetiva diferente, segundo a qual, à medida que o declive aumenta, há uma redução da espessura de solo e de sedimentos soltos, que promove uma diminuição da profundidade média e dos volumes envolvidos, o que o leva a concluir que quanto maior a espessura daqueles materiais maior a probabilidade de ocorrerem instabilidades.

De acordo com Amundson e Jenny (1997) a topografia exerce, ainda, uma forte influência no clima de uma região condicionando, como tal, os processos de

meteorização e erosão. Estes processos traduzem-se no transporte diferencial das partículas do solo, especialmente das mais finas, que tendem a acumular-se na base das vertentes e a constituir massas potencialmente instáveis.

Para além da posição da vertente há, ainda, que considerar a importância do seu perfil e da superfície do mesmo, na medida em que estes fatores condicionam a velocidade de deslocamento das massas instáveis, e a convergência topográfica que, por sua vez, determina a concentração de água nos terrenos, respetivamente (Gerscovish e Costa, 2004 e Troch *et al.*, 2002). A acumulação de água, tanto na zona saturada como não saturada, depende, ainda, de outros fatores que são condicionados pelo relevo, como sejam a taxa de infiltração, a percolação na zona não saturada e a subida rápida do nível de água (Haneberg e Onder Gocke, 1994).

2.2.3. Estrutura e Estado de Tensão

O estado de tensão de um maciço é, tal como outros já mencionados, um fator condicionante da geração de instabilidades. Como já foi referido anteriormente, a descompressão dos materiais geológicos, devida à exumação, meteorização e à erosão, entre outros, dá origem à formação de uma camada descomprimida ou a uma rede de discontinuidades, constituindo zonas de fragilidade estrutural, que podem desenvolver planos de menor resistência ao corte que potenciam movimentos de massa.

No caso de rochas, estas superfícies podem incluir planos de estratificação, planos de xistosidade, planos de falha, diaclases, etc., que contribuem para uma redução das forças que se opõem ao movimento. No caso de solos, estas superfícies podem ser materializadas pela existência de espessuras de material mais alterado e descomprimido em contato com materiais menos alterados e menos descomprimidos, circulando a água de percolação, preferencialmente, nesta interface.

Quando se dá a rotura, esta tende a desenvolver-se em zonas que já se encontram debilitadas, tanto em solos como em maciços rochosos. É, por exemplo, o caso do deslizamento planar de blocos rochosos ao longo de uma fratura paralela à face da vertente ou de blocos em cunha, quando existem duas diaclases que se intersectam, como se mostra, respetivamente, nas Figuras 12a e 12b.

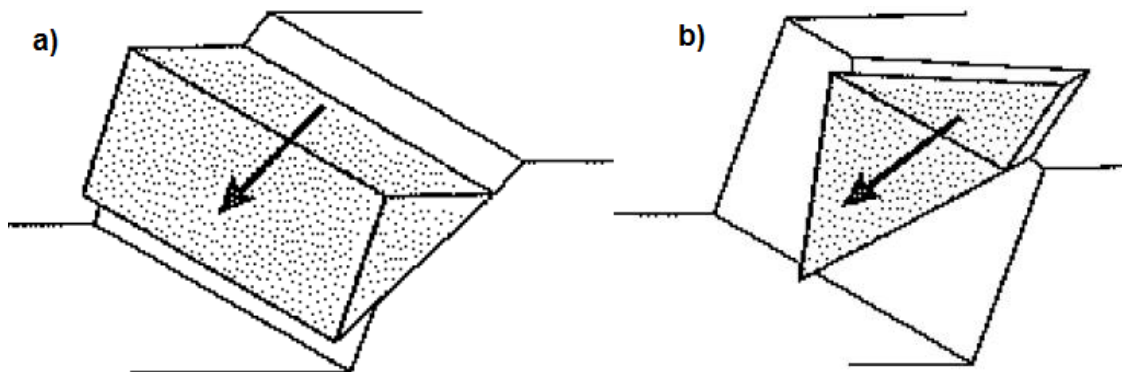


Figura 12 – Esquema de deslizamento planar (a) e em cunha (b) em maciços rochosos (Wyllie e Mah, 2004).

A imposição de sobrecargas (de origem antrópica ou devida ao peso da água existente nos maciços, por exemplo) pode, também, condicionar a capacidade resistente dos terrenos (Varnes, 1978). De acordo com IGME (1984) e Bell (2007) o aumento do peso dos materiais implica um incremento da tensão de corte (forças instabilizadoras), o que pode gerar movimentos de vertente.

2.2.4. Presença de vegetação

A vegetação é um fator que afeta a estabilidade das vertentes, principalmente de duas formas: através da sua influência nas condições hidrológicas de um local e através do efeito mecânico das raízes (Chok *et al.*, 2004).

A presença de vegetação, para além de diminuir o impacto direto das chuvas no solo e determinar a quantidade de água que se infiltra e que permanece no solo, devido à evapotranspiração e absorção de água por parte das plantas, também contribui para uma maior contenção dos terrenos devido à capacidade de suporte das raízes, que não só aumentam a sua resistência ao corte, como tornam os solos menos vulneráveis à erosão.

Zonas densamente florestadas oferecem maior resistência aos movimentos de vertente, quando comparadas com áreas completamente desnudadas e que estão à mercê dos agentes climáticos, em especial da precipitação.

De acordo com Norris e Greenwood (2006) a influência da vegetação na estabilidade de taludes inclui modificações na quantidade de água presente nos solos e o reforço mecânico providenciado pelas raízes. Através da introdução dos efeitos da vegetação em análises de estabilidade, os mesmos autores concluíram que a presença de vegetação (nomeadamente a de grande porte) pode contribuir para um

aumento do FS, caso se encontre na base da vertente, ou para uma redução do mesmo, no caso de estar localizada no topo da vertente, visto que também pode atuar como uma sobrecarga e favorecer a instabilidade (Coppin e Richards, 1990).

Grey *et al.* (1982) referem que os principais efeitos na estabilidade das vertentes, resultantes da presença de vegetação são:

- Interceção parcial da precipitação antes da sua infiltração.
- Prevenção da erosão aquando da escorrência superficial, devido a um aumento da rugosidade da superfície da vertente.
- Melhoria da drenagem através dos macroporos do solo.
- Alteração da quantidade de água presente no solo, devido à sua absorção por parte das raízes, o que promove a sua secagem em profundidade.
- Aumento da resistência ao corte através do reforço resultante da adesão do solo às raízes.

A importância do contributo da vegetação para um incremento da resistência ao corte dos materiais constituintes das vertentes é, também, mencionada por Wu *et al.* (1979). Aqueles autores investigaram a estabilidade das vertentes antes e depois da remoção da vegetação e concluíram que a resistência mecânica oferecida pela presença das raízes contribui significativamente para um aumento da estabilidade. Verificaram que, se fosse excluído o efeito da vegetação na análise de estabilidade, ocorreriam instabilidades.

2.2.5. Meteorização e Erosão

Tal como já se referiu anteriormente, os materiais da superfície terrestre estão constantemente a ser atuados pelos agentes de meteorização, que são responsáveis pela sua degradação e desintegração. As alterações físicas e químicas que atuam sobre eles modificam a sua estrutura e são influenciadas pelas condições climáticas, nomeadamente pela temperatura, pela humidade e pela precipitação (Vallejo *et al.*, 2002 e Price, 2009), bem como pelas condições geomorfológicas, que permitem o acesso da água ao interior dos maciços, contribuindo para a redução da sua resistência ao corte.

A erosão também facilita este processo, pois é responsável pela remoção da camada de alteração das rochas, levando à exposição das camadas mais internas à meteorização, dando origem à abertura de fraturas, resultantes da descompressão do maciço, que vão permitir a entrada de água.

2.3. FATORES DESENCADEANTES DOS PROCESSOS DE INSTABILIDADE

Os fatores desencadeantes dos movimentos de massa de vertente são aqueles que têm uma origem externa e que não estão diretamente relacionados com o tipo de material ou com a morfologia do terreno (Vallejo *et al.*, 2002). Correspondem, frequentemente, à ocorrência de sismos, de erupções vulcânicas, de precipitações intensas, de degelo rápido ou da ação antrópica (Neves, 1995; Wieczorek, 1996; Zêzere *et al.*, 1999).

De acordo com Malheiro (2006) algumas das ações antrópicas que contribuem para a instabilidade dos terrenos incluem alterações na rede de drenagem, modificações na ocupação do solo, remoção do coberto vegetal e abertura de estradas. A estas podem, ainda, ser acrescentadas a realização de escavações, a implementação de sobrecargas, a atividade mineira e a realização de explosões (IGME, 1986).

Apesar de, frequentemente, a ocorrência de instabilidades estar associada a um evento desencadeante súbito, que provoca alterações rápidas na razão entre as forças resistentes e as forças instabilizadoras, é necessário considerar que esse facto corresponde a uma ação repentina sobre materiais que já sofreram um efeito cumulativo de pequenas alterações ao longo do tempo (Popescu, 1994).

As causas que originam a ocorrência de instabilidades estão diretamente dependentes de todos os aspetos que contribuam para um aumento da tensão de corte ou da diminuição da resistência ao corte (Giani, 1992). A presença de água apresenta, neste contexto, um papel fundamental, pois afeta de uma forma muito significativa a capacidade resistente dos terrenos. De seguida abordam-se, mais em pormenor, alguns aspetos relacionados com os fatores desencadeantes de instabilidades.

2.3.1. Precipitação Intensa

Uma das principais causas dos movimentos de vertente é a ocorrência de episódios de precipitação intensa, num curto espaço de tempo, ou de eventos de menor intensidade mas de duração prolongada. São vários os autores que referem a precipitação como um dos grandes fatores causadores de movimentos de vertente, como por exemplo Cruden e Varnes, 1996; Zêzere *et al.*, 1999; Polemio e Petrucci, 2000; Corominas *et al.*, 2002; Cornforth, 2005; Marques *et al.*, 2008; Giannecchini, 2006 e Highland e Bobrowsky, 2008, entre outros.

Cruden e Varnes (1996) referem, ainda, que a ocorrência de movimentos devidos à precipitação, em particular os superficiais, está diretamente relacionada com a rápida infiltração da água nos terrenos, que provoca a sua saturação e um aumento temporário da pressão neutra nos poros.

Segundo Terzaghi (1950) e Gostelow (1991), a presença de água nos maciços, especialmente ao nível das superfícies mais suscetíveis à rotura, leva a uma diminuição da coesão, devida ao aumento da pressão neutra, tendo como consequência a redução da resistência ao corte e a instabilização dos terrenos.

O conhecimento das características dos eventos de precipitação (intensidade, duração, quantidade de precipitação e distribuição espacial) é essencial para analisar a sua influência na ocorrência de instabilidades. Neste âmbito são diversos os estudos existentes que tentam estabelecer limiares críticos de precipitação suscetíveis de desencadear movimentos de vertente (Zêzere *et al.*, 2005; Giannecchini, 2006; Marques, *et al.*, 2008; Zêzere *et al.*, 2008).

De acordo com vários autores é possível correlacionar o tipo de movimento com a duração e intensidade da precipitação (Polemio e Petrucci, 2000; Vallejo *et al.*, 2002). Normalmente, os movimentos superficiais ocorrem associados a precipitações muito intensas e de curta duração (Campbell, 1975; Lumb, 1975; Wieczorek, 1987; Polloni *et al.*, 1992; Crosta, 1998; Flentje *et al.*, 2000; Zêzere e Rodrigues, 2002; Paronuzzi *et al.*, 2002), ao passo que os movimentos mais profundos são desencadeados por eventos de menor intensidade mas de duração prolongada (Brunsdén, 1984; Polemio e Sdao, 1999; Van Asch *et al.*, 1999; Bonnard e Noverraz, 2001; Zêzere e Rodrigues, 2002; Trigo *et al.*, 2005).

O estudo das características dos materiais, e do modo como eles se comportam quando sujeitos a precipitações intensas ou prolongadas, é de enorme relevância para qualquer análise de estabilidade e tentativa de determinar a possibilidade de se virem a desencadear movimentos num determinado local. No entanto, correlacionar os eventos de precipitação com a ocorrência de instabilidades é um processo complexo (Corominas *et al.*, 2002) devido à enorme diversidade de fatores que estão envolvidos.

Outros aspetos que contribuem ativamente para despoletar movimentos de vertente, devido à precipitação, incluem a ausência de vegetação, a presença de materiais soltos, e o fato de já terem ocorrido movimentos anteriores, os quais podem ser novamente reativados.

2.3.2. Alterações do Nível de Água

A descida súbita do nível de água dos terrenos, que se verifica após a ocorrência de temporais marítimos ou de inundações, pode despoletar movimentos de vertente, por exemplo, em barragens de terra, em zonas costeiras e em margens de rios ou lagos (Wieczorek, 1996; Vallejo *et al.*, 2002)). São especialmente problemáticos os terrenos com baixa permeabilidade (e.g. argilosos e/ou siltosos), pois não permitem uma dissipação rápida da água intersticial. Quando essa água não é libertada, após uma descida súbita do seu nível, tendem a desenvolver-se pressões elevadas nos terrenos e a verificarem-se perdas de resistência nos materiais. Geram-se, deste modo, condições instáveis que contribuem para o desequilíbrio das encostas.

Vários autores, tais como, Van Asch *et al.*, 1999; Polemio e Petrucci, 2000; Zêzere, 2000; Corominas, 2001; Zêzere e Rodrigues, 2002 e Trigo *et al.*, 2005, também consideram que, numa determinada região, os diferentes tipos de movimentos de vertente estão associados a condições hidrológicas desfavoráveis.

2.3.3. Sismos

A ocorrência de sismos leva, frequentemente, ao desencadear de movimentos de massa, dependendo das características do próprio sismo (magnitude e distância ao epicentro) e do tipo de materiais existentes nas zonas afetadas (Vallejo *et al.*, 2002). A estes fatores podem, ainda, ser acrescentados os efeitos de sítio, que são condicionados pela perigosidade sísmica regional e pelas condições geológicas locais (Havenith *et al.*, 2003), e a diretividade das ondas sísmicas, que podem contribuir significativamente para uma maior intensidade da vibração dos terrenos.

Quando ocorre um sismo geram-se ondas vibratórias com diferentes frequências que afetam os materiais à sua passagem, provocando alterações no seu estado de tensão, podendo levar a uma diminuição da coesão e, conseqüentemente, a uma perda da estabilidade (IGME, 1986). Podem ser desencadeados praticamente todos os tipos de movimentos de vertente que já foram anteriormente descritos no subcapítulo 2.1.

Os movimentos de vertente, despoletados pela ação sísmica, podem abranger áreas bastante extensas e englobar zonas, por vezes, densamente habitadas. Frequentemente, os danos causados por movimentos de vertente são erradamente atribuídos ao sismo que os despoletou, uma vez que é difícil fazer uma avaliação de

qual destes processos deu origem às perdas verificadas, visto que ambos podem ocorrer quase em simultâneo.

De acordo com Highland e Bobrowsky (2008) em zonas suscetíveis e com declives acentuados a probabilidade de se verificarem movimentos de vertente na sequência da atividade sísmica é mais elevada, devido às vibrações induzidas no terreno. Outros autores, tais como Rodríguez *et al.* (1999), referem os movimentos de vertente como eventos secundários resultantes de eventos sísmicos, para além da liquefação e do assentamento de depósitos soltos.

A maioria dos movimentos de vertente associados à ocorrência de sismos são de pequena dimensão (essencialmente quedas de blocos, tanto em solos como rocha), mas, por vezes, também ocorrem movimentos de grande dimensão (Jibson *et al.*, 1994 e Harp e Jibson, 1995). São estes últimos os que apresentam maior risco, tanto para as populações como para as infraestruturas (Havenith *et al.*, 2003).

No que diz respeito aos limiares inferiores de magnitude capazes de gerar movimentos de vertente, há que salientar o trabalho de Keefer (1984) que definiu, pela primeira vez, valores mínimos de referência para a magnitude sísmica capaz de induzir instabilidades. Segundo o mesmo autor, em vertentes que já se encontrem numa situação de instabilidade potencial a ocorrência de abalos de pequena magnitude é suficiente para desencadear o movimento. Um dos exemplos é o de um sismo ocorrido em Ledu (China) em 1984, de magnitude 2,9, que deu origem ao colapso de um depósito eólico com um declive de 50° a 60° (Rodríguez *et al.*, 1999).

3. METODOLOGIA PARA O ESTUDO DA ESTABILIDADE DE VERTENTES

3.1. ETAPAS DA METODOLOGIA

O estudo dos movimentos de vertente, e a respetiva análise de estabilidade, é um processo trabalhoso que segue uma metodologia específica. Esta metodologia pode seguir diversas sistemáticas, tendo-se optado, no presente trabalho, pelos principais passos, que se considerou serem mais frequentemente adotados neste tipo de estudos e que são descritos de seguida.

O primeiro passo consiste na pesquisa de toda a informação existente sobre o local, ao que se segue a caracterização superficial e subsuperficial dos terrenos existentes, que deverá contribuir para a definição da geometria da vertente e para a caracterização dos materiais (Dowding, 1979). Esta fase preliminar abrange tanto trabalho de gabinete como trabalho de campo IGME (1984).

De acordo com Varnes (1978) a realização dos estudos preliminares deverá incluir a análise de fotografias aéreas, a revisão da literatura e dos mapas existentes e a realização de reconhecimentos de campo, podendo, também, recorrer-se a relatórios geotécnicos, boletins de sondagens e poços ou outros tipos de prospeção (e.g. ensaios resistividade elétrica), resultados de ensaios laboratoriais, inventários e outros registos de ocorrências de movimentos de vertente (dados históricos, notícias de jornais, bases de dados da Proteção Civil e Bombeiros). Caso se justifique, podem ser solicitados ensaios específicos que permitam fazer uma avaliação mais detalhada das características do terreno.

Após identificados os materiais existentes e determinadas as condições hidrogeológicas e o perfil topográfico detalhado da vertente é elaborado um modelo conceptual, que vai servir de base à da análise de estabilidade.

Seguidamente, procede-se à análise de estabilidade propriamente dita, recorrendo a ferramentas específicas, como sejam alguns programas matemáticos de computador, especialmente concebidos para esse efeito. Existem diversos métodos que podem ser utilizados para a determinação do FS para uma vertente. No subcapítulo 3.2 descrevem-se, de forma sintética, os métodos que mais frequentemente se usam neste tipo de estudos.

3.2. MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE VERTENTES (EQUILÍBRIO LIMITE)

Ao longo do tempo têm surgido diversos métodos para o estudo da estabilidade de vertentes, baseados em modelos mecânicos mais ou menos simplificados, dos quais são exemplo os métodos baseados na condição de equilíbrio limite ou os métodos baseados em soluções numéricas de elementos finitos.

Os métodos mais recentes de análise de tensão-deformação são menos utilizados, uma vez que requerem uma caracterização bastante detalhada dos materiais existentes e a execução de um vasto número de operações de cálculo complexas. Por esse motivo são, muitas vezes, utilizados os métodos que se baseiam no equilíbrio limite, nos quais se incluem os métodos do talude infinito, das roturas circulares e das fatias (Abramson *et al.*, 2002).

Estes métodos recorrem às leis da estática para avaliar a situação de equilíbrio de uma massa potencialmente instável. Consideram que a resistência ao corte é a mesma ao longo de toda a superfície (Morgenstern e Sangrey, 1978; Abramson *et al.*, 2002) e que toda a massa instável se mobiliza simultaneamente. Apesar de não terem grandes exigências em termos de cálculo, apresentam como desvantagens o facto de não considerarem as deformações sofridas pelo terreno, nem a ocorrência de processos como a rotura progressiva.

De acordo com Morgenstern e Sangrey (1978) uma das principais vantagens destes métodos é entrarem em linha de conta com os fatores que mais influencia têm na resistência ao corte dos solos ou dos maciços rochosos. No presente trabalho apenas serão abordados os métodos do equilíbrio limite, uma vez que serão esses os utilizados na análise do caso de estudo.

Os métodos do equilíbrio limite têm como base a determinação do FS para a superfície mais suscetível à rotura. Segundo Morgenstern e Sangrey (1978) o FS pode ser definido como a razão segundo a qual os parâmetros de resistência de uma vertente podem ser reduzidos, levando a vertente a um estado de equilíbrio limite ao longo de uma dada superfície de rotura.

Este parâmetro traduz o equilíbrio entre as forças instabilizadoras e as forças resistentes e pode ser determinado a partir da equação [3], apenas para superfícies planares (Abramson *et al.*, 2002; Vallejo *et al.*, 2002; Duncan, 1996; Cheng e Lau, 2008):

$$FS = \frac{\text{Forças Resistentes}}{\text{Forças Instabilizadoras}} \quad [3]$$

Também Popescu (1994) apresentou uma definição idêntica para o FS, tendo-o definido como o quociente entre a tensão de corte e a resistência ao corte, para uma superfície de rotura conhecida ou estimada. O mesmo autor estabeleceu, ainda, as variações do FS com o tempo, conforme se apresenta na Figura 13.

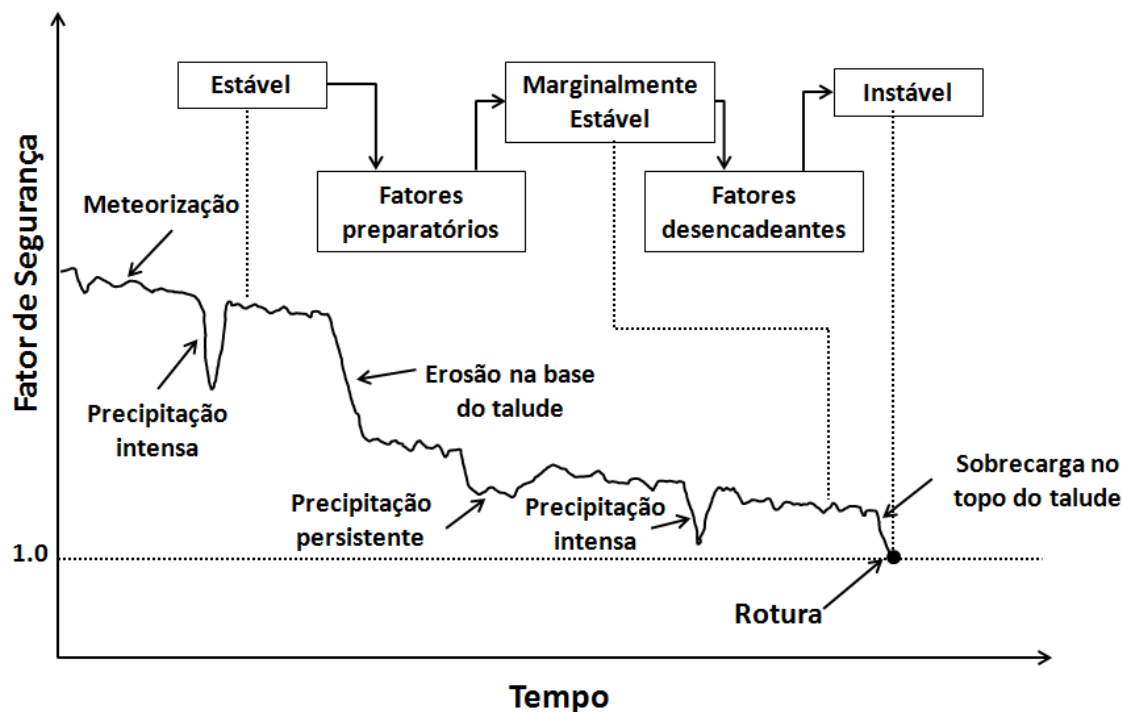


Figura 13 – Exemplo das alterações do FS com o tempo (adaptado de Popescu, 1994).

O equilíbrio das forças pode ser aplicado tanto em escorregamentos translacionais, como em escorregamentos rotacionais, em que a superfície de rotura tem uma geometria planar ou poligonal (Cheng e Lau, 2008).

Os valores do FS podem ser divididos em quatro graus de estabilidade, como se mostra no Quadro 3.

Quadro 3 – Estabilidade relativa em função do FS.

FS	Estabilidade Relativa
$FS \leq 1$	Instável (rotura certa)
$1 < FS < 1,25$	Instável (rotura provável)
$1,25 < FS < 1,5$	Marginalmente estável
$FS > 1,5$	Estável

Para superfícies com outra geometria, e.g. superfícies circulares, o FS pode também ser determinado a partir da razão entre os momentos resistentes e os momentos instabilizadores (Abramson *et al.*, 2002; Cheng e Lau, 2008), como se mostra na equação [4]:

$$FS = \frac{\text{Momentos Resistentes}}{\text{Momentos Instabilizadores}} \quad [4]$$

Os métodos do equilíbrio limite podem ser de dois tipos, simplificados ou rigorosos, consoante é satisfeita apenas uma das condições de equilíbrio (forças ou momentos) ou ambas (forças e momentos), respetivamente.

Na escolha do FS mais adequado para uma dada vertente devem ser, ainda, considerados outros aspetos importantes, nomeadamente, o período de recorrência de chuvas intensas, as consequências resultantes da ocorrência de movimentos, o conhecimento acerca do comportamento, a longo prazo, dos materiais geológicos e a precisão do modelo utilizado. É importante considerar, não só o comportamento mecânico dos materiais, mas também possíveis alterações futuras que se possam vir a verificar na vertente e a comprometer a sua estabilidade (Cheng e Lau, 2008).

Independentemente da metodologia aplicada é essencial, para qualquer estudo de estabilidade, a recolha de informação acerca das forças resistentes do solo, da geometria da vertente, do modo como o material se deixa atravessar pela água e das condições de recarga, pois estes são fatores que condicionam significativamente a possibilidade de ocorrência de instabilidades (Abramson *et al.*, 2002).

3.2.1. Método do Talude Infinito

De todos os métodos utilizados para a avaliação da estabilidade de uma vertente o do talude infinito é talvez o que, mais frequentemente, se aplica para determinar o estado de equilíbrio de uma massa potencialmente instável, não só devido a uma maior simplicidade da geometria como, também, dos cálculos a efetuar.

Existem alguns pressupostos de base na aplicação do método do talude infinito para o cálculo da estabilidade de uma vertente. Assume-se que a superfície de rotura provável é paralela à superfície, que a mesma se encontra a uma profundidade reduzida e que a sua extensão é muito maior do que a sua profundidade, ou seja, assume-se que o talude tem um comprimento infinito (Duncan, 1996). Os efeitos instabilizadores no topo da massa instável e a resistência existente no seu limite inferior são desprezados.

Este método permite considerar a influência do fluxo de água ao longo da vertente, assumindo que as linhas de fluxo são paralelas à superfície. O valor da pressão neutra vai, deste modo, ser incluído na fórmula de cálculo do FS e pode ser obtido através da equação [5] (Abramson *et al.*, 2002):

$$U = (\gamma_w h \cos^2 \beta) \frac{b}{\cos \beta} = \gamma_w b h \cos \beta \quad [5]$$

em que:

U – pressão neutra

γ_w – peso específico da água

h – altura da fatia de solo

b – largura da fatia de solo

β – declive da vertente

Na determinação do FS também intervém a força de atrito ao longo do plano de rotura, a qual pode ser obtida pela equação [6]:

$$S = c' b \sec \beta + (N' - U) \tan \phi' \quad [6]$$

em que:

S – força de atrito no plano de rotura

c' – coesão efetiva dos materiais

b – largura da fatia de solo

β – declive da vertente

N' – força normal efetiva

U – pressão neutra

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

Deste modo, torna-se possível calcular o FS, que será dado pela equação [7]:

$$FS = \frac{c' b \sec \beta + (N' - U) \tan \phi'}{W \sin \beta} \quad [7]$$

em que:

c' – coesão efetiva dos materiais

b – largura da fatia de solo

β – declive da vertente

N' – força normal efetiva

U – pressão neutra

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

W – peso da fatia de solo

Substituindo W por ($\gamma_{sat} b h$), sendo γ_{sat} o peso específico do solo saturado, tem-se a equação [8]:

$$FS = \frac{c' + h(\gamma_{sat} - \gamma_w)\cos^2\beta\tan\phi'}{\gamma_{sat}h\sin\beta\cos\beta} \quad [8]$$

A equação [8] pode, ainda, ser transformada na equação [9], se se considerar que o nível da água se encontra a uma altura equivalente ao produto ($m \times h$) acima da superfície de rotura, em que $m = dw/h$:

$$FS = \frac{c' + h\cos^2\beta[(1 - m)\gamma_m + m\gamma_{sub}]\tan\phi'}{h\sin\beta\cos\beta[(1 - m)\gamma_m + m\gamma_{sat}]} \quad [9]$$

em que:

c' – coesão efetiva dos materiais

β – declive da vertente

h – altura da fatia de solo

ϕ' – ângulo de atrito interno efetivo

γ_{sub} – peso específico do solo submerso

γ_m – peso específico natural do solo

γ_{sat} – peso específico do solo saturado

A fórmula anterior permite a determinação do FS para uma vertente constituída por solos coesivos, em se considera que o fluxo de água é paralelo à superfície topográfica. A mesma expressão possibilita a determinação da superfície crítica de rotura, quaisquer que sejam os valores de c' e ϕ' e as condições do fluxo de água. Na Figura 14 apresenta-se um esquema elucidativo das forças e grandezas envolvidas na aplicação do método do talude infinito.

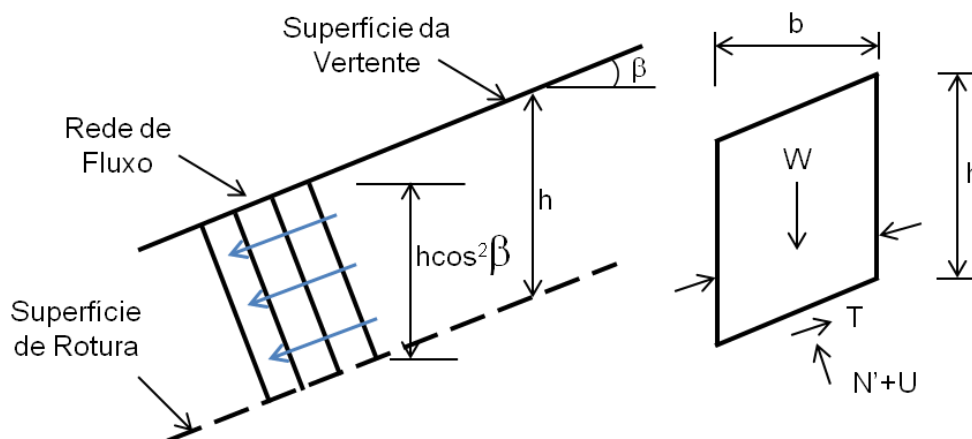


Figura 14 – Esquema das grandezas envolvidas na aplicação do método do talude infinito para solos coesivos e direção do fluxo de água paralela à superfície (adaptado de Abramson *et al.*, 2002).

3.2.2. Métodos de Fatias

Existem diversos métodos de fatias que são utilizados para avaliar a estabilidade de vertentes, uns mais precisos do que outros. Têm a vantagem de permitir analisar vertentes de geometria complexa e solos com características variáveis, bem como introduzir os efeitos de carga nas zonas de fronteira (Abramson *et al.*, 2002).

Em termos genéricos o corpo instável é dividido num número finito de fatias, normalmente verticais, que não possuem necessariamente a mesma largura, e que são tratadas como blocos individuais, para os quais se determina o FS. No final calcula-se um valor médio de todas as fatias e assume-se esse valor como sendo o FS para a vertente (Bromhead, 1992).

Segundo Duncan (1996) existem alguns pressupostos aquando da aplicação dos métodos de fatias, nomeadamente, assume-se que a base de cada fatia passa apenas por um tipo de material e que cada fatia é suficientemente fina para se considerar o respetivo segmento da base da superfície de rotura como uma linha reta.

Considera-se que a resistência é mobilizada ao longo de toda a superfície de rotura até ao estado limite, obtendo-se um único valor para o FS. A determinação deste parâmetro passa pela resolução das equações de equilíbrio das forças (segundo um referencial de eixos X e Y) e dos momentos. Porém, nem todos os métodos permitem dar solução a ambas as equações de equilíbrio. No Quadro 4 indicam-se quais as condições de equilíbrio que são satisfeitas para cada um dos métodos.

Quadro 4 – Condições de equilíbrio satisfeitas para cada um dos métodos de fatias (adaptado de Abramson *et al.*, 2002).

Método	Equilíbrio de Forças		Equilíbrio de Momentos
	X	Y	
Bishop simplificado	√	x	√
Janbu simplificado	√	√	x
Lowe e Karafiath	√	√	x
<i>U.S. Army Corps of Engineers</i>	√	√	x
Spencer	√	√	√
Bishop rigoroso	√	√	√
Janbu generalizado	√	√	√
Sarma	√	√	√
Morgenstern-Price	√	√	√

x – condição não satisfeita; √ - condição satisfeita

Outra dificuldade associada à aplicação destes métodos é a determinação das forças de corte entre as várias fatias. Esse problema é parcialmente resolvido ao assumirem-se determinados pressupostos relativamente a essas forças, aquando da aplicação do método utilizado. Os princípios base da maior parte dos métodos de fatias são idênticos, estando a principal diferença nos valores atribuídos às forças inter-fatias (Cheng e Lau, 2008). Seguidamente faz-se uma breve descrição de cada um dos métodos de fatias mais utilizados.

Método de Bishop Simplificado

O método de Bishop simplificado apenas satisfaz o equilíbrio dos momentos e das forças verticais, assumindo que as forças de corte entre as fatias são nulas, de modo a reduzir o número de incógnitas (Abramson *et al.*, 2002). Trata-se de um método simples mas que tende a fornecer resultados muito semelhantes aos dos métodos mais rigorosos, desde que seja utilizado em roturas circulares.

Método de Janbu Simplificado

De acordo com Abramson *et al.* (2002), este método considera, tal como o anterior, que as forças de corte entre as fatias são nulas, de modo a permitir reduzir o número de incógnitas. Satisfaz as equações de equilíbrio das forças, mas não as dos

momentos, pelo que o seu autor propôs a introdução de um fator corretivo para resolver essa imprecisão do método.

Segundo Bromhead (1992), a aplicação do fator corretivo deve ser feita após já ter sido calculado com FS, sendo que este parâmetro depende da relação entre a profundidade do movimento e o seu comprimento e do tipo de solo e respetivas propriedades.

Método de Lowe e Karafiath

É um dos métodos de equilíbrio de forças mais preciso e permite determinar o FS para todas as superfícies de rotura. Considera que os valores da inclinação das forças entre as fatias é dado pela média entre a inclinação da vertente e da superfície de rotura, calculada para cada fatia individualmente (Duncan, 1996; Abramson *et al.*, 2002).

Método do U.S. Army Corps of Engineers

O método desenvolvido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (também designado por Método Sueco Modificado) possui algumas semelhanças como o Método de Lowe e Karafiath, nomeadamente, por satisfazer apenas o equilíbrio das forças e poder ser aplicado a quaisquer superfícies de rotura. A principal diferença reside na determinação da inclinação das forças laterais entre as fatias, que é considerada igual ao pendor da vertente. Este método tende a fornecer valores para o FS mais altos do que os métodos que respeitam ambas as condições de equilíbrio (forças e momentos) (Duncan, 1996).

Método de Spencer

Trata-se de um método preciso que pode ser aplicado a qualquer tipo de superfície e que satisfaz todas as condições de equilíbrio. Assume que as forças laterais entre cada uma das fatias possuem todas a mesma inclinação, ainda que esse valor seja desconhecido (Abramson *et al.*, 2002).

Método de Bishop Rigoroso

É um método preciso que satisfaz o equilíbrio vertical e dos momentos para roturas circulares. Considera que as forças entre as fatias são horizontais mas não garante que é satisfeito o equilíbrio dos momentos para todas as fatias. Assumindo que existe uma única distribuição da resultante das forças inter-fatias, o autor deste método

acrescentou uma variável de modo a satisfazer as condições de equilíbrio em falta (Abramson *et al.* 2002).

Método de Janbu Generalizado

O método de Janbu respeita todas as condições de equilíbrio e é aplicável a todas as superfícies (Duncan, 1996). Permite determinar as forças entre as fatias através da escolha dos pontos onde essas forças atuam (que correspondem ao que o autor designou por *thrust line*). Uma vez assumida a linha de atuação das forças o equilíbrio dos momentos pode ser satisfeito ajustando os ângulos das forças entre as fatias (Abramson *et al.*, 2002). É um método preciso mas apresenta alguns problemas de convergência comparativamente a outros métodos (Duncan, 1996).

Método de Sarma

De todos os métodos anteriormente descritos o método de Sarma é o único que considera a determinação de um coeficiente sísmico horizontal, para o qual a massa potencialmente instável se encontra em equilíbrio. De acordo com Abramson *et al.* (2002) assume-se que existe uma relação entre aquele coeficiente e o FS, sendo que a um valor nulo desse parâmetro corresponde uma situação de equilíbrio estático. Pode ser aplicado a todos os tipos de superfícies de rotura e satisfaz ambas as condições de equilíbrio de forças e de momentos (Duncan, 1996).

Método de Morgenstern-Price

Este método possui algumas semelhanças com o método de Spencer, mas considera que as inclinações das forças laterais entre fatias seguem uma determinada função (Abramson *et al.* 2002). Os seus valores são determinados de modo a verificarem-se todas as condições de equilíbrio. Conseguir satisfazer todas as equações de equilíbrio e trata-se de um método preciso que pode ser aplicado em todo o tipo de superfícies de rotura (Duncan, 1996).

4. METODOLOGIA PARA O CASO DE ESTUDO

A análise de estabilidade do talude em estudo teve como primeiro passo a reunião de todos os elementos existentes sobre o local, i.e. cartas geológicas, fotografias aéreas, relatórios geotécnicos, boletins de sondagens e poços, bibliografia da especialidade, etc.

Verificou-se existir um relatório geotécnico e boletins de sete sondagens, realizadas em novembro e dezembro de 2001, no âmbito de um estudo realizado pela empresa Tecnasol, por solicitação da Câmara Municipal de Odivelas (CMO). Esta entidade forneceu, também, o modelo digital do terreno à escala 1:1 000 em formato *shapefile*, de forma a ser mais fácil o tratamento da informação.

Após a recolha de todos os dados disponíveis procedeu-se à sua compilação e análise, de forma a fazer uma primeira caracterização da área em estudo. Este passo compreendeu a descrição da sua localização, geomorfologia, geologia, tectónica, sismicidade e clima, aspetos de primordial importância para qualquer estudo no âmbito da estabilidade de vertentes. Também foi efetuada a pesquisa bibliográfica de livros e artigos sobre esta temática, no sentido de compreender melhor o tema e fazer uma análise do estado da arte.

A fase seguinte incluiu a análise estereoscópica das fotografias aéreas existentes, com o objetivo de identificar elementos indicadores de movimentos de vertente e de delimitar os aterros depositados no local. O modelo digital do terreno também foi analisado em detalhe, tendo-se recorrido ao *software ArcGIS* para caracterizar a superfície do terreno.

Em paralelo com o trabalho de gabinete foram efetuados os reconhecimentos de campo, que permitiram identificar os diferentes materiais existentes e a presença de indícios de instabilidade. Foram recolhidas amostras *in situ* para ensaios laboratoriais, nomeadamente, para ensaios de corte direto, limites de consistência, teor em água e granulometria, realizados no Departamento de Geotecnia do LNEC.

Foram também realizados, pelo LNEC, ensaios de resistividade elétrica, ao longo de três perfis previamente definidos, com o objetivo de adquirir um melhor conhecimento acerca do tipo de materiais e do modo como se distribuem em profundidade, bem como detetar a presença de água. Foram, igualmente, abertos seis poços que permitiram obter informação complementar acerca dos materiais existentes no talude em estudo.

Seguiu-se a elaboração do modelo aproximado do terreno, através da compilação de todos os dados existentes, o qual constituiu uma ferramenta essencial para a fase seguinte. Após a conclusão do modelo procedeu-se à análise de estabilidade para determinar o FS para a vertente, ao longo de dois perfis escolhidos. Este passo foi realizado através da utilização de *software* específico (*Slope W*) que permitiu, através da introdução de todos os parâmetros necessários que caracterizam a vertente, determinar o FS com a possibilidade de fazer simulações fazendo variar os parâmetros geotécnicos, a geometria da vertente, o nível de água, etc.

Em função do valor obtido para o FS foi possível verificar se a vertente constitui ou não um local com características favoráveis a uma eventual ocupação futura, assunto que é abordado mais à frente no presente texto.

4.1. DEFINIÇÃO DO PROBLEMA E OBJETIVOS

Devido às suas condições geológicas, geomorfológicas e climáticas, a zona a norte de Lisboa é especialmente suscetível à ocorrência de instabilidades de vertente (Zêzere *et al.*, 1999; Zêzere, 2002; Zêzere *et al.*, 2005; Zêzere *et al.* 2008).

Com o presente estudo pretende-se fazer uma avaliação da estabilidade de um talude no concelho de Odivelas, com base em toda a informação disponível que inclui: fotografias aéreas (desde 1944 até 1982), um ortofotomapa de 2005, boletins de sondagens e de poços, relatórios geotécnicos, resultados de ensaios laboratoriais e de campo (perfis de resistividade), bibliografia da especialidade (livros técnicos e artigos científicos), cartas geológicas e topografia de pormenor (modelo digital de terreno).

A realização do estudo passa, também, pelos levantamentos de campo que têm como finalidade a identificação e mapeamento de indícios de instabilidade, tais como, fendas de tração, muros, árvores e outras estruturas inclinadas; a realização de cartografia superficial; a identificação de zonas onde há presença de água (e. g. canaviais) e a recolha de amostras para ensaios de corte direto, limites de consistência, teor em água e granulometria. Um outro aspeto relevante é analisar os dados pluviométricos das últimas décadas (dados diários e mensais) e identificar os períodos em que a intensidade das chuvas foi mais elevada, tentando correlacioná-los com eventuais movimentos de vertente que possam ter ocorrido.

A execução da análise de estabilidade passa, inicialmente, pela elaboração de um modelo aproximado do talude (considerando a geometria, a estrutura, as características dos materiais, etc.), tendo como base a topografia e a informação recolhida das sondagens e dos ensaios realizados. Posteriormente é determinado o

FS para a vertente através do programa *Slope W*, que permite fazer simulações com alguns dos métodos descritos no subcapítulo 3.2. Deste modo, é possível verificar qual o grau de estabilidade da área considerada e determinar a possibilidade de aí ocorrerem movimentos de vertente.

4.2. ESTUDO DE GABINETE E RECOLHA DA INFORMAÇÃO DE BASE

4.2.1. Enquadramento do Local em Estudo

4.2.1.1. Localização

A zona em estudo localiza-se no concelho de Odivelas, pertencente ao Distrito de Lisboa, e abrange a área contígua à Escola Agrícola D. Dinis - Paiã. As coordenadas M e P aproximadas do local são, respetivamente, -92 546,796 e -98 952,433 (Datum 73). Na Figura 15 apresenta-se o enquadramento da área em estudo num contexto mais global e nas Figuras 16 e 17 apresenta-se o local no contexto urbano em que está inserido. A área em questão corresponde a terrenos de cultivo e é circundada por bairros habitacionais e por uma via de tráfego intenso, o IC17.

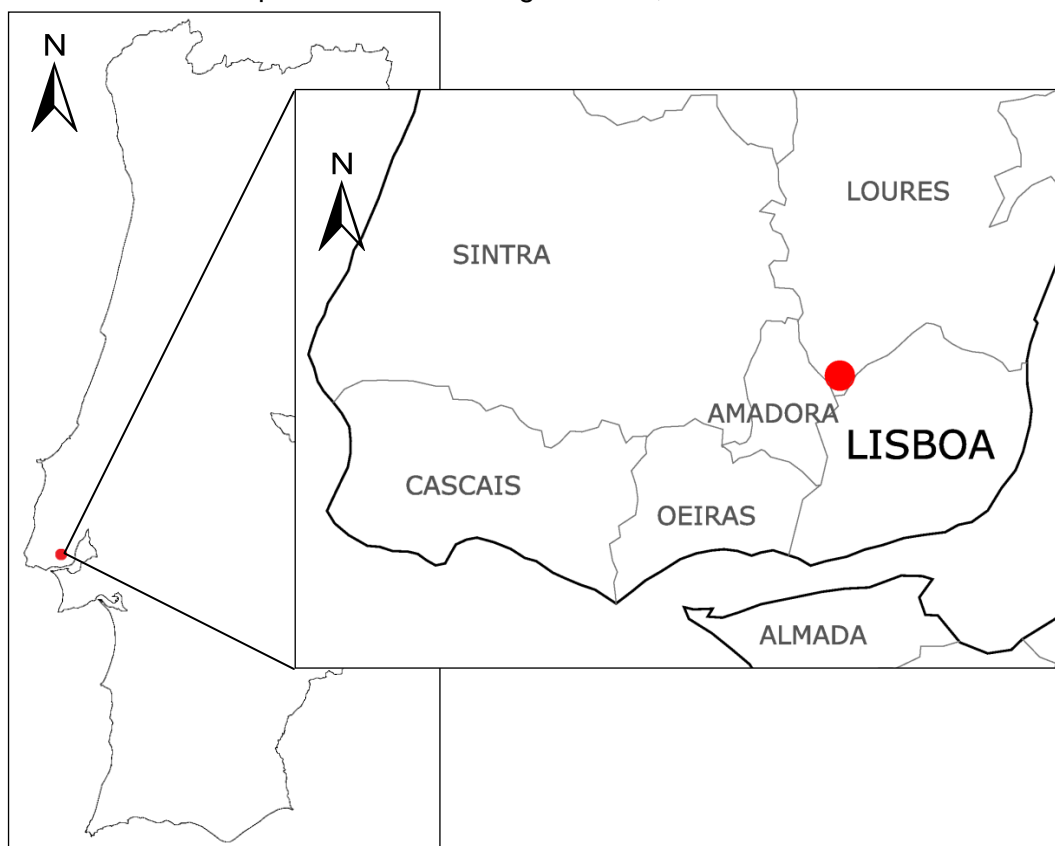


Figura 15 – Enquadramento do local em estudo (sem escala).



Figura 16 – Enquadramento da área em estudo a vermelho (imagem retirada do *Google Earth*, sem escala).



Figura 17 – Enquadramento da área em estudo a vermelho (imagem retirada do *Google Earth*).

4.2.1.2. Geomorfologia

Em termos geomorfológicos a zona em estudo insere-se na margem direita do vale do Rio da Costa, que desagua no Rio Trancão. A vertente é constituída por uma costeira de declive acentuado, com uma cota máxima da ordem dos 95 m a 100 m, que dá lugar a uma zona aplanada de maior extensão no seu sopé, com cotas da ordem dos 50 m. Na Figura 18 apresenta-se uma perspetiva da geomorfologia da vertente, com uma sobrelevação vertical de 3 vezes, elaborada com recurso à aplicação *ArcScene* disponível no *software ArcGIS*. A imagem é meramente ilustrativa, visto que a aplicação utilizada não permite a introdução de escala.

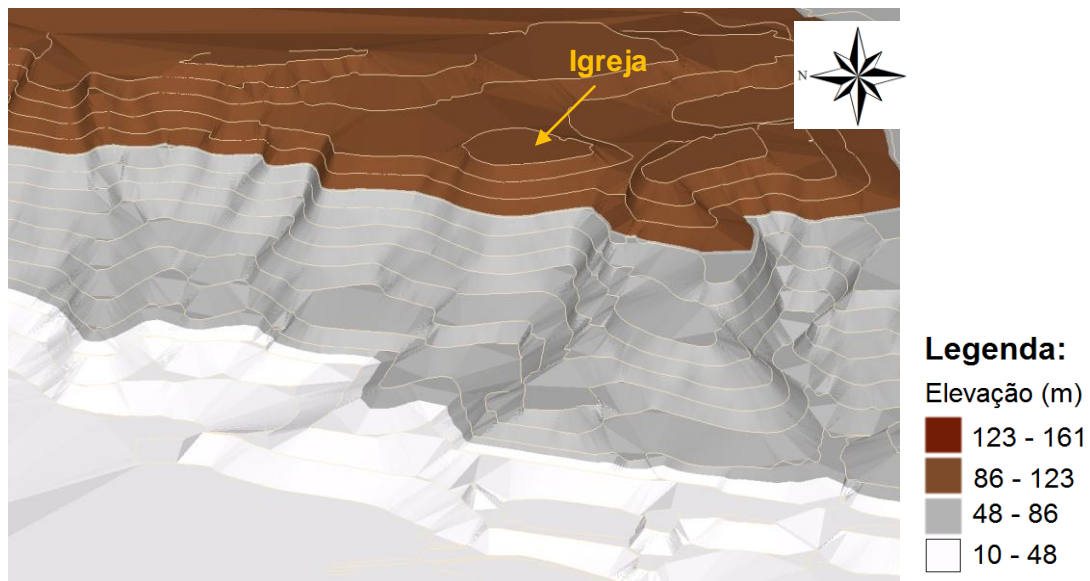


Figura 18 – Perspetiva do talude em estudo com uma sobrelevação de 3x (sem escala).

A encosta encontra-se alinhada, aproximadamente, segundo a direção NE-SW, estando a face da vertente voltada para NW. A zona de maior declive está coberta de vegetação arbustiva, enquanto a área mais aplanada tem apenas vegetação herbácea. Para a analisar a geometria da vertente, e determinar os respetivos declives, foram realizados seis perfis topográficos, cuja localização se mostra na Figura 19.

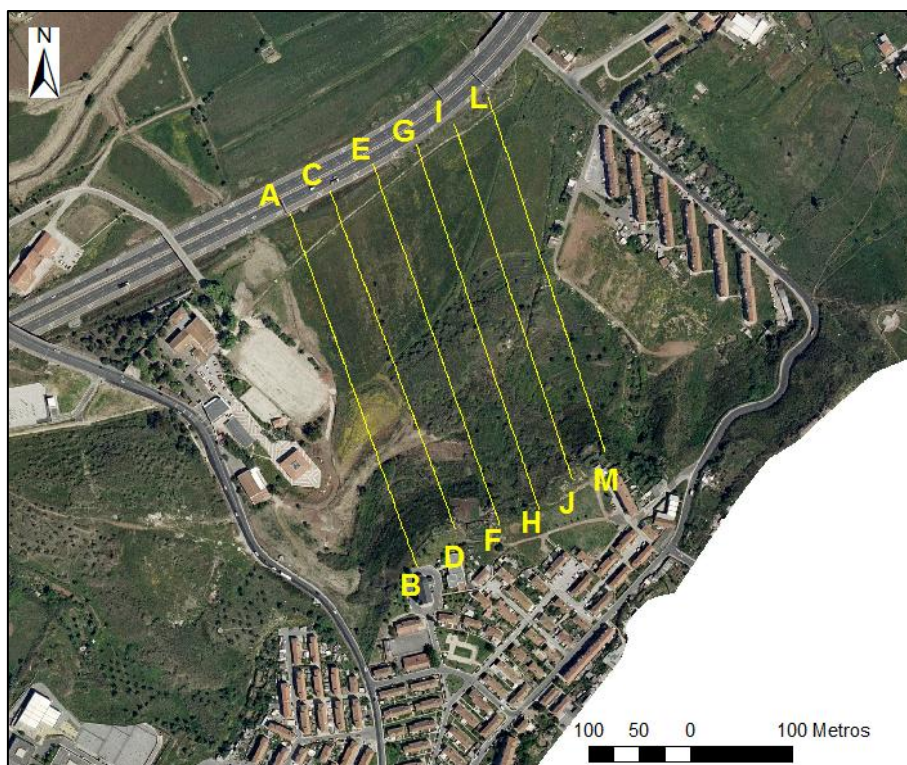
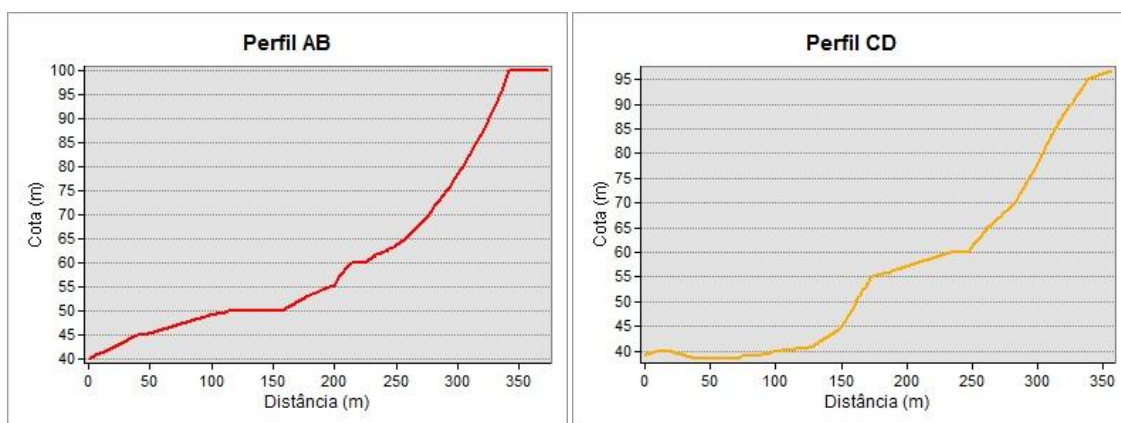


Figura 19 – Localização dos perfis topográficos realizados na área em estudo.

Nos gráficos da Figura 20 é possível visualizar a geometria da superfície de cada um dos perfis.



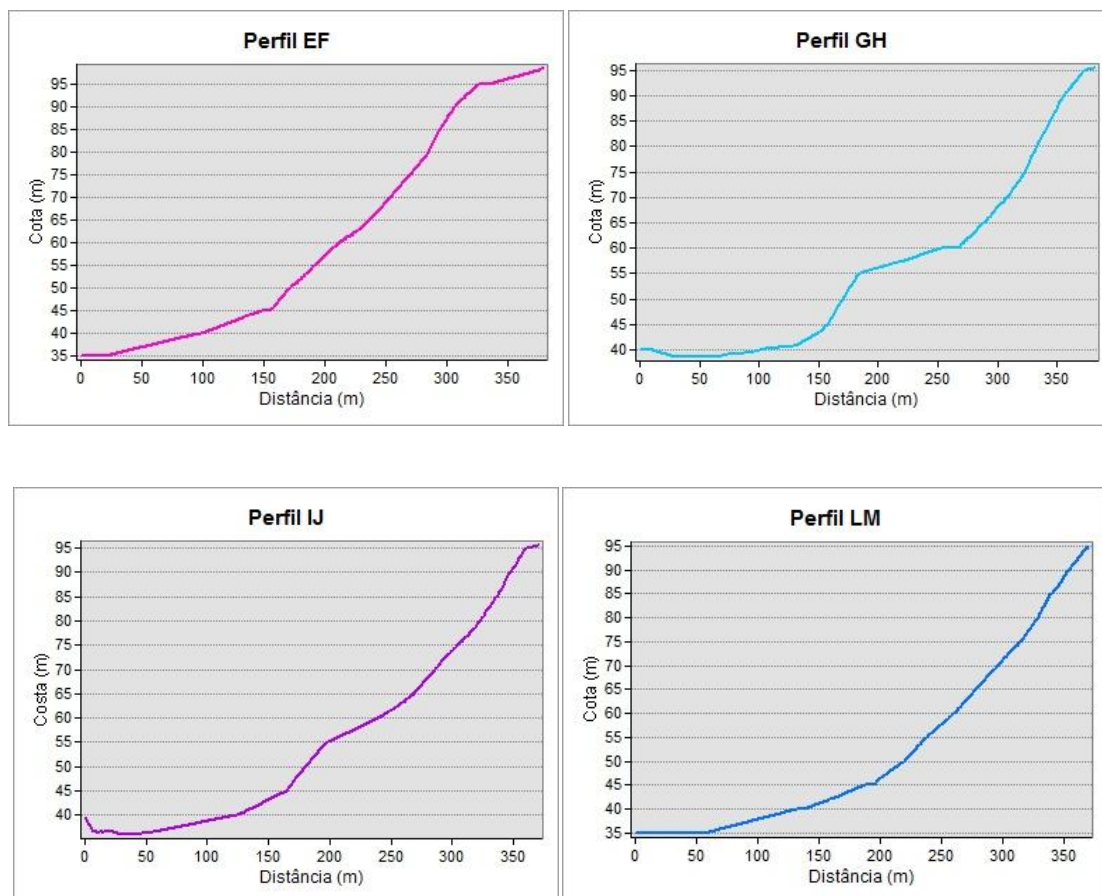


Figura 20 – Geometria da vertente para cada um dos perfis realizados.

A pendente da vertente é variável ao longo da sua extensão, apresentando as seguintes inclinações aproximadas: 0° - 5° , 9° - 15° e 16° - 21° , para os troços inferior, intermédio e superior, respetivamente, como se pode verificar pela análise dos perfis anteriores.

Com base no ficheiro em formato CAD (*Computer Aided Design*) das curvas de nível (com equidistância de 5 m), fornecido pela CMO, foi criada uma *shapefile* em ArcGIS e elaborado um TIN (*Triangulated Irregular Network*), tendo-se obtido a imagem apresentada na Figura 21, onde se podem visualizar as zonas de maior e menor elevação.

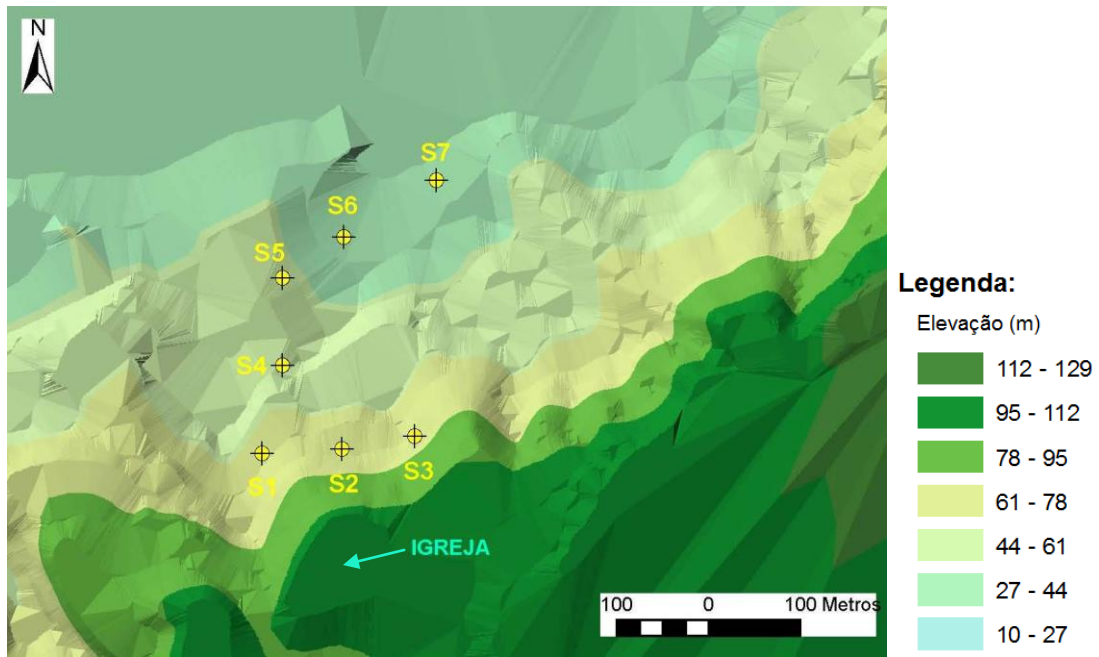


Figura 21 – Imagem ilustrativa da topografia da vertente em estudo (2D) com a indicação do local das sondagens.

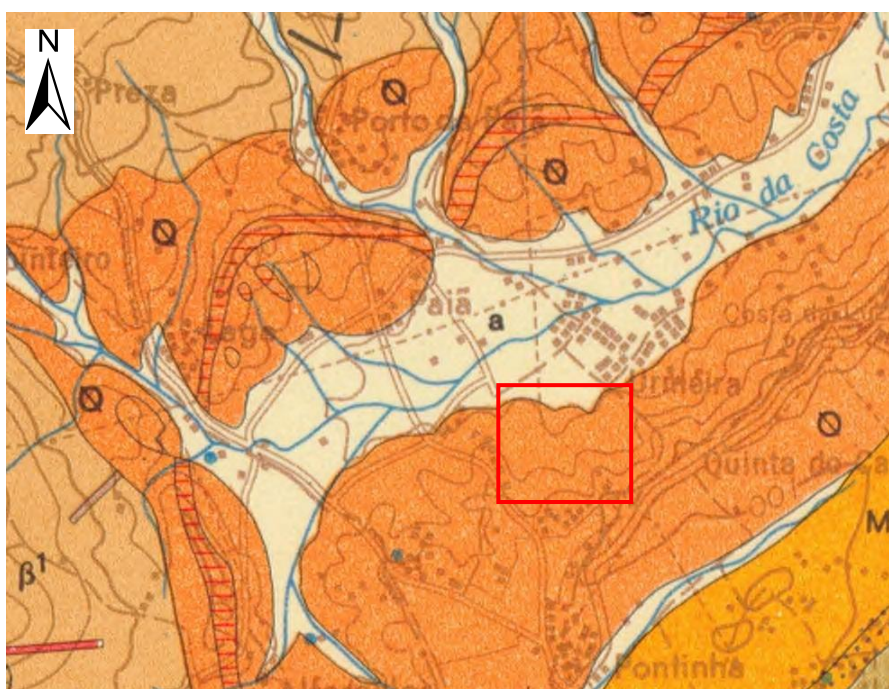
No que diz respeito à rede hidrográfica, o talude em estudo é atravessado por linhas de água que confluem para o Rio da Costa, estando algumas delas bastante encaixadas. Na Figura 22 mostra-se a sua disposição no terreno.



Figura 22 – Linhas de água que atravessam o local do estudo.

4.2.1.3. Geologia e Tectónica

Os terrenos que servem de substrato ao talude em estudo incluem a Formação de Benfica e o Calcário de Alfovelos, datados do Oligocénico, porém, este último não aflora à superfície, uma vez que se encontra na base da unidade. Segundo Zbyszewski (1964) os afloramentos correspondentes a estas formações estendem-se por uma larga faixa orientada segundo a direção NE-SW, como se pode verificar na Figura 23. Incluem-se nesta faixa várias localidades como Pontinha, Alfovelos, Odivelas, Póvoa de Santo Adrião, Frielas e Loures. Estes materiais dispõem-se em torno da bacia aluvionar que inclui o Rio Trancão, o Rio de Loures e o Rio da Costa, bem como algumas ribeiras de menor importância.



Legenda:

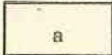
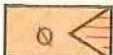
	Aluviões		Conglomerados, arenitos e argilas da Calçada de Carriche; Calcários de Alfovelos; Conglomerados, arcoses, argilas e calcários da Estação de Benfica
---	----------	---	---

Figura 23 – Excerto da Carta Geológica 34B Loures na escala 1:50 000 (figura com escala modificada, ampliada 2x) com a identificação da área em estudo a vermelho.

As formações anteriormente mencionadas inclinam para SE, aflorando as camadas inferiores na margem W da Ribeira de Odivelas e as camadas superiores na margem oposta. De acordo com Choffat (1950) *in* Zbyszewski (1964) o complexo oligocénico é

formado, do topo para a base, pelos seguintes tipos litológicos, que constituem as cinco assentadas principais definidas pelo autor:

- argilas, margas e grés avermelhados com calhaus rolados (60 m de espessura);
- conglomerados e margas com numerosos blocos calcários (60 m de espessura);
- margas avermelhadas (200 m de espessura);
- calcários e conglomerados de Alfovelos (16 m de espessura);
- margas avermelhadas e conglomerados, passando por vezes a camadas calcárias.

Sobre as unidades anteriormente descritas foram depositados elevados volumes de materiais de aterro que, atualmente, se distribuem por uma área significativa da vertente. Trata-se de materiais areno-argilosos e argilo-arenosos com alguns seixos e cascalho disperso. Em alguns casos existem incorporados detritos de natureza diversa.

No que se refere à tectónica da região, a Notícia Explicativa da Carta Geológica 34B Loures refere que o elemento estrutural de maior importância é o sinclinal do Tejo, cuja orientação geral é NE-SW. As formações que constituem o seu flanco ocidental datam do Lusitaniano até ao Pliocénico e inclinam para S e SE.

Na área abrangida pelo talude a estrutura geológica é do tipo monoclinal, em que as camadas inclinam para SE.

4.2.1.4. Sismicidade

O local do estudo encontra-se numa zona de sismicidade elevada situada no Vale do Tejo, tendo sido registadas intensidades de VIII – X da Escala de Mercalli para dois sismos históricos: sismo de 1 de Novembro de 1755 (Pereira de Sousa, 1928 *in* Zbyszewski, 1964) e de 23 de Abril de 1909 (Choffat e Bensaúde, 1911-1912 *in* Zbyszewski, 1964). Na área entre as seguintes localidades: Carnide, Lumiar, Charneca, Póvoa de Santo Adrião e Odivelas, foram registadas intensidades mais elevadas, de grau IX-X na escala de Mercalli, na sequência do sismo de 1755. É de salientar que é nesta área que se inclui a zona do estudo. Nas restantes áreas da carta Geológica 34B Loures foram registadas intensidades máximas de grau V-VII, aquando do mesmo evento sísmico.

No mapa da sismicidade histórica de Portugal continental que se apresenta na Figura 24, pode-se verificar que, na escala de Mercalli modificada, a zona da vertente em estudo está classificada com o grau IX.

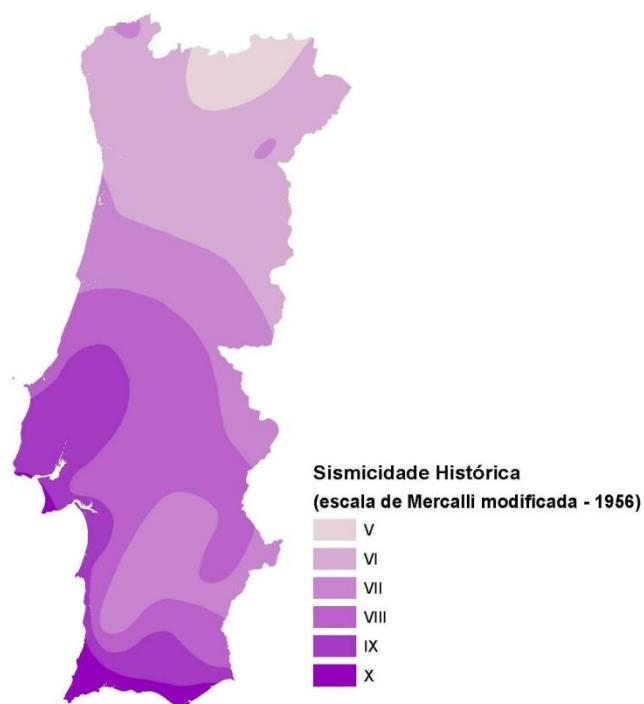


Figura 24 – Mapa da sismicidade histórica de Portugal continental (imagem retirada do Atlas do Ambiente).

Do exposto anteriormente verifica-se que a área relativa ao presente caso de estudo é suscetível à ocorrência de sismos de intensidade elevada, os quais podem atuar como mecanismo desencadeante de movimentos de vertente.

4.2.1.5. Hidrogeologia

A circulação de água nos materiais que constituem o local do estudo é fortemente condicionada pelas suas características. Nos materiais que constituem o complexo oligocénico a permeabilidade é baixa nos níveis mais argilosos (argilas e margas), podendo ser superior nos leitos de maior componente detrítica. Nos níveis mais carbonatados a permeabilidade é, essencialmente, devida à fraturação do maciço e pode atingir valores mais elevados (COBA, 2006).

A meio da encosta em estudo verificou-se existir uma zona de ravinamento com surgência de água, devida à existência de níveis mais arenosos sobre níveis de menor permeabilidade (mais argilosos). Na Figura 25 apresenta-se uma imagem ilustrativa do

ravinamento. Aquando dos levantamentos de campo foi, também, identificada uma mina de água.



Figura 25 – Evidências de ravinamento na vertente em estudo.

Genericamente, os terrenos atravessados não apresentam potencial para permitir o desenvolvimento de caudais significativos mas é de salientar que, por vezes, ocorrem níveis suspensos quando a precipitação é mais intensa.

4.2.1.6. Condições Climáticas

O Município de Odivelas situa-se no litoral oeste de Portugal, sendo as suas características climáticas diretamente influenciadas pela proximidade ao Oceano Atlântico. De acordo com a classificação de Köppen, o clima da zona em estudo é do tipo mediterrânico, sub-tipo Csa, correspondendo a um clima temperado, com verões quentes e secos. O período de maior pluviosidade verifica-se de Outubro a Abril, e é caracterizado por ter uma distribuição irregular, podendo ocorrer longos períodos de precipitação intensa alternados com períodos mais secos. Pontualmente, ocorrem eventos de precipitação muito intensa que provocam cheias nas zonas mais baixas (Zêzere *et al.*, 1999).

Para uma caracterização mais detalhada do clima da região onde se localiza o talude em estudo consultaram-se as bases de dados das estações meteorológicas de São Julião do Tojal (SNIRH, 2013) e do Instituto Geofísico do Infante D. Luiz (IDL) (IDL, 2013). Relativamente à primeira estação foram analisados os valores médios de temperatura mensal (1938-2012) e os valores de precipitação anuais (1938-2011), mensais (1938-2012), diários (1955-2012) e horários (1998-2012). No que diz respeito à segunda estação, analisaram-se os valores de precipitação diários e horários, referentes ao período compreendido entre 2001 e 2012. Na Figura 26 apresentam-se sintetizadas as médias dos valores médios, máximos e mínimos totais de temperatura para cada mês no intervalo de tempo considerado.

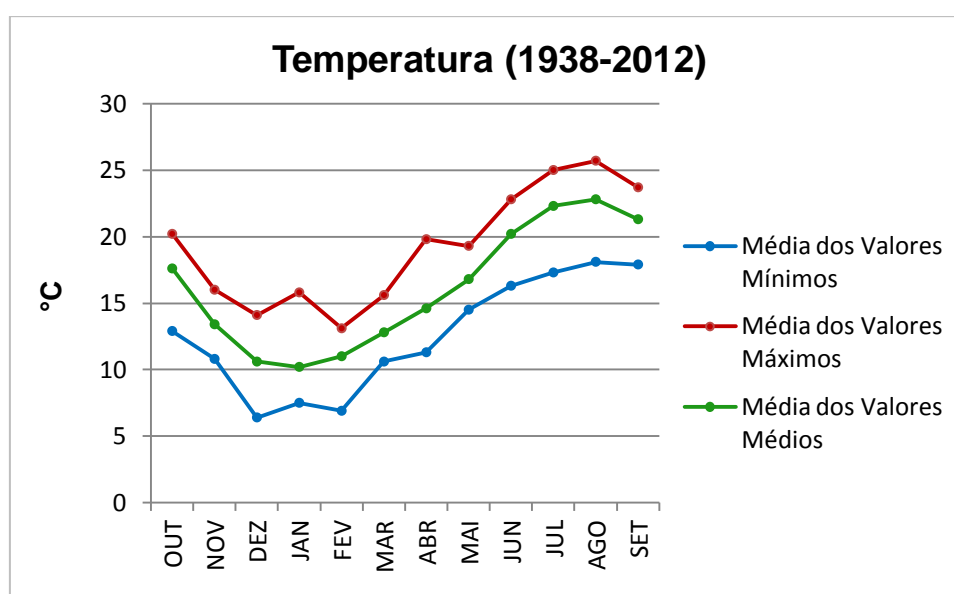


Figura 26 – Médias dos valores mínimos, máximos e médios da temperatura mensal (dados do SNIRH, 2013).

A análise da Figura 26 permite avaliar as variações de temperatura ao longo do ano. Verifica-se que os meses de inverno e primavera apresentam, em média, temperaturas inferiores a 15 °C e os meses de verão excedem, normalmente os 20 °C. Os meses mais frios correspondem aos meses de dezembro, janeiro e fevereiro, ao passo que os meses mais quentes são julho, agosto e setembro.

No que diz respeito à precipitação, projetaram-se na Figura 27 os valores anuais de precipitação para os anos hidrológicos de 1938 a 2012.

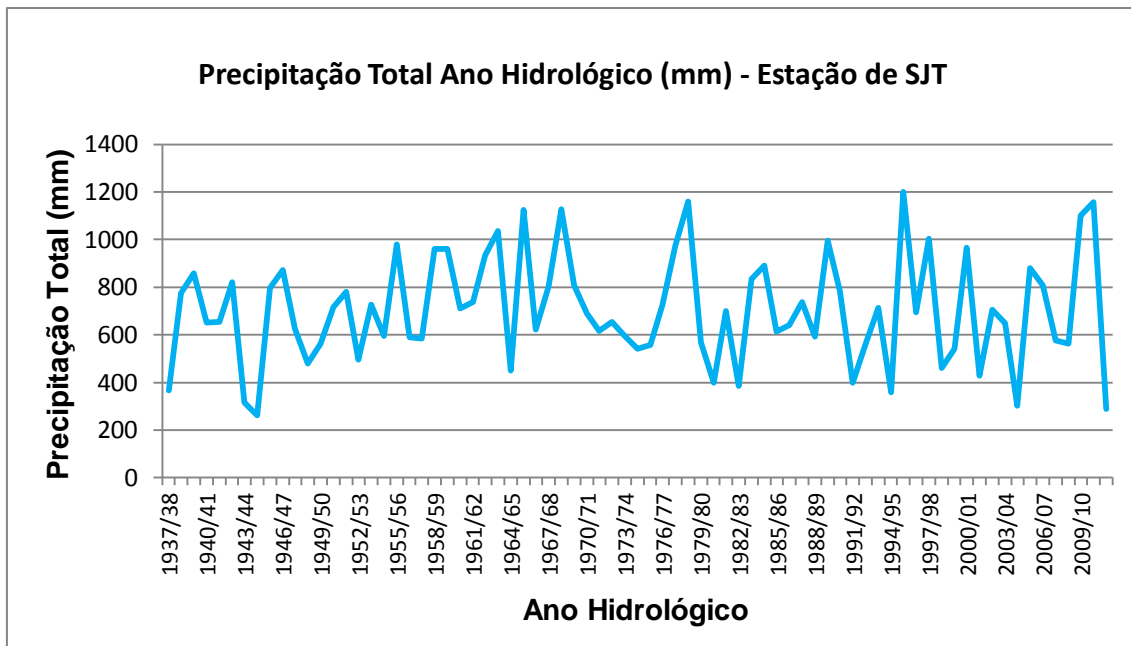


Figura 27 – Precipitações totais anuais para os anos hidrológicos de 1938 a 2012.

Pela análise da Figura 27 pode-se verificar que a precipitação anual apresenta uma distribuição bastante irregular. Segundo Zêzere *et al.* (1999) a média da precipitação anual na região que abrange a zona em estudo é de 700 mm, sendo que este valor foi ultrapassado em cerca de metade dos anos considerados. A Figura 28 mostra, ainda, que, nos anos de 1963/64, 1965/66, 1968/69, 1978/79, 1995/96, 1997/98, 2009/10 e 2010/11, foram registadas precipitações anuais superiores a 1000 mm.

De forma a compreender a distribuição mensal da precipitação ao longo das últimas décadas, foram também analisados os dados de precipitação média mensal, para ambas as séries de dados (SJT e IDL), que se apresentam sintetizados na Figura 28.

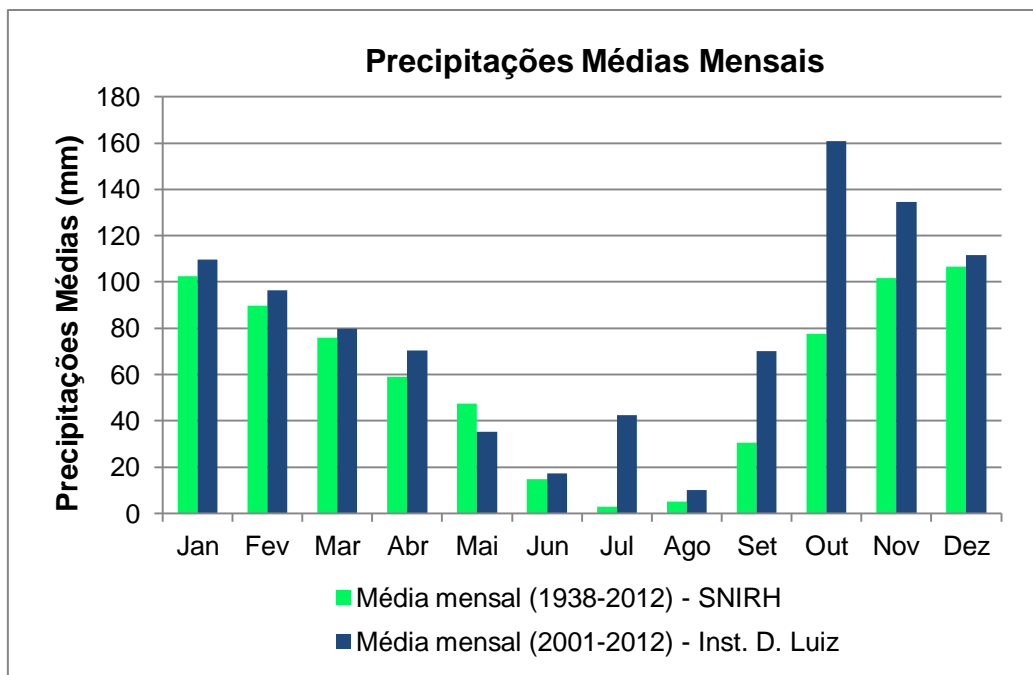


Figura 28 – Precipitações médias mensais.

A análise da Figura 28 permite verificar que a precipitação apresenta uma distribuição sazonal, com valores mais elevados nos meses de outono e inverno, excedendo os 100 mm nos meses de janeiro, novembro e dezembro. Um outro aspeto que importa referir é o facto de que, nos últimos 12 anos, se tem vindo a verificar um aumento da precipitação mensal, sendo notório o aumento significativo da precipitação nos meses de outubro e novembro.

Dada a importância, no âmbito do estudo da estabilidade de vertentes, a análise da precipitação em dias consecutivos, foram também elaborados gráficos com as precipitações acumuladas para 3, 5, 7, 15 e 30 dias (*vide* Figuras 29 a 33).

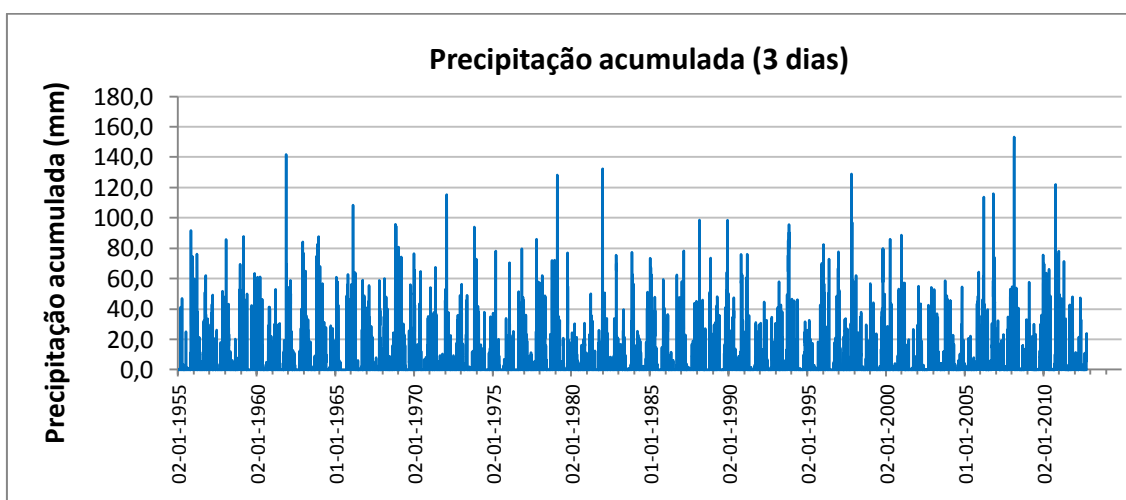


Figura 29 – Precipitações acumuladas (3 dias).

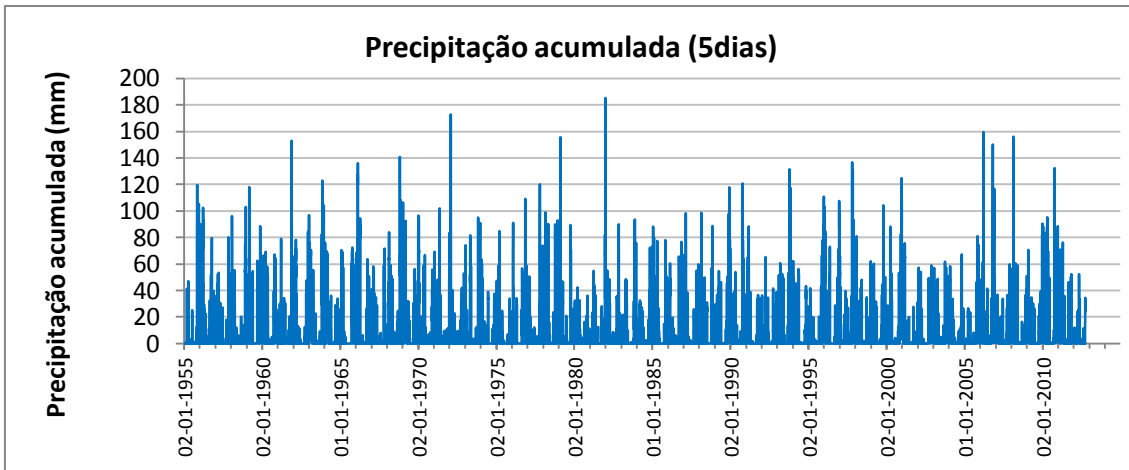


Figura 30 – Precipitações acumuladas (5 dias).

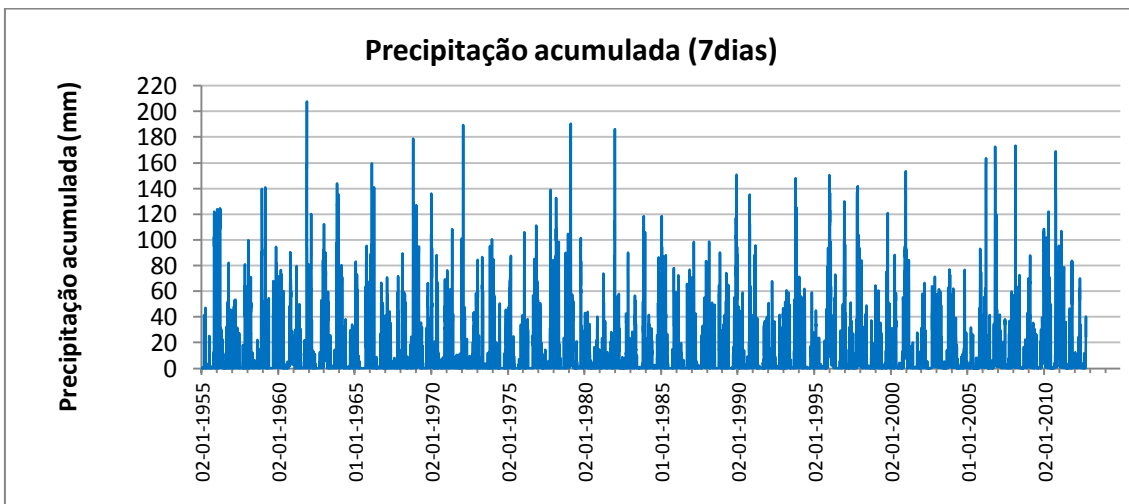


Figura 31 – Precipitações acumuladas (7 dias).

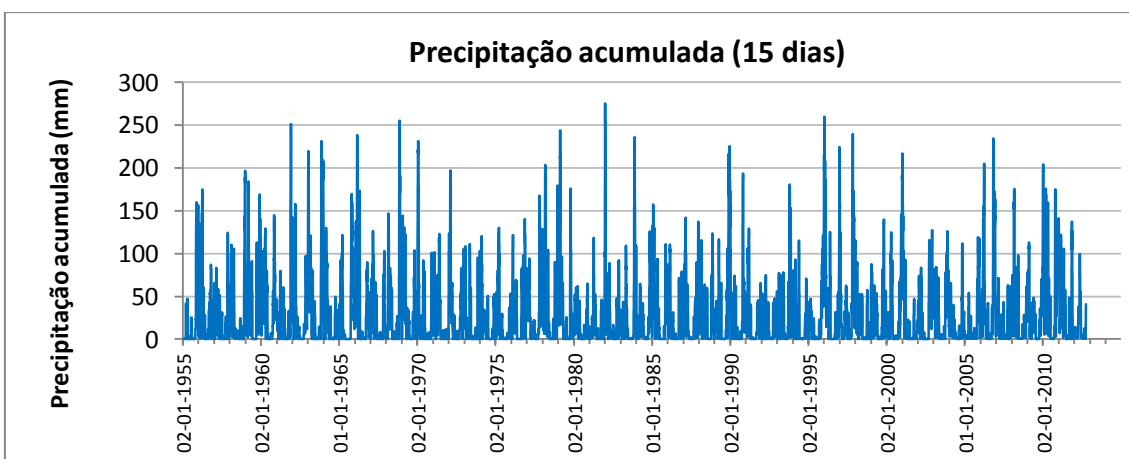


Figura 32 – Precipitações acumuladas (15 dias).

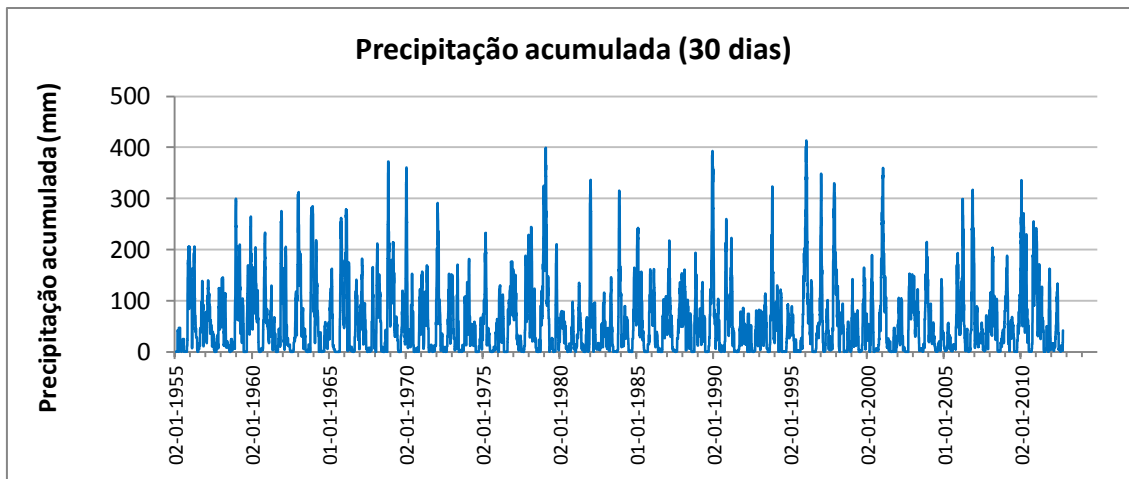


Figura 33 – Precipitações acumuladas (30 dias).

Pela análise do gráfico da Figura 29 pode-se verificar que, no que respeita às precipitações acumuladas de 3 dias, se obtiveram valores bastante altos em algumas situações, tendo-se atingido um máximo de 153,2 mm no período entre 18 e 20 de fevereiro de 2008, que corresponde a um evento de precipitação particularmente intensa, em que se registou um máximo diário de 140,9 mm no dia 18/02/2008, ao qual está associada a ocorrência de movimentos de vertente próximo da área em estudo. As precipitações horárias máximas obtidas para este dia foram de 26,3 mm (às 8 horas) e de 21,7 mm (às 9 horas) para a estação de SJT. O valor máximo horário registado pelo IDL foi ainda mais elevado, cerca de 38,7 mm, apesar da precipitação diária ter sido inferior (102,0 mm).

A este período de intensa pluviosidade estão, ainda, associados outros dois valores de precipitação acumulada de 3 dias, que constam entre os mais elevados de toda a série da estação de SJT: 150,3 mm (3 dias anteriores a 19/02/2008, inclusive) e 140,9 mm (3 dias anteriores a 18/02/2008, inclusive).

Relativamente às precipitações acumuladas em 5 dias consecutivos, pode-se verificar no gráfico da Figura 30 a existência de alguns valores bastante elevados (excedendo em três situações os 170 mm). Os dois valores mais elevados obtidos dizem respeito aos períodos de 5 dias anteriores às seguintes datas: 30/12/1982 e 31/12/1982 (inclusive), em que se obteve uma precipitação acumulada de 173,7 mm e 185,2 mm, respetivamente.

No gráfico da Figura 31, onde foram projetados os dados referentes às precipitações acumuladas de 7 dias consecutivos, pode-se verificar que em algumas situações se obtiveram precipitações bastante elevadas, por vezes superiores a 180 mm. Os dois valores mais altos correspondem aos períodos de 7 dias anteriores a

19/07/1961 e 20/07/1961 (inclusive), tendo-se obtido precipitações de 193,4 mm e 207,7 mm, respetivamente.

No que se refere à precipitação para períodos de 15 dias, o gráfico da Figura 32 mostra alguns “picos” de precipitação acumulada superiores a 200 mm. Os valores de precipitação acumulada mais elevados corresponderam aos períodos quinzenais que antecederam os dias 30/12/1981, 31/12/1981 e 01/01/1982 (inclusive), com precipitações de 263,9 mm; 275,4 mm e 271,2 mm, respetivamente.

Por último, no gráfico da Figura 33 foram projetadas as precipitações acumuladas de 30 dias, que excederam os 400 mm nos períodos de 30 dias antecedentes às datas de 15/01/1996, 23/01/1996 e 24/01/1996 (inclusive), com valores de 402,0 mm, 410,6 mm e 413,6, respetivamente.

4.2.2. Análise de Fotografia Aérea e de Ortofotomapa

A análise das fotografias aéreas existentes, tiradas em diferentes anos (1944, 1960, 1965, 1977 e 1982), permitiu fazer uma avaliação, ao longo do tempo, da evolução da vertente e definir a geometria dos aterros que nela foram sendo depositados. A comparação das fotografias com o ortofotomapa de 2005 também possibilitou a identificação de zonas onde terão ocorrido movimentos.

Nas imagens da Figura 34 apresentam-se marcadas as áreas de aterro para cada um dos anos considerados, bem como o traçado inicial da base da vertente.

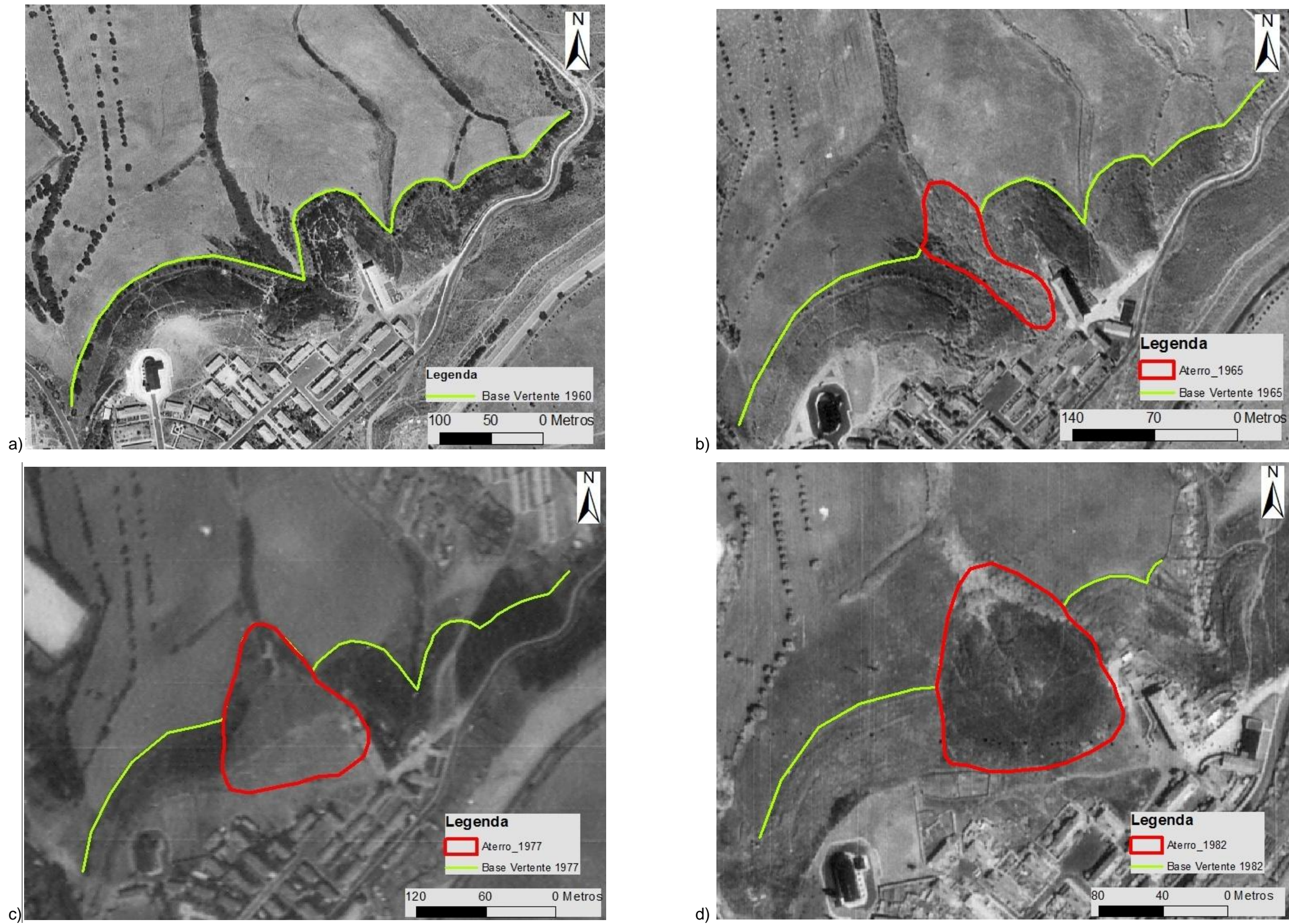


Figura 34 – Vertente original na fotografia a) (1960) e marcação dos aterros e da base da vertente original nas fotografias b) (1965), c) (1977) e d) (1982).

No período compreendido entre 1944 e 1960 não se identificaram quaisquer alterações na morfologia da vertente, daí que se tenha optado por não apresentar a fotografia de 1944.

Pela análise das restantes fotografias pode-se verificar que foram sendo depositados, consecutivamente, materiais de aterro na encosta, especialmente nas linhas de água. Grande parte desses materiais terão sido ali colocados aquando da construção do Bairro Mário Madeira, localizado no topo da encosta.

De acordo com a informação fornecida pela CMO, o primeiro aterro depositado data de 1967, contudo, na fotografia aérea de 1965 já parece ter havido despejo de materiais numa das linhas de água, como se pode ver na Figura 34 b). Na fotografia aérea de 1977 já é notório o enorme volume de aterro depositado na linha de água, como se mostra na Figura 34c) e que parece ter sofrido pouca alteração 1982 (vide Figura 34d).

Comparando o ortofotomapa (datado de 2005) com as fotografias aéreas anteriores é possível verificar algumas alterações importantes. Dessas alterações há a referir um espraiamento dos materiais do aterro no sector E, uma acumulação de material na base da vertente a W e presença de uma cicatriz de rotura, os quais constituem evidência de movimento.

Relativamente ao sector W é de salientar que os materiais correspondem aos da formação de base, como o comprovam a informação obtida no poço P10 e as observações feitas no local. Não existe informação acerca da deposição de materiais de aterro naquele sector, como tal deduz-se que o escorregamento se deu nos materiais descomprimidos existentes na zona mais superficial.

Foram, ainda, analisadas algumas imagens obtidas do *Google Earth*, no período compreendido entre 01-07-2001 e 06-08-2009, em que é possível verificar que já tinham ocorrido ambos os deslizamentos identificados no local antes da primeira data referida. Mais à frente no subcapítulo referente aos levantamentos de campo são referidos, com maior detalhe, os movimentos ocorridos.

4.2.3. Informação Geotécnica

A informação geotécnica utilizada no presente estudo compreendeu os boletins de sondagens e respetivos perfis interpretativos, bem como os boletins dos poços realizados pelo LNEC, cuja informação é descrita detalhadamente no texto que se segue.

4.2.3.1. Sondagens

Com vista à caracterização geológico-geotécnica dos terrenos de fundação para a construção do Complexo Desportivo da Paiã foi realizada, pela empresa Tecnasol em 2001/2002, uma campanha de sondagens na área em estudo. Foram executadas sete sondagens de prospeção, que incluíram ensaios SPT, e cuja localização se encontra na Figura 35. O posicionamento dos quatro perfis interpretativos AA', BB', CC' e DD' elaborados, também pela Tecnasol, com a informação das sondagens, é apresentado na mesma figura. No Anexo 1 apresentam-se os boletins das sondagens realizadas e no Anexo 2 os respetivos perfis interpretativos.

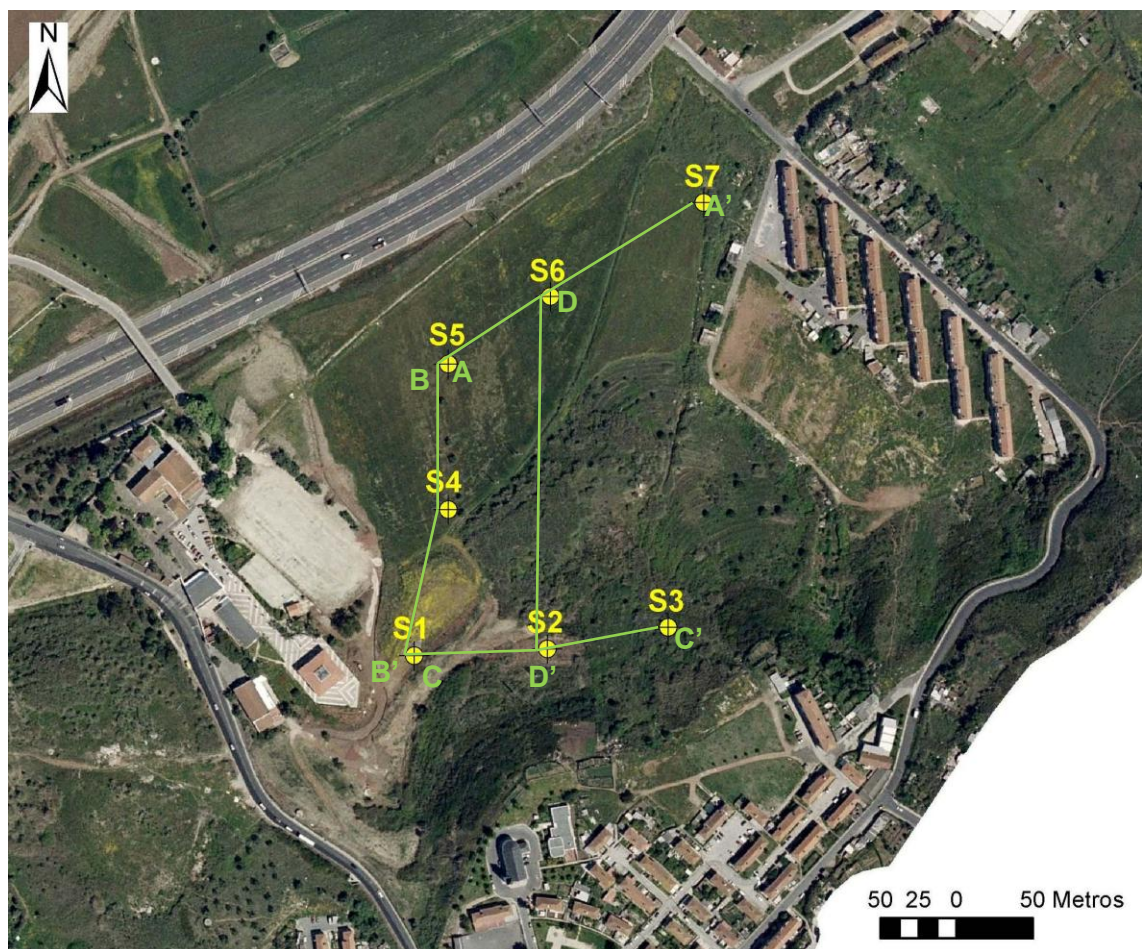


Figura 35 – Localização das sondagens realizadas e dos respetivos perfis interpretativos.

No Quadro 5 apresenta-se sintetizada informação genérica relativa às sete sondagens.

Quadro 5 – Síntese dos aspetos mais gerais relativos às sondagens realizadas.

Sondagem	Data (início/fim)	Comprimento (m)	Nível água (m)	Coordenadas (Datum 73)		Cota (m)
				M	P	
S1	04.12.2001 12.12.2001	21,00	3,20	-92627,727	-99084,876	61,00
S2	05.12.2001 11.12.2001	25,20	8,48	-92540,458	-99080,263	66,50
S3	12.12.2001 15.12.2001	25,30	2,25	-92461,160	-99066,252	70,00
S4	27.11.2001 29.11.2001	15,00	3,5	-92605,561	-98988,745	53,50
S5	30.11.2001 04.12.2001	10,50	3,00	-92605,567	-98893,318	48,00
S6	30.11.2001 03.12.2001	12,00	5,80	-92538,232	-98848,883	39,00
S7	27.11.2001 29.11.2001	12,00	2,25	-92437,741	-98787,171	36,00

Os resultados dos ensaios SPT realizados em cada uma das sondagens estão sintetizados no Quadro 6.

Quadro 6 – Resultados dos ensaios SPT para as 7 sondagens.

Prof. (m)	NSPT						
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
1,5	60	60	18	49	32	28	16
3,0	60	60	8	60	36	18	55
4,5	60	60	12	60	60	58	60
6,0	60	60	13	60	60	60	45
7,5	60	60	19	60	60	58	56
9,0	60	60	22	60	60	60	60
10,5	60	60	10	60	60	60	60
12,0	60	60	21	60	-	60	60
13,5	60	60	60	60	-	-	-
15,0	60	60	60	60	-	-	-
16,5	60	60	60	-	-	-	-
18,0	60	60	60	-	-	-	-
19,5	60	60	60	-	-	-	-
21,0	60	60	60	-	-	-	-
22,5	-	60	60	-	-	-	-
24,0	-	60	60	-	-	-	-
25,5	-	60	60	-	-	-	-

A análise dos boletins de sondagem permite verificar que os materiais atravessados variaram entre argilas, siltes e areias, estando materiais os mesmos, frequentemente, misturados em diferentes proporções. Em algumas passagens existem sedimentos mais grosseiros, que incluem cascalho e seixos dispersos.

Os ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) são utilizados com frequência em campanhas de sondagens, uma vez que permitem avaliar o grau de compacidade dos solos arenosos a resistência à compressão uniaxial dos solos argilosos. Correlações empíricas publicadas (ex. Terzaghi *et al.*, 1996; Vallejo *et al.*, 2002) permitem estimar valores para o ângulo de atrito interno efetivo a partir dos resultados dos ensaios SPT, tal como se mostra no Quadro 7.

Quadro 7 – Correlação entre os resultados dos ensaios SPT, a compacidade e o ângulo de atrito interno efetivo para materiais arenosos (adaptado de Terzaghi *et al.*, 1996 e de Vallejo *et al.*, 2002).

N (SPT)	Compacidade	Ângulo de atrito interno efetivo (ϕ')
0 – 4	Muito brando	28°
4 – 10	Brando	28° – 30°
10 – 30	Medianamente denso	30° – 36°
30 – 50	Denso	36° – 41°
> 50	Muito denso	> 41°

Analisando a informação contida nos boletins de sondagem (Anexo 1) verifica-se que os materiais atravessados pelas sondagens S1, S2 e S4 (excetuando os primeiros 1,5 m nesta última) são bastante densos, pois foram obtidos valores iguais ou superiores a 60 pancadas (NSPT) para todas as profundidades, o que corresponde a um ângulo de atrito interno efetivo estimado superior a 41°.

Para a sondagem S5, os materiais constituintes dos 3 m superficiais são densos (com ϕ' estimado entre 36° e 41°), sendo os das restantes profundidades muito densos (ϕ' estimado > 41°). Na sondagem S6 obtiveram-se valores de NSPT no intervalo 10 a 30 pancadas para os três primeiros metros, indicando tratar-se de sedimentos medianamente densos com valores de ϕ' entre 30° e 36°. A partir dessa profundidade foram excedidas as 50 pancadas, refletindo uma compacidade elevada, com um valor estimado de ϕ' superior a 41°. Para a sondagem S7 obteve-se uma compacidade

mediana para os 1,5 m iniciais (com ϕ' estimado oscilando entre 30° e 36°) e uma compacidade elevada para as restantes profundidades (ϕ' estimado > 41°). A sondagem S3 apresentou os valores de SPT mais baixos para uma maior espessura de terreno, nomeadamente até aos 13 m, compreendendo materiais brandos a medianamente densos, com valores de ϕ' estimado entre 28° e 30° e entre 30° e 36°, respetivamente. A partir dos 13 m obteve-se um NSPT de 60 pancadas para todas as profundidades, traduzindo a presença de materiais de elevada compacidade com ϕ' estimado superior a 41°.

De acordo com o geológico-geotécnico, elaborado pela empresa Tecnasol no âmbito da campanha de sondagens realizada em 2001, foram definidas 4 zonas geotécnicas (ZG1, ZG2, ZG3 e ZG4), como se pode verificar nos perfis interpretativos apresentados no Anexo 2. As várias zonas geotécnicas foram definidas em função dos parâmetros que constam no Quadro 8 e que refletem a capacidade resistente dos terrenos.

Quadro 8 – Parâmetros geotécnicos estimados (Tecnasol, 2002).

Zona Geotécnica	Descrição	N _{SPT}	Ângulo de atrito (ϕ')	c' (kPa)	γ (kN.m ³)
ZG4	Terreno de cobertura	18 a 28	25 – 27	-	17 – 18
ZG3	Areias siltosas / Argilas arenosas	8 a 36 [18]*	28 – 30	5 – 10	19 – 20
ZG2	Areias siltosas / Argilas arenosas	45 a 60	30 – 32	15 – 25	20 – 21
ZG1	Areias siltosas / Argilas arenosas	> 60	32 – 35	40 – 50	21

*valor característico

Pode-se verificar, pela análise do quadro anterior, que os terrenos de cobertura são os que apresentam ângulos de atrito e de coesão mais baixos, ao passo que os materiais que se encontram a maior profundidade possuem valores mais altos para estes parâmetros, bem como uma densidade mais elevada.

4.2.3.2. Poços

Na área em estudo foram realizados seis poços com o objetivo de obter um melhor conhecimento dos terrenos existentes. Todos eles foram efetuados com recurso a uma

escavadora, tendo-se atingido uma profundidade máxima de 4,5 m no poço P4. A localização dos poços encontra-se na Figura 36.

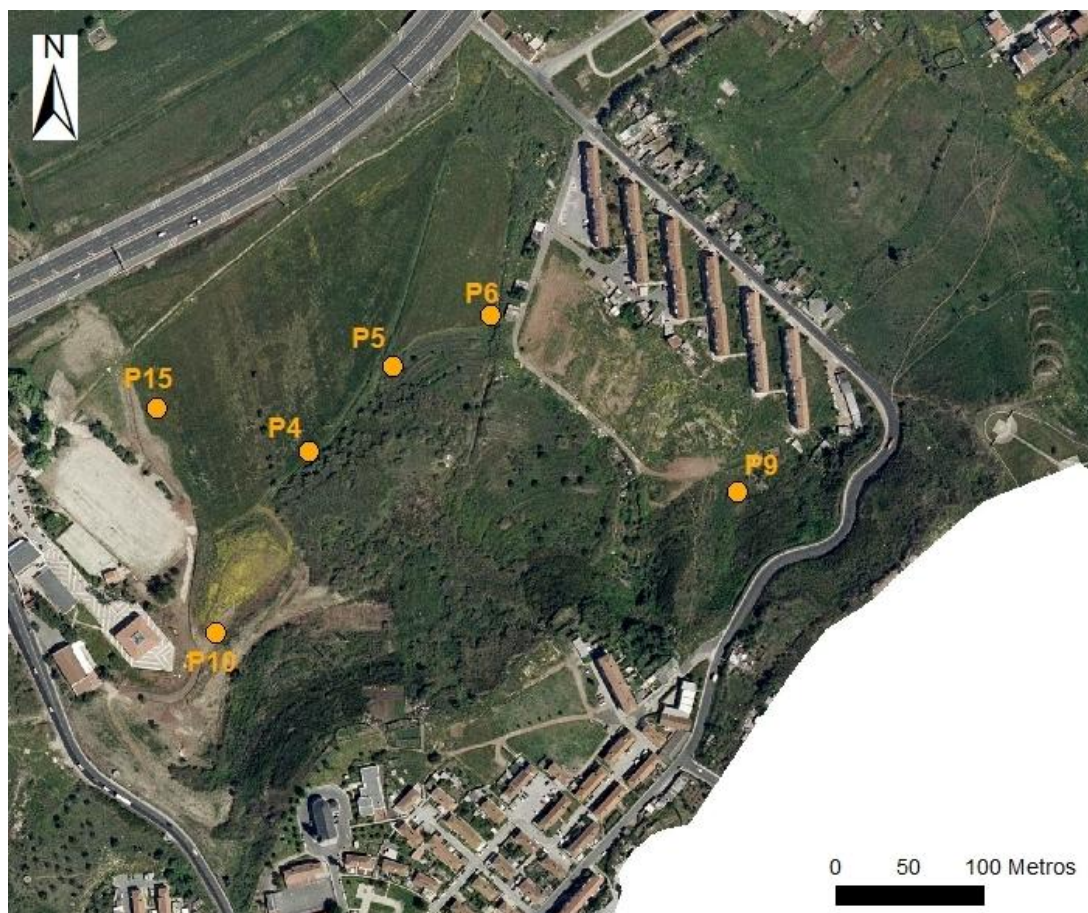


Figura 36 – Localização dos poços realizados.

No Quadro 9 inclui-se toda a informação relativa aos poços, incluindo a descrição de todos os materiais identificados.

Quadro 9 – Dados referentes aos poços realizados.

Poço	Coordenadas (Datum73)		Prof. atingida (m)	Data	Prof. (m)	Descrição	Observações
	M	P					
P4	-92571,63	-98970,17	4,5	11-12-2012	0,0 - 1,5	Aterro; material heterogéneo, com blocos de betão, ferros, etc. envoltos numa matriz argilosa.	N.F. aos 3,5 m
					1,5 - 4,5	Material descomprimido, arenoso/siltoso, com variação granulométrica.	
P5	-92513,42	-98912,62	2,8	11-12-2012	0,0 - 1,7	Aterro; material descomprimido, com muitos calhaus, blocos, raízes, escombros, tubos de plástico e resíduos diversos.	Localizado junto ao perfil de resistividade 3. Não atingiu o N.F. mas o material da base estava bastante húmido.
					1,7 - 2,8	Arenito muito argiloso, de grão grosseiro, castanho avermelhado, com calhaus e nódulos mais argilosos.	
P8	-92446,61	-98878,22	1,5	11-12-2012	0,0 - 0,5	Coluvião ou material argiloso muito descomprimido, com muitas raízes, castanho-avermelhado.	Não atingiu o N.F.
					0,5 - 1,5	Argila margosa com pouca areia, avermelhada, com nódulos carbonatados amarelados.	
P9	-92279,93	-98997,95	1,4	11-12-2012	0,0 - 0,7	Terra vegetal + coluvião; material descomprimido, acastanhado, com muitas raízes.	Não atingiu o N.F.
					0,7 - 1,4	Argila margosa com alguma areia; material descomprimido, muito húmido.	-
P10	-92632,48	-99093,86	3,3	11-12-2012	0,0 - 1,7	Material solto com intercalações de areia.	-
					1,7 - 3,3	Marga, material bastante compacto e difícil de repar.	
P15	-92672,83	-98941,06	3,5	11-12-2012	0,0 - 0,2	Terra vegetal.	N.F. aos 2,3 m
					0,2 - 2,3	Areia grosseira argilosa, castanha avermelhada com calhaus centimétricos.	
					2,3 - 3,5	Areia grosseira castanha avermelhada com calhaus, muito colapsivo (cai em blocos).	

A informação recolhida dos poços realizados também permitiu confirmar a natureza dos terrenos, com predominância de areias com alguma componente argilosa. Foram, igualmente, identificados níveis de aterro bastante heterogéneos e com diversos tipos de resíduos incorporados. Foi atingido o nível freático apenas em dois dos poços (P4 e P15), respetivamente aos 3,5 e 2,5 m.

4.3. LEVANTAMENTOS DE CAMPO

Os levantamentos de campo foram realizados através de várias visitas ao local em estudo, com vista a identificar *in situ* aspetos particulares relacionados com possíveis movimentos de vertente, bem como avaliar o tipo de materiais existentes, a geometria da vertente e a presença de vegetação, de cursos de água ou nascentes, etc., assim como, confirmar a informação obtida das outras fontes de informação consultadas.

Relativamente ao substrato de base, verificou-se ser constituído por sedimentos predominantemente arenosos e silteosos na maioria dos casos, por vezes com presença de cascalho, como se mostra nas Figuras 37 e 38. Em alguns locais verificou-se existirem materiais de componente mais argilosa que, aquando de uma das visitas, se encontravam completamente saturados em água devido à precipitação ocorrida nos dias anteriores (Janeiro de 2013).



Figura 37 – Aspeto das areias e cascalho encontrados no local em estudo.



Figura 38 – Aspeto do material siltoso encontrado no local em estudo.

Relativamente aos aterros foi possível confirmar a informação contida nos boletins dos poços P4 e P5, tendo-se verificado tratar-se de materiais essencialmente arenosos ou siltosos, bastante heterogêneos, por vezes misturados com vários tipos de resíduos, tais como, pedaços de betão, de plástico, de tijolos, de ferros, etc., apresentando-se bastante heterogêneos.

Aquando dos levantamentos de campo foram, pela sua importância como indicadores da presença de água, identificadas as áreas com canavial, como se mostra na Figura 39. Na mesma figura marcou-se também, um ponto onde foi encontrada uma mina de água, que se apresentava com água corrente na altura em que se realizaram os trabalhos de campo (Janeiro de 2013) e mesmo mais tarde, em Julho do mesmo ano.

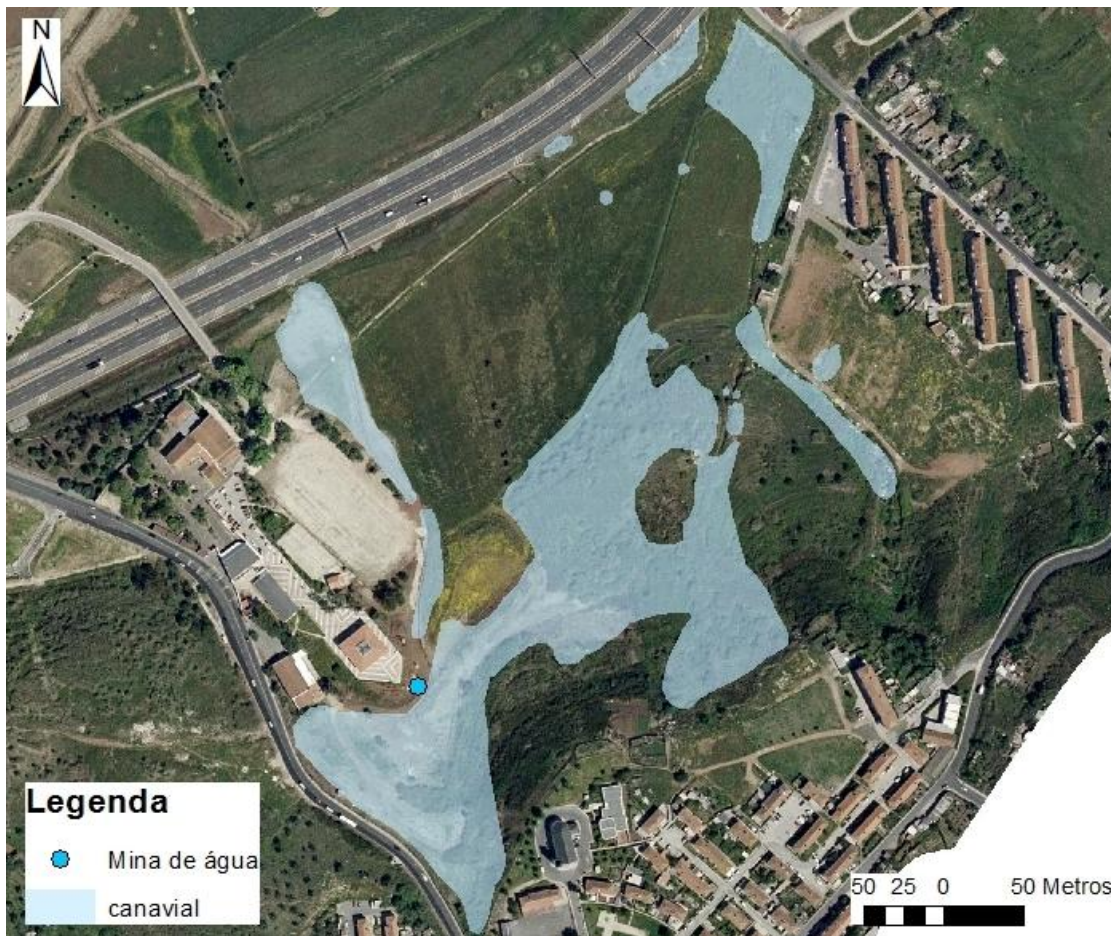


Figura 39 – Distribuição das áreas com canavial e localização de uma mina de água.

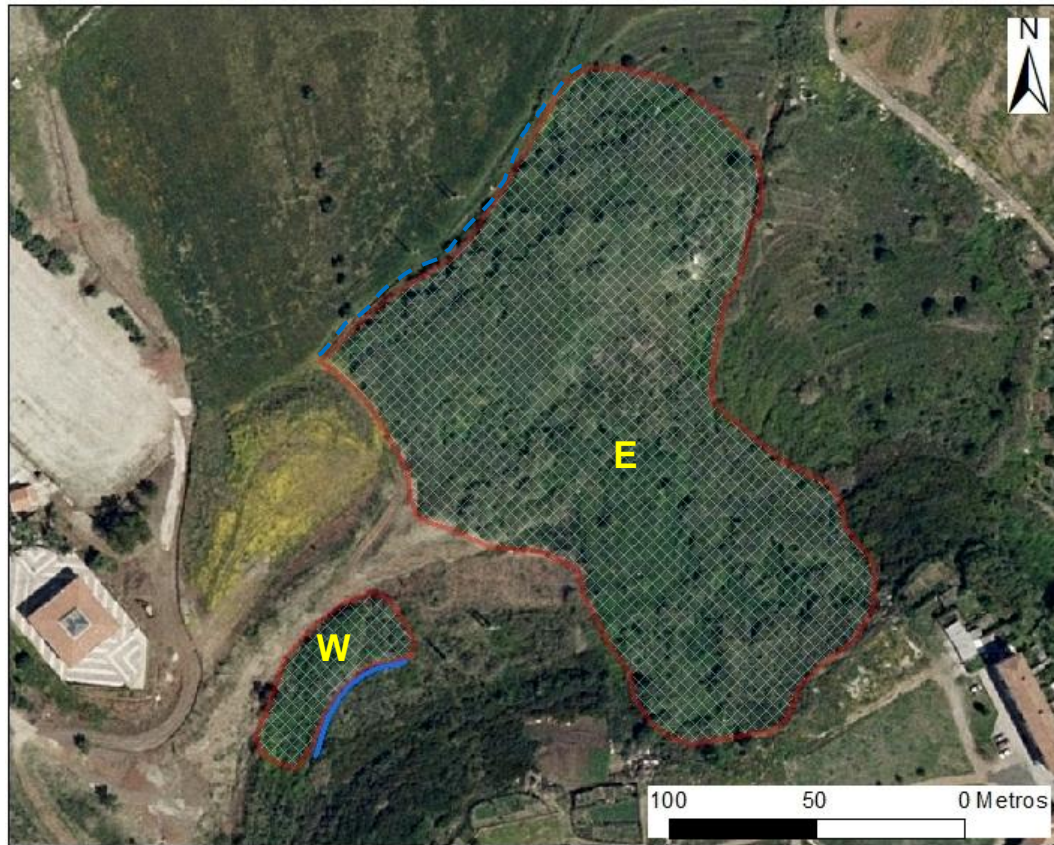
No que se refere à presença de indícios da ocorrência de movimentos de vertente, foi detetada, no sector W, a presença de fendas, ainda que pouco visíveis devido à presença de vegetação, e também uma pequena escarpa (com aproximadamente 60 cm de altura) e de uma cicatriz de rotura que contorna uma parte da vertente, como se mostra nas Figuras 40 e 41. Importa referir que, neste sector, os materiais mobilizados não correspondem a aterro mas à zona superior do Oligocénico descomprimido e a depósitos coluvionares da própria vertente.



Figura 40 – Pequena escarpa no bordo Sul da encosta.

No que se refere ao sector E, onde foram depositados elevados volumes de aterro, foi identificada uma escarpa com vários metros de altura a delimitar a base do escorregamento, marcada a tracejado na Figura 41, onde também se encontra delimitada a área abrangida pelo escorregamento.

Não foi possível determinar a data exata em que foram depositados os aterros posteriores a 1967, nem quando terá ocorrido o movimento. No entanto, comparando as fotografias aéreas, as cartas topográficas existentes e imagens do *Google Earth* (entre 2001 e 2009), supõe-se que o movimento terá ocorrido no período compreendido entre 1990 e 2001.



Legenda

- Escarpa
- Cicatriz de rotura
- Material mobilizado

Figura 41 – Zona onde existe material que foi mobilizado e traçado da cicatriz de rotura no sector W (linha a cheio) e da escarpa no sector E (linha a tracejado).

4.4. ENSAIOS COMPLEMENTARES

Com vista e caracterizar os materiais da vertente em estudo, foram efetuados ensaios laboratoriais em amostras recolhidas em três pontos diferentes, conforme de indica na Figura 42. Foram determinados os limites de consistência, o teor em água, a densidade e realizadas análises granulométricas. Efetuaram-se, também, ensaios de corte direto em amostras indeformadas recolhidas *in situ*, com a finalidade de determinar o ângulo de atrito interno e a coesão, parâmetros fundamentais para a análise de estabilidade.

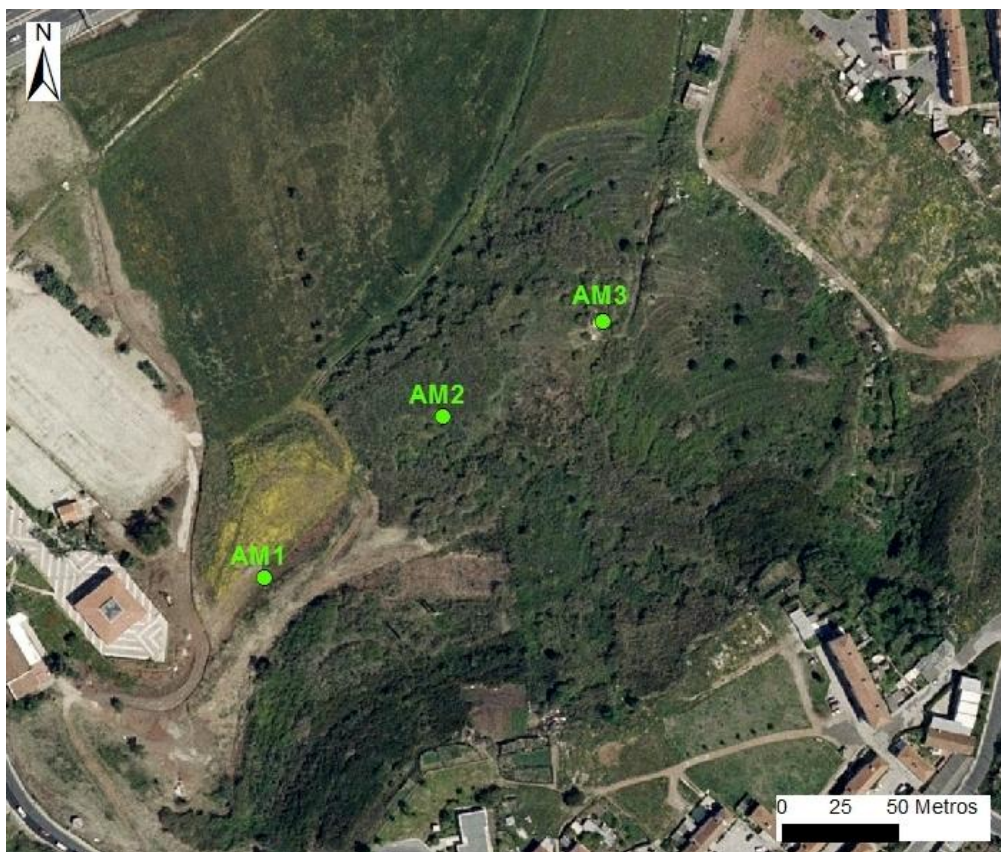


Figura 42 – Localização dos pontos de recolha de amostras (AM1, AM2 e AM3).

Inicialmente fez-se a recolha de cubos de amostra a 0,5 m de profundidade mas, mesmo tendo-se acondicionado as amostras da melhor forma possível, verificou-se que as mesmas vieram a sofrer uma acentuada descompressão até ao momento em que foram realizados os ensaios. Os valores de coesão e do ângulo de atrito obtidos para essas amostras foram considerados pouco representativos dos materiais em causa, tendo-se optado por recolher novas amostras com recurso a amostradores cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 15 cm de altura. O procedimento para a recolha das amostras consistiu, para cada um dos pontos de amostragem, na cravação de três amostradores a uma profundidade de 0,5 m, para obtenção de amostras representativas a serem sujeitas a ensaios laboratoriais. A Figura 43 ilustra o procedimento da recolha.

Posteriormente, cada uma das amostras foi devidamente identificada e envolvida numa película de plástico, bem ajustada, de forma a minimizar as perdas de humidade e a descompressão, tendo depois sido colocada num saco. Aquando da chegada ao laboratório, todas amostras foram colocadas na câmara saturada para manterem o teor em água natural.



Figura 43 – Recolha de amostras para ensaios laboratoriais.

4.4.1. Análise Granulométrica

As análises granulométricas foram realizadas nas amostras AM1 e AM3, de acordo com a Especificação LNEC E-196. Optou-se por excluir a amostra AM2, uma vez que a mesma era constituída por material muito heterogéneo, sem a qualidade necessária para a realização de todos os ensaios laboratoriais. Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 44 e 45.

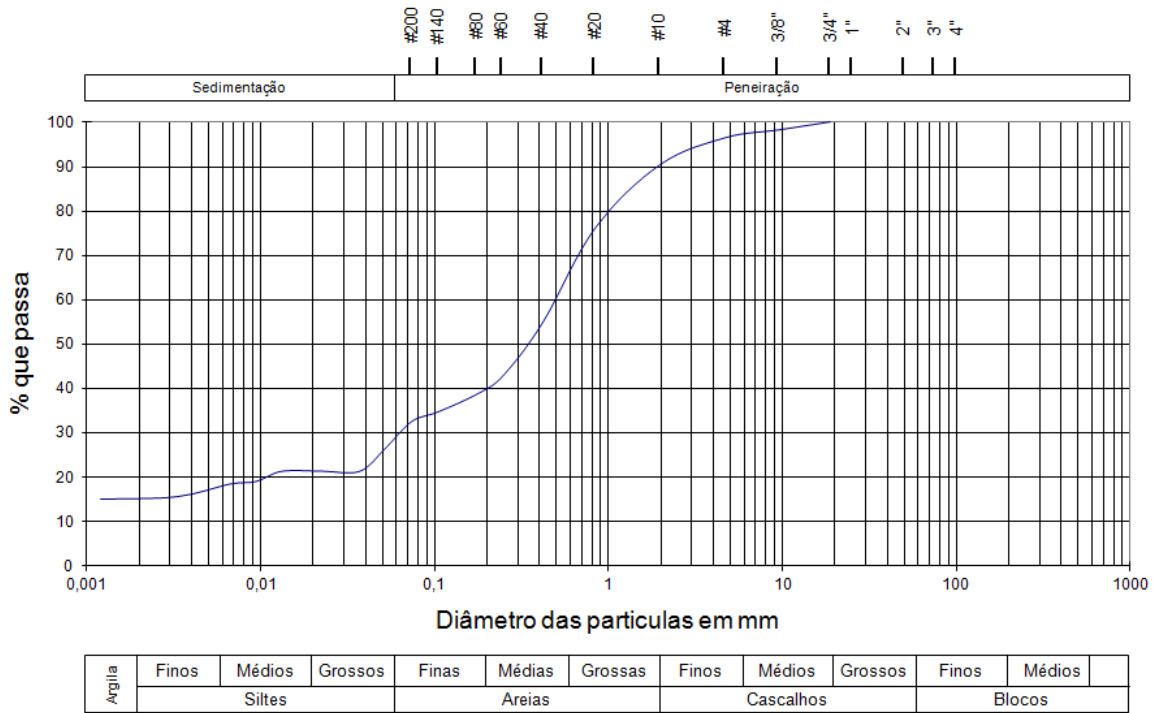


Figura 44 – Curva Granulométrica da amostra AM1.

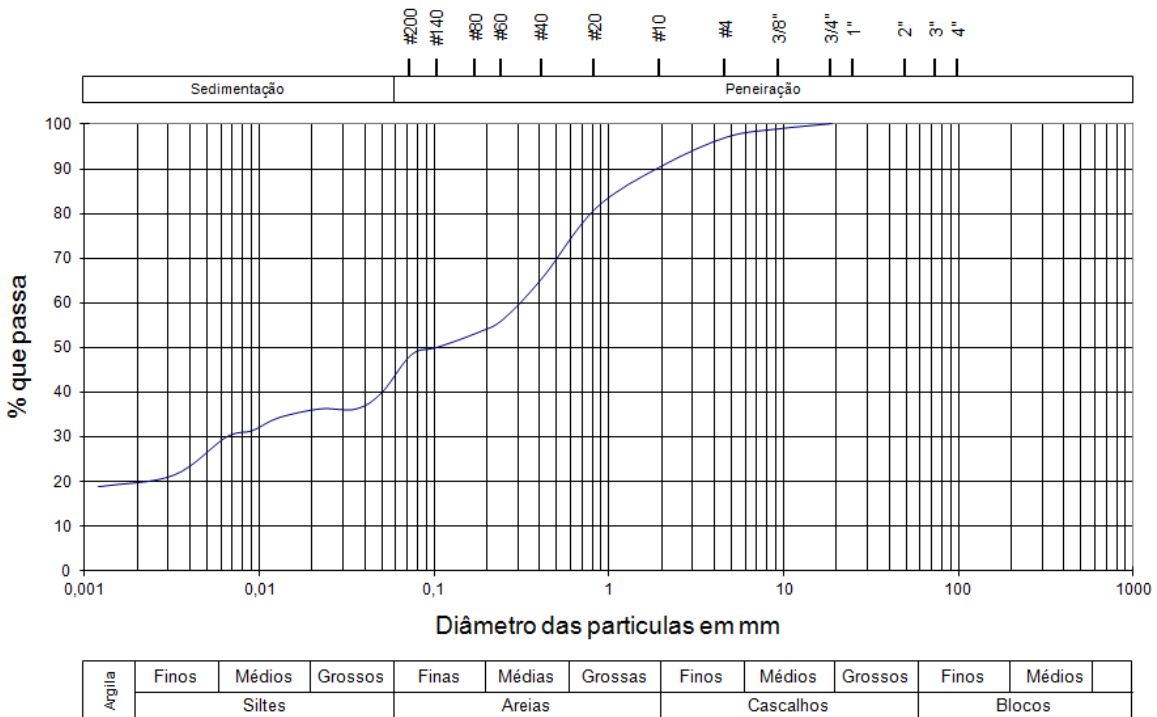


Figura 45 – Curva Granulométrica da amostra AM3.

Pela análise dos gráficos das Figuras 44 e 45 pode-se verificar que nas duas amostras há uma predominância de areias médias a grossas, havendo também alguma

percentagem de siltes e de cascalho fino. A fração argilosa é, em ambos os casos, bastante reduzida.

4.4.2. Limites de Consistência

Para a determinação dos limites de consistência das amostras recolhidas no campo foi seguido o procedimento da Norma Portuguesa NP 143 (1969). A realização deste ensaio permitiu obter os dados que se apresentam no Quadro 10, onde também se indicam os valores dos pesos volúmicos húmido e seco e da densidade das partículas sólidas para ambas as amostras.

Quadro 10 – Valores obtidos para o limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), índice de plasticidade (IP), peso volúmico húmido (γ_H), peso volúmico (γ_S) seco e densidade das partículas sólidas (G), para cada uma das amostras analisadas.

Amostra 1		Amostra 3	
LL	50,0	LL	65,2
LP	25,2	LP	31,1
IP	24,8	IP	34,1
γ_H (KN/m ³)	22,7	γ_H (KN/m ³)	19,7
γ_S (KN/m ³)	17,1	γ_S (KN/m ³)	17,5
(G)	2,72	(G)	2,74

4.4.3. Ensaio de Corte Direto

O ensaio de corte direto é um ensaio relativamente simples, amplamente utilizado no âmbito da mecânica dos solos. O procedimento consiste na colocação de uma amostra de solo de geometria quadrangular numa caixa composta por duas metades, deslizantes uma sobre a outra, como se mostra na Figura 46. A metade superior é mantida imobilizada, enquanto que a metade inferior é sujeita a um movimento de translação, a uma velocidade constante, por meio da aplicação de uma força tangencial, ao mesmo tempo que é aplicada uma força normal ao plano de translação. O movimento de translação da parte inferior da caixa vai gerar tensões tangenciais que aumentam progressivamente até ocorrer a rotura do provete. Ambas as forças aplicadas (normal e tangencial) são controladas e medidas ao longo do ensaio, a intervalos de tempo constantes. A tensão tangencial pode ser obtida através da determinação do quociente entre a reação ao movimento de translação e a área da secção de corte, sendo que esta

última deverá ser corrigida devido às variações que ocorrem durante o ensaio (Fernandes, 2006).

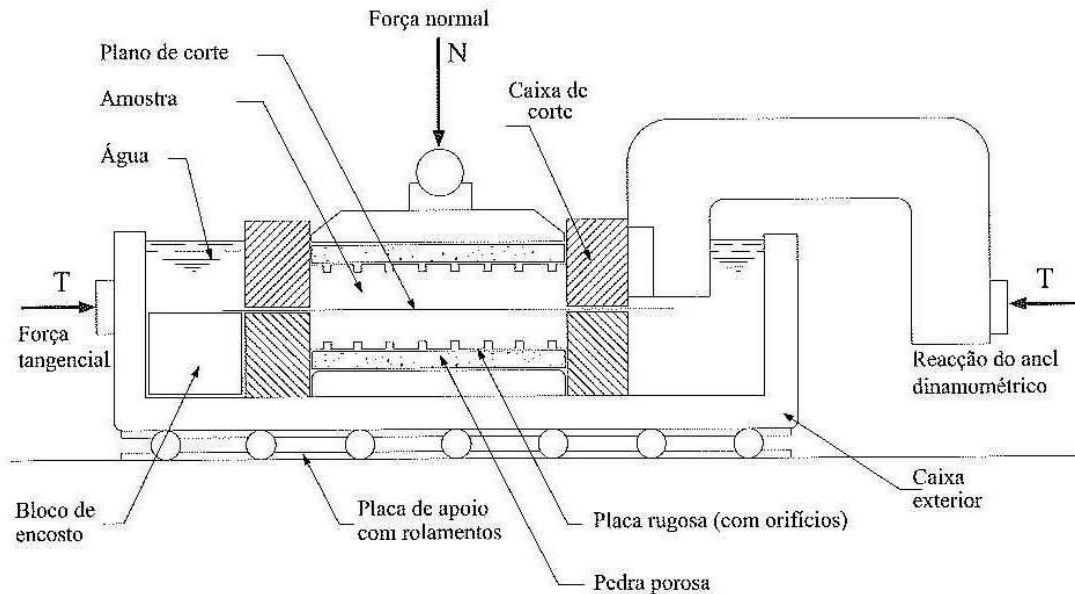


Figura 46 – Esquema de um aparelho de corte direto (Fernandes, 2006).

No final do ensaio, com os resultados obtidos realiza-se a representação gráfica das tensões normais (em abcissas) em função das tensões tangenciais (em ordenadas), para obtenção de uma reta, como se mostra na Figura 47. Deste modo, pode-se determinar o ângulo de atrito (ϕ) e a coesão (c). Se os ensaios forem realizados com velocidades suficientemente baixas para permitir a dissipação das tensões neutras geradas pelo corte, obtêm-se estimativas que se aproximam do ângulo de atrito efetivo (ϕ') e da coesão efetiva (c').

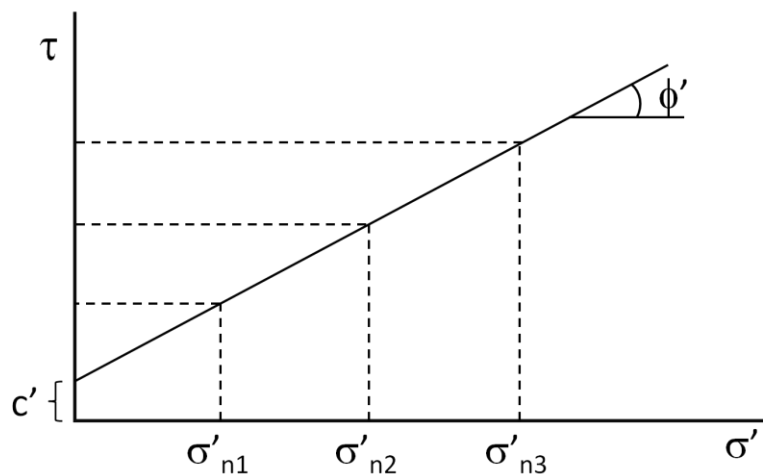


Figura 47 – Representação gráfica para a determinação do ângulo de atrito interno efetivo e da coesão efetiva através do ensaio de corte direto (Fernandes, 2006).

Para a realização dos ensaios de corte direto seguiu-se o procedimento interno do LNEC, que tem como base a norma ASTM D3080. Adotaram-se os seguintes valores de tensão normal: 75 MPa, 150 MPa e 300 MPa, de acordo com as diferentes tensões normais *in situ* para diferentes profundidades, e optou-se por fazer a consolidação dos provetes durante 24h.

Foram efetuados ensaios nas amostras recolhidas nos locais AM1 e AM3, uma vez que a amostra recolhida no local AM2 era constituída por material de aterro muito heterogéneo, com calhaus, o que não possibilitou a realização do ensaio com esta amostra. Os resultados obtidos neste ensaio são apresentados nas Figuras 48 e 49.

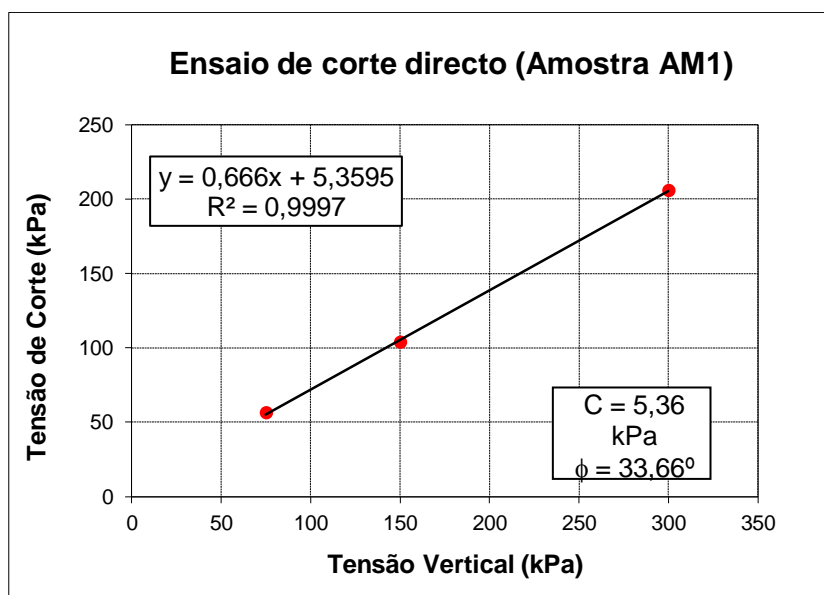


Figura 48 – Resultados dos ensaios de corte directo para a amostra AM1.

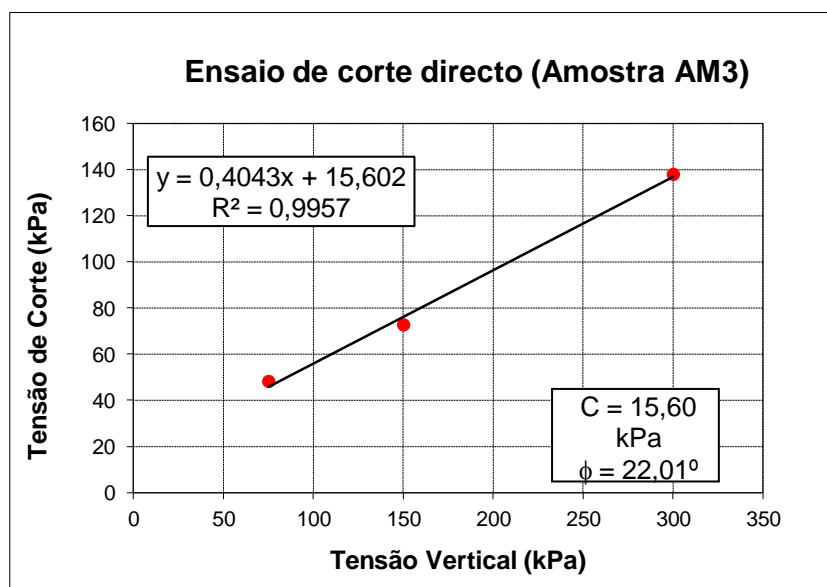


Figura 49 – Resultados dos ensaios de corte directo para a amostra AM3.

Pela análise dos apresentados anteriormente pode-se verificar que os solos da amostra AM1 apresentam um ângulo de atrito interno de $33,7^\circ$ e uma coesão de 5,36 MPa, ao passo que para os solos da amostra AM3 se obteve uma coesão mais elevada mas um ângulo de atrito mais baixo (15,6 MPa e $22,0^\circ$, respetivamente).

4.4.4. Perfis de Resistividade Elétrica

A utilização de métodos geofísicos para identificação das propriedades dos materiais, e da sua distribuição em profundidade, tem vindo a ser cada vez mais generalizada no âmbito da caracterização de maciços terrosos e rochosos. Existem diversos métodos que podem ser aplicados e que são escolhidos em função do objetivo do estudo, do tipo de materiais, do tipo de informação que se pretende recolher ou de outras limitações que possam existir no local. Frequentemente, os métodos geofísicos servem de complemento a outros métodos de prospeção, tais como as sondagens e poços, e é sempre útil correlacionar os dados obtidos com outra informação existente.

De acordo com Vallejo *et al.* (2006) estes métodos são utilizados com a finalidade de determinar a espessura das camadas, a escavabilidade dos materiais, a localização do nível freático, a localização de heterogeneidades, as propriedades dos materiais, o teor em água, etc. Das vantagens da sua aplicação destacam-se a possibilidade de serem aplicados *in situ*, de serem não destrutivos e de poderem abranger uma extensão considerável de terreno.

Os métodos geoelétricos baseiam-se na determinação da resistividade elétrica dos materiais, através da aplicação de uma corrente elétrica contínua no terreno e medição da diferença de potencial entre dois pontos. Esta propriedade é bastante influenciada pelo teor em água, daí que a sua obtenção seja útil, não só para a identificação do tipo de materiais existentes, mas também para fornecer informação acerca do grau de saturação dos terrenos em estudo. A resistividade é uma propriedade dos materiais que reflete a resistência à passagem da corrente elétrica por unidade de área e comprimento, constituindo o inverso da condutividade elétrica.

De acordo com Mota (2008) existem vários tipos de dispositivos que podem ser utilizados para a realização de perfis de resistividade elétrica, sendo todos eles constituídos por quatro elétrodos, dois de corrente e dois de potencial. Dois dos dispositivos mais conhecidos são o do Dipolo-Dipolo e o de Wenner, que apenas diferem no posicionamento dos diferentes elétrodos, como se mostra na Figura 50.

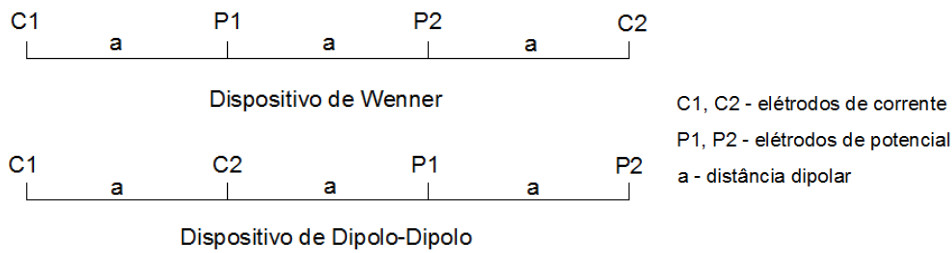


Figura 50 – Dispositivos de Wenner e de Dipolo-Dipolo (adaptado de Mota, 2008).

A resistividade elétrica pode ser obtida indiretamente através da utilização de fórmulas que relacionam essa grandeza com a diferença de potencial. A determinação da diferença de potencial entre os pontos P1 e P2 pode ser obtida através da aplicação da equação [10]:

$$\Delta V = G \frac{I\rho}{2\pi} \quad [10]$$

em que:

ΔV – diferença de potencial elétrico entre os pontos P1 e P2

G – fator geométrico (variável em função da disposição dos eletrodos)

I – intensidade da corrente elétrica injetada no terreno

ρ – resistividade elétrica do meio (ohm.m)

2π – constante correspondente ao semi-espaço considerado

É de salientar que a resistividade obtida é apenas aparente, uma vez que o meio raramente é homogêneo e isotrópico. No Quadro 11 apresentam-se os valores de resistividade característicos para alguns tipos de materiais.

Quadro 11 – Valores de resistividade para alguns tipos de material (adaptado de Vallejo *et al.*, 2002).

Material	Resistividade (Ωm)
Margas	50 – 5 000
Calcários	300 – 10 000
Argilitos	100 – 1 000
Granito	300 – 10 000
Argilas	1 – 20
Areias	50 – 500
Conglomerados	1 000 – 10 000
Arenitos	50 – 5 000
Aluviões	50 – 800

Na expectativa de se obter mais informação que contribuísse para o conhecimento dos terrenos em profundidade, uma vez que existiam poucos dados, optou-se pela elaboração de três perfis de resistividade elétrica na área em estudo, orientados perpendicularmente à face do talude, um em cada extremo lateral e outro na zona central (vide Figura 51).

A escolha deste método de prospeção prendeu-se com o facto de se tratar de uma zona urbana e de, por esse motivo, não ser possível a utilização de explosivos para realizar ensaios sísmicos de refração. Uma vez que só foi possível a realização dos ensaios em agosto, estando os terrenos muito secos e sendo fundamental que estes se apresentassem húmidos para a realização do ensaio, foi feita uma “simulação” de chuva, com o auxílio de uma corporação de Bombeiros, de forma a permitir a entrada de água no terreno, de uma forma homogénea.

Na Figura 51 apresenta-se a localização dos perfis de resistividade elétrica realizados no local em estudo e no Quadro 12 indicam-se as coordenadas dos extremos de cada um dos perfis.

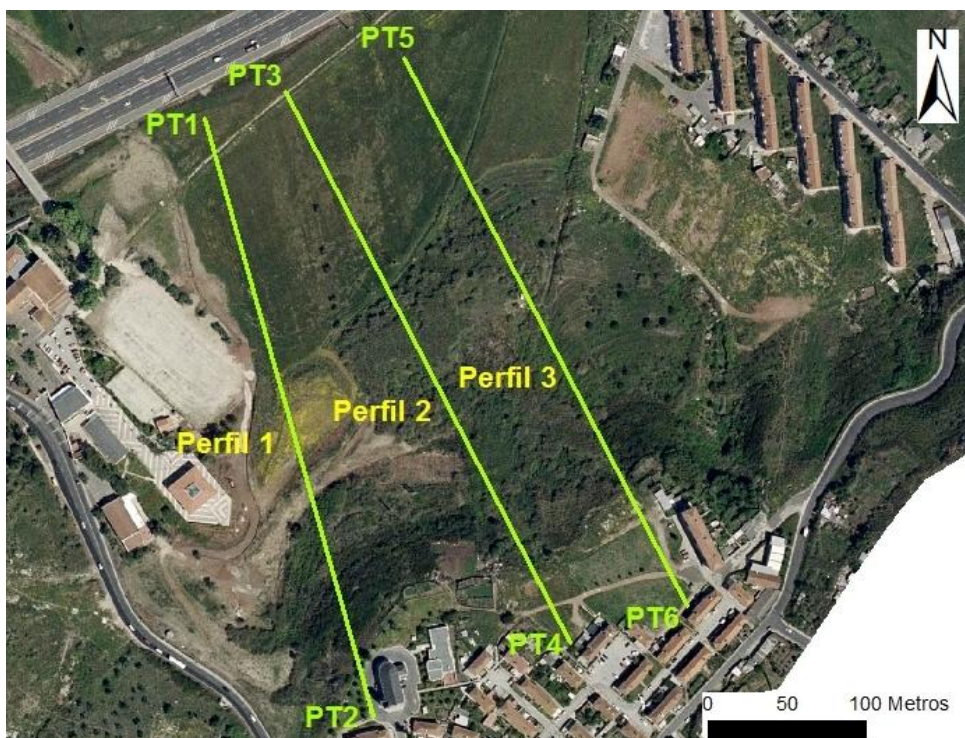


Figura 51 – Localização dos perfis de resistividade elétrica realizados.

Quadro 12 – Coordenadas dos pontos extremos de cada um dos perfis de resistividade realizados.

Pontos	Coordenadas (Datum 73)	
	M	P
PT 1	-92679,33	-98861,28
PT 2	-92571,47	-99241,40
PT 3	-92627,02	-98844,25
PT 4	-92446,45	-99194,33
PT 5	-92551,68	-98823,20
PT 6	-92371,84	-99171,11

Após a recolha de dados no campo, e respetivo tratamento, obtiveram-se os perfis de resistividade elétrica apresentados no Anexo 3. A análise dos perfis de resistividade (*vide* Anexo 3) permite dar algumas indicações relativamente às zonas onde a resistividade é mais baixa e que correspondem a zonas com maior teor em água ou com maior concentração de argilas. Quando comparadas com os movimentos ocorridos parece haver alguma relação entre a localização do topo e da base dos escorregamentos e zonas com menor resistividade. No entanto, considerou-se que, apesar de se ter feito o possível para criar as condições necessárias à realização dos ensaios, os perfis não forneceram informação tão detalhada quanto era espectável. Uma vez que a realização dos perfis de resistividade foi antecedida por um período de seca e estando-se em pleno verão, supõe-se que, apesar dos esforços realizados, não terão sido atingidas as condições de humidade suficientes para fornecer o contraste necessário a uma melhor distinção de zonas com diferente resistividade.

4.5. AVALIAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE DA VERTENTE EM ESTUDO

Para avaliar a estabilidade da vertente em estudo escolheram-se dois perfis (um no sector W e outro no sector E), cada um deles atravessando uma área onde se verificou existirem indícios de movimento. A escolha teve, também, em consideração a situação mais desfavorável em termos de declive, tendo-se traçado ambos os perfis ao longo das zonas mais inclinadas. Na Figura 52 apresentam-se as respetivas localizações dos dois perfis escolhidos.

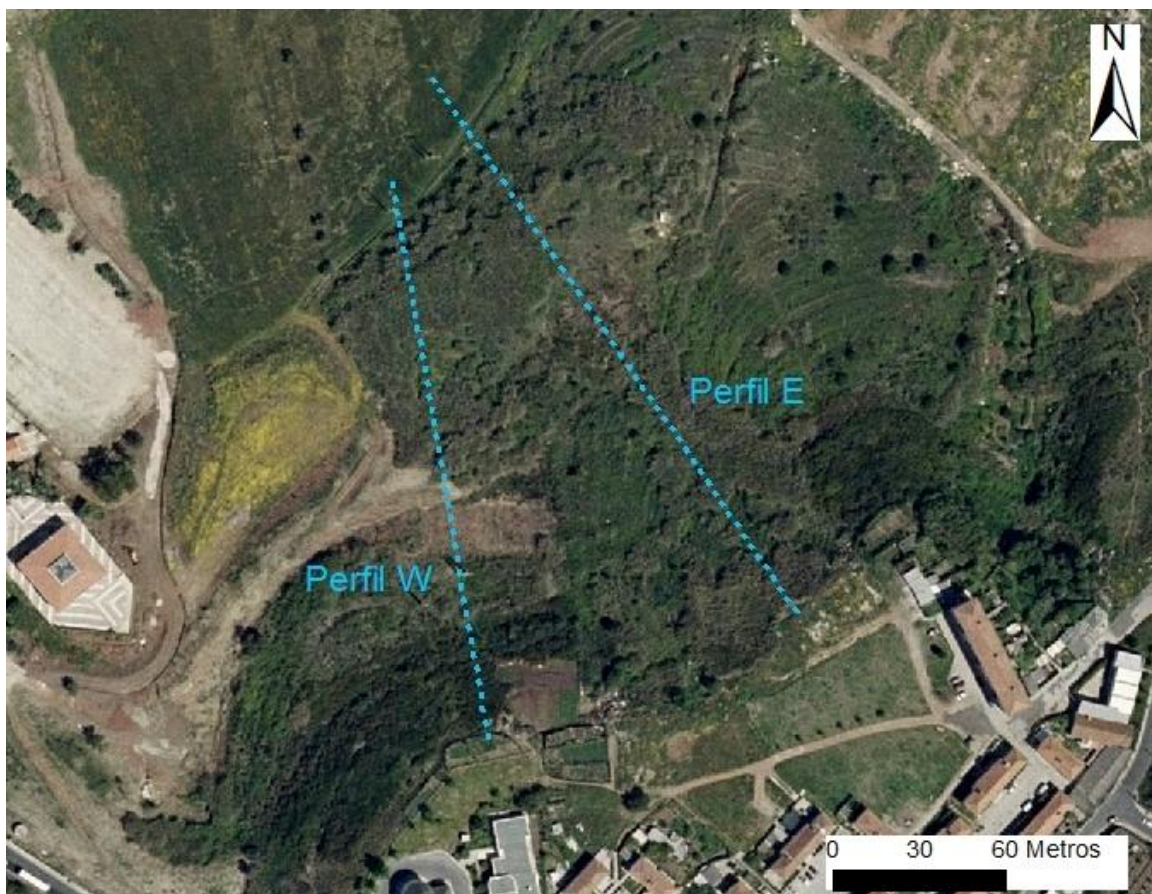


Figura 52 – Perfis escolhidos para a análise de estabilidade.

Previamente à análise de estabilidade elaborou-se um modelo tridimensional aproximado do terreno, tendo-se utilizado, para o efeito, toda a informação contida nas sondagens e poços.

Em cada um dos casos foram realizadas simulações para determinação das superfícies de rotura com FS mais baixo, para a situação topográfica atual, bem como para determinação das superfícies de rotura que deram origem aos movimentos identificados que ocorreram no passado. Fizeram-se variar os parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito) de forma a criar diversos cenários que levassem à rotura e, posteriormente, escolheu-se aquele que melhor se adaptava à situação em causa e que apresentava um FS mais baixo.

Importa salientar que a topografia de base disponível que foi utilizada apresentava uma equidistância entre as curvas de nível de apenas 5 m, apesar de se considerar que seria desejável uma equidistância menor, tendo em conta a dimensão da área em estudo. Uma vez que essa informação não estava disponível, foi utilizada a base topográfica existente fornecida pela CMO.

Também não foi possível ter acesso a cartas topográficas a grande escala, com datas imediatamente anteriores e posteriores à deposição dos aterros, que permitissem avaliar, com maior detalhe, as áreas afetadas pelos escorregamentos antes e depois da sua ocorrência.

A informação das sondagens e poços também foi considerada insuficiente, uma vez que das sete sondagens realizadas apenas duas delas se localizavam em zonas que tinham sofrido movimento, o mesmo acontecendo com os poços. No entanto, uma vez que esses dados eram os únicos disponíveis, foram os mesmos que serviram de base à conceção do modelo aproximado do terreno.

Mesmo tendo em conta as limitações anteriormente referidas procedeu-se à análise de estabilidade dos dois perfis, pois considerou-se útil, ainda que com alguma margem de erro associada, avaliar os FS associados e determinar quais as zonas em que a estabilidade é mais precária e quais as superfícies de rotura mais prováveis de virem a originar novos movimentos. Em ambas as situações utilizou-se o método de Morgenstern-Price e aplicou-se a correção freática, de forma a ajustar o nível piezométrico à topografia do terreno. No que diz respeito à posição do nível freático optou-se por colocá-lo, em ambas as situações, mais próximo da superfície, uma vez que é o que se verifica no local, quando os terrenos ficam saturados em água devido à pluviosidade intensa ou prolongada, tal como foi possível comprovar numa das saídas de campo, após ter ocorrido precipitação moderada durante alguns dias seguidos. No texto que se segue descreve-se, mais em pormenor, todo o processo de elaboração dos modelos e da realização das respetivas análises de estabilidade, para cada perfil em particular.

Perfil W

A elaboração do modelo esquemático do terreno (com a topografia atual) foi baseada, tal como já foi mencionado anteriormente, nos dados obtidos das sondagens e dos poços, tendo-se definido duas camadas, uma superficial constituída pelos depósitos coluvionares da vertente e pela parte superficial do substrato de base mais descomprimido, e uma outra subjacente, constituída por sedimentos oligocénicos mais compactos. Considerou-se que a espessura do nível superficial não excedia os 3 m.

Previamente à análise da situação atual, em termos de estabilidade, fez-se a retroanálise do movimento ocorrido, tendo-se reconstruído a topografia inicial (antes do movimento) o mais aproximadamente possível, ainda que com algumas limitações devido à escassez de bases topográficas de maior pormenor. Este passo permitiu

identificar os parâmetros geotécnicos que levaram à rotura, após terem sido realizadas simulações com diversos valores.

Não foi utilizada nenhuma malha de centros de rotação nem definidas várias profundidades para a rotura, visto que se conhecia os limites do movimento. Deste modo, marcaram-se as zonas de entrada e de saída (topo e base do escorregamento verificado, respetivamente), com base nas observações de campo e na visualização das fotografias áreas e do ortofotomapa.

Fizeram-se diversas simulações com vários valores de coesão e de ângulo de atrito, partindo dos valores obtidos nos ensaios de corte direto, até se encontrarem os parâmetros geotécnicos que levavam à rotura. Para o peso volúmico adotou-se o valor mais baixo (19 kN.m^{-3}), que tinha sido obtido nos resultados de laboratório.

A simulação considerada mais adequada à situação em causa foi conseguida atribuindo uma coesão de 5 kPa, para ambas as camadas, e um ângulo de atrito de 24° para a camada superficial e de 30° para a camada inferior. Para a situação topográfica antes do movimento ajustaram-se os parâmetros geotécnicos de forma a dar um $FS=1$, traduzindo uma rotura certa ao longo da superfície de rotura apresentada na Figura 53.

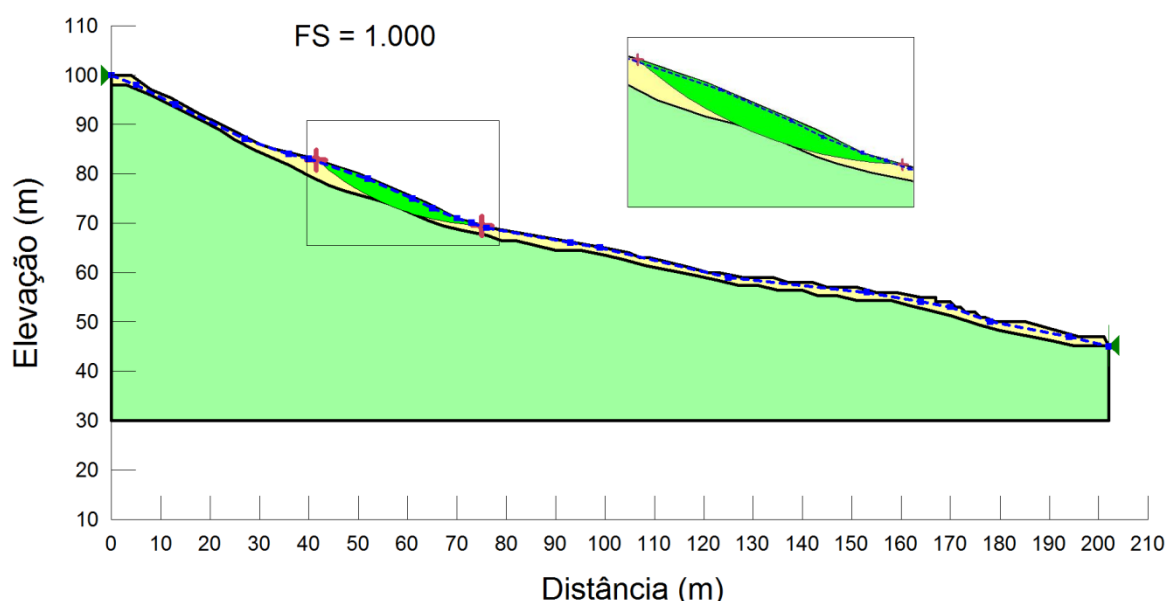


Figura 53 – Análise de estabilidade para a situação inicial (antes do movimento) do Perfil W com pormenor na superfície de rotura.

Com os mesmos parâmetros fizeram-se novas simulações para a topografia atual, de forma a avaliar qual será a área mais instável e que poderá vir a originar um escorregamento futuro. Definiram-se diversos eixos de rotação e diferentes

profundidades para as superfícies de rotura. Após esse processo foi identificada a superfície de rotura apresentada na Figura 54.

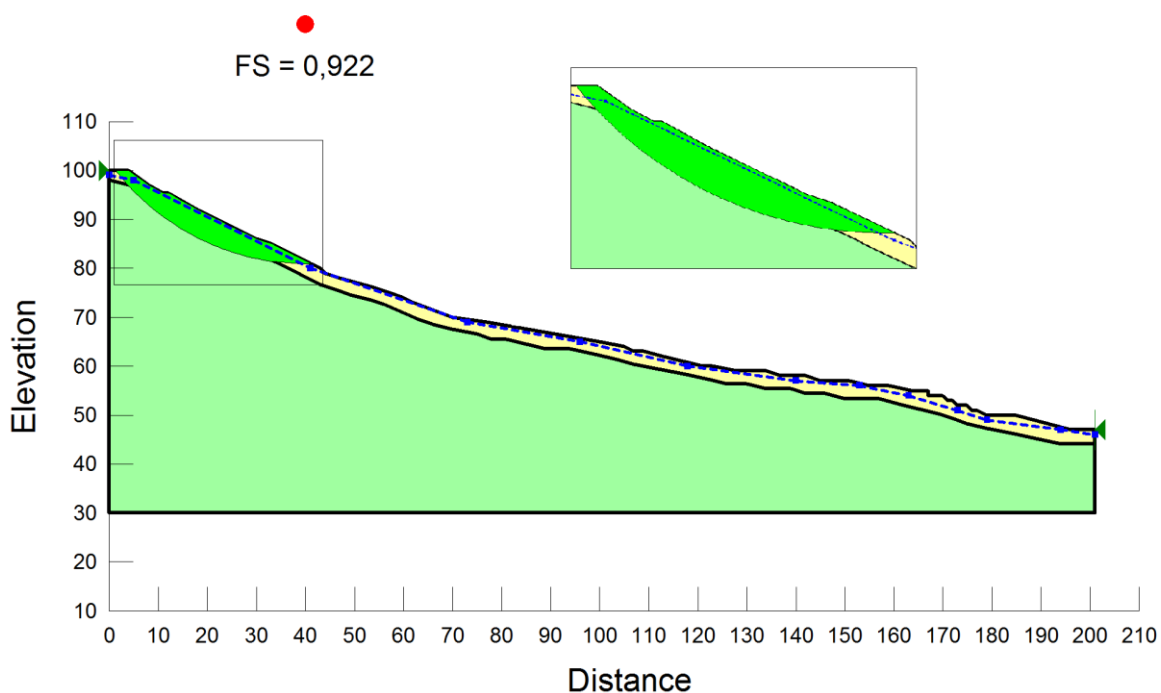


Figura 54 – Análise de estabilidade para a situação atual do Perfil W com pormenor na superfície de rotura (o ponto a vermelho corresponde ao eixo de rotação do movimento).

O FS de 0,922 obtido traduz uma rotura certa ao longo da superfície com maior potencial para se vir a desenvolver no futuro, caso se verifiquem as condições propícias ao seu desenvolvimento que, na presente situação, correspondem, principalmente, a eventos de precipitação intensa ou prolongada. Pode-se verificar que a zona mais instável se deslocou mais para o topo da vertente, mas continua a tratar-se de uma rotura superficial, com uma profundidade na ordem dos 3 a 4 m.

Perfil E

Tal como para o perfil W, no perfil E também foi definido um modelo do terreno com duas camadas, recorrendo à informação das sondagens e dos poços. A camada superficial corresponde aos materiais de aterro depositados no local, que se apresentam mais descomprimidos, e a camada inferior representa os sedimentos do Oligocénico.

Os materiais de aterro foram depositados numa linha de água bastante entalhada e, atualmente, possuem uma espessura considerável, rondando os 13 m, segundo a informação da sondagem de prospeção S3. Supõe-se que espessura do aterro, antes

do escorregamento, fosse bastante superior aos 13 m, contudo não foi possível obter uma estimativa desse valor devido à escassez de informação disponível.

As simulações foram realizadas considerando, do mesmo modo que para o perfil W, um peso volúmico de 19 kN.m^{-3} , uma coesão de 5 kPa e ângulos de atrito de 24° e de 30° , respetivamente para o aterro e para o Oligocénico.

Para as simulações efetuadas com o perfil topográfico antes do escorregamento obteve-se, para um $FS=1$, a superfície de rotura apresentada na Figura 55.

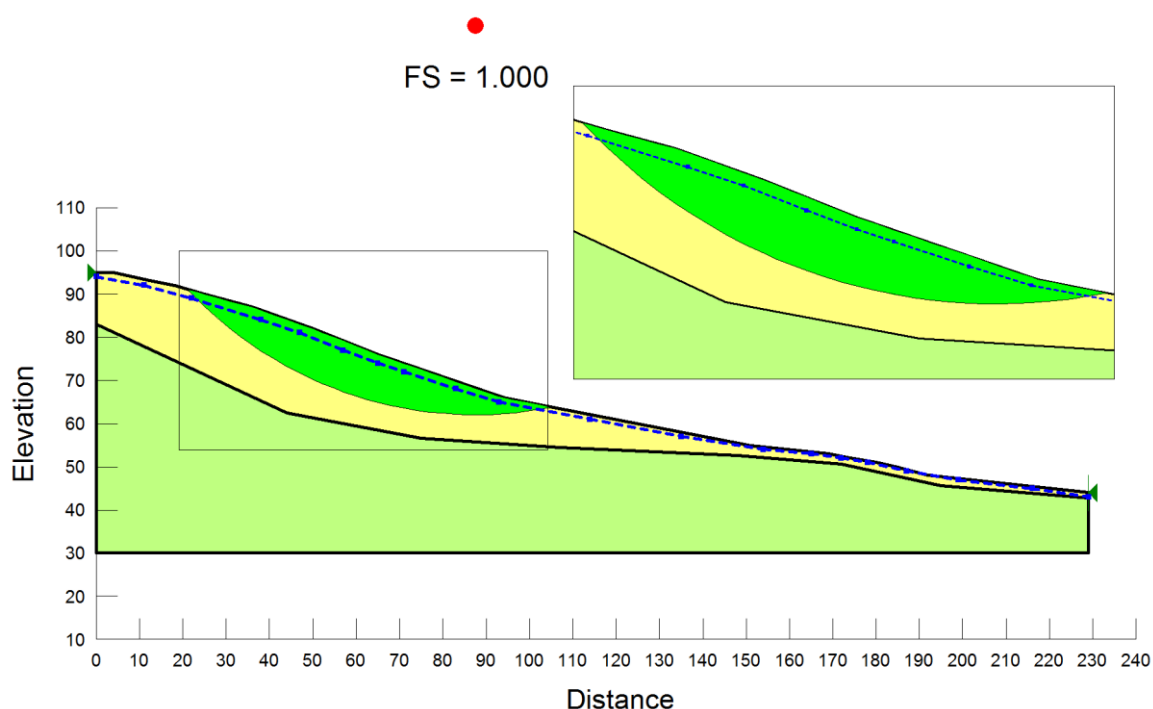


Figura 55 – Análise de estabilidade para a situação inicial (antes do movimento) do Perfil E com pormenor na superfície de rotura (o ponto a vermelho corresponde ao eixo de rotação do movimento).

Como se verifica na Figura 55 trata-se de uma rotura profunda ($> 10 \text{ m}$), que se deu no aterro ali depositado e que originou a mobilização de um elevado volume de material, que se deslocou ao longo da vertente.

As simulações efetuadas com a topografia atual permitiram verificar que a vertente ainda se encontra numa situação instável. Utilizando os mesmos parâmetros geotécnicos, a superfície de rotura com FS mais baixo (0,840), que se obteve para a situação atual, foi a que se apresenta na Figura 56.

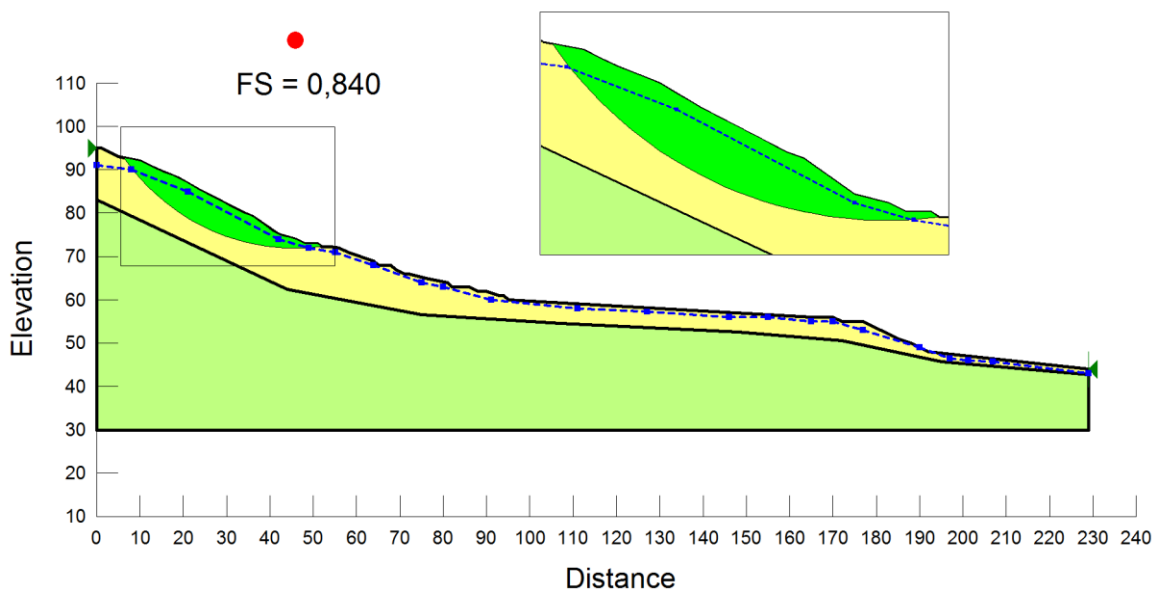


Figura 56 – Análise de estabilidade para a situação atual do Perfil E com pormenor na superfície de rotura (o ponto a vermelho corresponde ao eixo de rotação do movimento).

A rotura que apresenta uma situação de estabilidade precária, e que pode vir a originar movimento no futuro, localiza-se mais para o topo mas apresenta uma profundidade inferior à rotura que se deu anteriormente e abrange um menor volume. O valor do FS obtido indica uma rotura certa que, caso se verifiquem as condições necessárias (i.e. precipitação intensa ou prolongada), se poderá vir a desencadear e voltar a deslocar um volume significativo de material ao longo da vertente.

A análise da base de dados das precipitações acumuladas de 3, 5, 7, 15 e 30 dias, para o período posterior a 1965 (data que se supõe ter-se iniciado a deposição de aterros no local em estudo) permitiu verificar que, de toda a série, os anos de 1968, 1972, 1979, 1981 e 1996 foram aqueles em que se verificaram precipitações mais intensas. Apesar de não existir mais informação acerca das datas de ocorrência dos movimentos, presume-se que estes poderão ter ocorrido associados a um ou mais destes episódios. É difícil, neste contexto, definir períodos de retorno para este tipo de eventos, no entanto, em média, ocorrem precipitações acumuladas elevadas de 3, 5 e 7 dias em intervalos de 4 a 5 anos. Para as precipitações acumuladas de 15 e 30 dias, verificou-se que, em média, ocorrem eventos de precipitação intensa em intervalos de 7 anos.

Considerando os aspetos mencionados e tendo em conta as análises anteriormente efetuadas, verifica-se que existem condições para ocorrências futuras de movimentos

de vertente na área em estudo, uma vez que existe alguma probabilidade de se verificarem novos eventos de precipitação intensa nos próximos anos.

5. CONCLUSÕES

Com o presente trabalho pretendeu-se estimar o grau de estabilidade de uma vertente, localizada no concelho de Odivelas, em que se depositaram grandes volumes de aterro e onde se verificaram instabilidades no passado.

Tendo conhecimento de que próximo da zona em estudo existiam diversos bairros habitacionais assentes em zonas com elevado potencial para a ocorrência de movimentos de vertente, um dos principais objetivos era avaliar se a área em estudo apresentava as condições de estabilidade necessárias a uma eventual ocupação no futuro.

A informação de base existente, e que foi utilizada no presente estudo, revelou-se insuficiente para uma análise com grande rigor, no entanto, foi possível determinar os fatores de segurança associados a dois perfis, cada um deles atravessando uma área onde se constatou terem-se verificado movimentos no passado.

A análise de estabilidade foi efetuada, após a elaboração do modelo do terreno para cada perfil utilizando método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price. através do programa *Slope W*.

Os dois perfis selecionados para análise refletem duas situações problemáticas distintas, onde já haviam ocorrido deslizamentos, uma no setor W e outra no setor E. As simulações possibilitaram determinar as respetivas profundidades de rotura aproximadas, tanto para a situação atual como para a situação passada, para ambos os perfis, bem como os FS associados.

No perfil W identificou-se a uma rotura superficial, ocorrida aproximadamente aos 3 m de profundidade, à qual se atribuiu um FS de 1,000, e que se deu em materiais superficiais da formação original que se apresentavam descomprimidos. No perfil E, a rotura era bastante mais profunda, ultrapassando provavelmente 10 m, e ocorreu nos materiais de aterro heterogéneos e descomprimidos, depositados numa antiga linha de água existente na topografia original. Neste último caso atribuiu-se, também, um FS de 1,000 para a rotura ocorrida no passado.

No que se refere ao contexto atual, para os dois perfis, as roturas que apresentam uma estabilidade mais débil mantêm a mesma ordem de magnitude, em termos de profundidade, do que as superfícies geradas aquando do primeiro movimento (aproximadamente 3 m para o perfil W e aproximadamente 10 m para o perfil E). Os FS obtidos foram de 0,922 para o perfil W e de 0,840 para o perfil E. Em ambos os casos verifica-se uma tendência para as superfícies de rotura se deslocarem mais para o topo,

o que é espectável devido às alterações induzidas na topografia como o resultado dos escorregamentos antecedentes.

Como se constata pelos FS muito baixos obtidos nos dois perfis, a vertente em estudo não apresenta condições de estabilidade que possibilitem a implantação de qualquer urbanização ou estrutura. No caso de virem a ocorrer eventos de precipitação intensa ou prolongada na região, o que acontece com alguma frequência, é provável o desencadeamento de novos movimentos nos terrenos abrangidos pela área estudada, não só devido à fraca resistência ao corte dos materiais, como também à subida do nível freático e à própria topografia.

6. BIBLIOGRAFIA

1. ASTM D3080 – American Society for Testing and Materials. ASTM D3080: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions, 1998.
2. Abramson, L., W., Lee, T., S., Sharma, S. e Boyce, G., M., (2002) – *Slope stability and stabilization methods*. John Wiley & Sons, Inc., New York, 712 pp.
3. Adashi, T. e Yoshida, N. (2002) – *In situ investigation on mechanical characteristics of weak rocks*. In *In-situ characterization of rocks*. Sharma, V. M. e Saxena, K. R. (Eds.), A. A. Balkema Publishers, India, 358 pp.
4. Adhikary, D. P.; Dyskin, A. V.; Jewell, R. J. e Stewart, D. P. (1997) – A Study of the Mechanism of Flexural Toppling Failure of Rock Slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 30 (2), pp. 75-93.
5. Amundson, R. V., and H. Jenny (1997) – On a state factor model of ecosystem. *BioScience*, 47, pp. 536-543.
6. Bell, F. G. (2007) – *Engineering Geology*. 2nd Ed., Elsevier, Oxford, 581 pp.
7. Bonnard, C. e Noverraz, F. (2001) – Influence of climate change on large landslides: assessment of long term movements and trends. *Proceedings of the International Conference on Landslides: Causes, Impact and Countermeasures*, Gluckauf, Essen, Davos, pp. 121-138.
8. Bowles, J. E. (1984) – *Physical and Geotechnical Properties of Soils*. 2nd Edition, McGraw-Hill, United States, 578 pp.
9. Bowles, J. E. (1997) – *Foundation Analysis and Design*. 5th Ed., McGraw-Hill, 1207 pp.
10. Brabb, E. E. (1984) – *Innovative approaches to landslide hazard mapping*. Proceedings 4th International Symposium on Landslides, Toronto, 1:307-324.
11. Bromhead, E. N. (1992) – *The Stability of Slopes*. 2nd Edition, Blackie Academic and Professional, Glasgow, 411 pp.

12. Brunsden, D. (1984) – Mudslides, in Brunsden D., Prior DB (Eds.), *Slope Instability*, John Wiley & Sons, London, pp. 363-418.
13. Buma, J. e Van Asch, T. (1996) – Slide (rotational). In: Richard, D.; Brunsden, D.; Schrott, L. & Ibsen, M. (Eds.), *Landslide Recognition – Identification, Movement and Causes*, John Wiley & Sons Ltd., England, pp. 44-61.
14. Campbell, R. H. (1975) – Debris flow originating from soil slip during rainstorm in southern California. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 7, pp. 377-384.
15. Cheng, Y.M. e Lau, C.K. (2008) – *Slope Stability Analysis and Stabilization – New Methods and Insight*. Routledge, New York, 241 pp.
16. Choffat, P. (1950) – *Géologie du Cénozoïque du Portugal (Oeuvre posthume)*. Comissão dos Serviços Geológicos de Portugal. Suplemento ao T. XXX, 182 pp.
17. Choffat, P. e Bensaúde, A. (1911) – *Études sur le Séisme du Ribatejo du 23 Avril 1909*. Mem. Com. Serv. Geol. Portugal, 146 p., 4 est., 7 mapas.
18. Chok, Y. H.; Kaggwa, W. S.; Jaksa, M. B. e Griffiths, D. V. (2004) – *Modelling the effects of vegetation on stability of slopes*. Proceedings of 9th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, G. Farquhar et al. (Eds.), Pub. Centre for Continuing Education, University of Auckland, Vol.1, pp.391-397.
19. Clawes, A. e Comfort, P. (1982) – *Process and Landform. Conceptual Frameworks in Geography*. Oliver & Boyd, Edinburgh.
20. COBA (2006) – IC17 Circular Regional Interior de Lisboa Sublanço Buraca-Pontinha, Volume 1 – Estudos Rodoviários, parte 1.2 – Estudo Geológico-Geotécnico, Memória Descritiva.
21. Coppin, N. J. e Richards, I. G. (1990) – *Use of vegetation in civil engineering*. Butterworths, London, 292 pp.
22. Cornforth, D. (2005) – *Landslides in Practice*. John Wiley & Sons, New Jersey, 596 pp.

23. Corominas, J., Moya, J. e Hürlimann, M. (2002) – *Landslide Rainfall Triggers in the Spanish Eastern Pyrenees. Mediterranean Storms*. Proceedings of the 4th EGS Plinius Conference, Spain, October 2002.
24. Crosta, G. (1998) – Regionalization of rainfall thresholds: an aid to landslide hazard evaluation. *Environmental Geology*, 35(2-3), pp. 131-145.
25. Cruden, D. M. (1991) – A simple definition of a landslide. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 43: 27-29.
26. Cruden, D. M.; Hu, Z. Q. e Lu, Z. Y. (1993) – Rock Topples in the Highway Cut West of Clairvivaux Creek, Jasper, Alberta. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, nº 6, pp. 1016-1023.
27. Cruden, D. M. e Varnes, D. J. (1996) – Landslide Types and Processes. In: Turner, A. e Schuster, R. (Eds.) – *Landslides - Investigation and Mitigation*. Special Report 247, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., pp. 36-75.
28. De Blasio, F. (2011) – *Introduction to the Physics of Landslides*. Lectures Notes on the Dynamics of Mass Wasting.
29. De Freitas, M. H. e Watters, R. J. (1973) – Some Field Examples of Toppling Failure. *Géotechnique* 23, nº 4, pp. 495-514.
30. Dikau, R.; Schrott, L. e Dehn, M. (1996) – Topple. In: Richard, D.; Brunsden, D.; Schrott, L. & Ibsen, M. (Eds.) – *Landslide Recognition – Identification, Movement and Causes*, John Wiley & Sons Ltd., England, pp. 29-41.
31. Dowding, C. H. (1979) – Perspective and Challenges of Site Characterization. In *Site Characterization and Exploration* (C. H: Dowding, ed.), American Society of Civil Engineers, New York, pp. 10-35.
32. Duncan, J. (1996) – Soil Slope Stability Analysis. In: Turner, A. e Schuster, R. (Eds.) – *Landslides - Investigation and Mitigation*. Special Report 247, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., pp. 337-371.

33. Especificação LNEC E 196 (1966) - Solos: Análise Granulométrica. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
34. Einstein, H. (1997) – *Landslide Risk - Systematic Approaches to Assessment and Management in Landslide Risk Assessment*, Cruden and Fell (Eds.), Balkema, Rotterdam, pp 25-50.
35. Fernandes, M. M. (2006) – *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais*. Volume I. FEUP Edições, Porto, 451 pp.
36. Flageollet, J.C. e Weber, D. (1996) – Fall. In: Richard, D.; Brunsden, D.; Schrott, L. & Ibsen, M. (Eds.) – *Landslide Recognition - Identification, Movement and Causes*. John Wiley & Sons Ltd., England, pp. 13-28.
37. Flentje P., Chowdhury R. N., Tobin P. (2000) – *Management of landslides triggered by a major storm event in Wollongong, Australia*. In Proceedings of the II International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, Mechanics, Prediction and Assessment, Wieczorek, G.F., Naeser, N.D. (eds). Balkema: Rotterdam; pp. 479-487.
38. Gerscovich, D. e Costa, H. (2004) – *Drainage and surface protection in Handbook of slope stabilization*. Ortigao, J. A. R. e Sayao, A. S. F. J. (Eds.), Springer, Germany, 478 pp.
39. Giannecchini, R. (2006) – Relationship between rainfall and shallow landslides in the southern Apuan Alps (Italy). *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 6, pp.357-364.
40. Giani, G. P. (1992) – *Rock Slope Stability Analysis*. A. A. Balkema Publishers, Rotterdam, 345 pp.
41. Goodman, R. E. e Bray, J. W. (1976) – *Toppling of Rock Slopes*. In Proceedings of Specialty Conference on Rock Engineering for Foundations and Slopes, Boulder, Colorado, August 15-18, American Society of Civil Engineers, New York, Vol.2, pp. 201-234.
42. Gostelow, P. (1991) – Rainfall and Landslides. In: Almeida-Teixeira, M. E., Fantechi, R., Oliveira, R., Gomes Coelho, A. (Eds.), *Prevention and Control of*

Landslides and Other Mass Movements. Commission of European Communities, Brussels, pp. 139-161.

43. Griffiths, J.S. (2005) – Landslides. In: *Geomorphology for Engineers*, Fookes, P.G., Lee, M.E. and Milligan, G. (Eds.), Whittles Publishing, Dunbeath, Caithness, 173–217.
44. Guzzetti, F. (2003) – Landslide Hazard Assessment and Risk Evaluation: Limits and Perspectives. In *Mediterranean Storms*, Proceedings of the 4th EGS Plinius Conference Held at Mallorca, Spain, October 2002.
45. Guzzetti, F. (2005) – *Landslide Hazard and Risk Assessment*. Tese de Doutorado. Mathematisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät, Rheinischen Friedrich Wilhelms. Universität Bonn, 373 pp.
46. Haefeli, R. (1948) – *The stability of slopes acted on by parallel seepage*. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 1, pp.57-62.
47. Halliday, G. S. (2010) – *Large-scale toppling of schist in North-West Otago, Southern Alps, NZ; a precursor to rock slides and rock avalanches*. Geologically Active, Williams *et al.* (eds.), Taylor and Francis Group, London, pp. 209-218.
48. Haneberg, W. C. e Onder Gocke, A. (1994) – Rapid water level fluctuations in a thin colluvium landslide west of Cincinnati, Ohio. *U. S. Geological Survey Bulletin* 2059 C, pp.1-16.
49. Harp, E. L. e Jibson, R. C. (1995) – Landslides triggered by the 1994 Northridge, California, earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 86, pp. S319-S332.
50. Havenith, H. B.; Strom, A.; Jongmans, D.; Abdrakhmatov, K.; Delvaux, D. e Tréfois, P. (2003) – Seismic triggering of landslides, Part A: Field evidence from the Northern Tien Shan. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 3, pp. 135-149.
51. Highland, L.M., and Bobrowsky, P. (2008) – *The landslide handbook - A guide to understanding landslides*, Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 129 pp.

52. Hoek, E. e Bray, J. W. (1981) – *Rock Slope Engineering*. 3rd Ed., E. e F.N. Spon, London, 358 pp.
53. Hutchinson, J. N. (1967) – Mass movement. In *Encyclopedia of Geomorphology*, R. W. Fairbridge ed., Reinhold, New York, pp. 688-696.
54. Hutchinson, J. N. (1988) – General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In *Landslides*, Proceedings of the 5th International Symposium on Landslides (Ed. C. Bonnard), vol. 1, pp. 3-35.
55. Instituto Geológico y Minero de España (IGME) (1986) – Manual de Taludes. Serie Geotecnia, Instituto Geologico y Minero de España, Madrid, 456 pp.
56. Jibson, R. W.; Prentice, C. S.; Borisssof, A.; Rogozhin, E. e Langer, C. J. (1994) – Some observations of landslides triggered by the 29 April 1991 Racha earthquake, Republic of Georgia. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84, pp. 963-973.
57. Jorge, C. (1993) – *Zonamento do Potencial de Liquefação*. Tentativa de Aplicação a Portugal. Dissertação de Mestrado em Geologia de Engenharia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil e Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 199 pp.
58. Keefer, D. K: (1984) – Landslides Caused by Earthquakes. *Bulletin of the Geological Society of America* 95, pp. 406–421.
59. Lumb P. (1975) – Slope failure in Hong Kong. *Quarterly Journal of Engineering Geology* 8, pp. 31-65.
60. Majdi, A. e Amini, M. (2011) – *Flexural Toppling Failure in Rock Slopes: From Theory to Applications*. I.J.M.G.E., University of Tehran, vol. 45, nº 1, pp. 21-32.
61. Malheiro, A. (2006) – Geological hazards in the Azores archipelago: Volcanic terrain instability and human vulnerability. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 156, pp. 158-171.

62. Marques, F. M. S. F. (1997) – *As arribas do litoral do Algarve. Dinâmica, processos e mecanismos*. Tese de Doutoramento em Geologia, na especialidade em Geotecnia, Departamento de Geologia, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, 556 pp.
63. Marques, R.; Zêzere, J.; Trigo, R.; Gaspar, J. e Trigo, I. (2008) – Rainfall Patterns and critical values associated with landslides in Povoação county (São Miguel Island, Azores): relationships with the North Atlantic Oscillation. *Hydrological Processes*, 22, 478-494.
64. Morgenstern, N. R. e Sangrey, D. A. (1978) – Methods of Stability Analysis. In: Schuster, R. e Krizek, R. (Eds) – *Landslides – Analysis and Control*. Special Report 176, Transportation Research Board, National Academy of Science, Washington D.C., pp. 11-33.
65. Mota, R. (2008) – *Metodologias de Prospeção Geofísica Aplicadas a Problemas Ambientais e Geotécnico. Aplicação Conjunta de Métodos Eléctricos e Sísmicos*. Tese para obtenção do grau de Doutor em Física, Laboratório Nacional de Engenharia Civil e Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 190 pp.
66. Neves, M. (1995) – *Desmoronamentos e Queda de Blocos em Taludes Naturais e de Escavação*. Dissertação de Mestrado em Geologia de Engenharia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil e Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 302 pp.
67. Norma Portuguesa NP 143 (1969) – Determinação dos limites de consistência. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
68. Norris, J. e Greenwood, J. (2006) – Assessing the role of vegetation on soil slopes in urban areas. *International Association for Engineering Geology and the Environment*, paper number 744, 12 pp.
69. Ortigao, J. A. R. (2004) – *Rock slope stability in Handbook of slope stabilization*. Ortigao, J. A. R. e Sayao, A. S. F. J. (Eds.), Springer, Germany, 478 pp.
70. Paronuzzi, P., Del Fabbro, M. e Maddaleni, P. (2002) – Frane superficiali tipo slide debris flow causate dal nubifragio del 21/22 giugno 1996 nella Val Chiarso (Alpi Carniche, Friuli). *Memorie della Societa Geologica Italiana* 57, pp. 443-452.

71. Pierson, T. C. (1992) – Rainfall Triggered Lahars at Mount Pinatubo, Philippines, Following the June 1991 Eruption. *Landslides News* (Japan Landslide Society), n° 6, pp. 6-9.
72. Polemio, M. e Sdao, F. (1999) – Landslide hazard and heavy rains in southern Appennines (Italy): the case of Avigliano urban area. *Engineering Geology* 53(3-4): 297–309.
73. Polemio, M. e Petrucci, O. (2000) – Rainfall as a landslide triggering factor: an overview of recent international research. In *Landslides in Research, Theory and Practice*. Bromhead, E., Dixon, N. e Ibsen, M. (Eds.), London, Thomas Telford, pp. 1219-1226.
74. Polloni, G., Ceriani, M., Lauzi, S., Padovan, N. e Crosta, G. (1992) – *Rainfall and soil slipping events in Valtellina*. Proceedings of the International Symposium on Landslides 1, Christchurch, pp. 183-188.
75. Popescu, M. (1994) – A suggested method for reporting landslide causes. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 50: 71-74.
76. Popescu, M. (1984) – Landslides in overconsolidated clays as encountered in Eastern Europe, Proceedings 4th International Symposium on Landslides. Toronto. Vol. 1, pp. 83-106.
77. Price, D. (2009) – *Engineering Geology, Principles and Practice*. De Freitas, M. H. (Ed.), Springer, London, 450 pp.
78. Rickli, C. (Red.) (2001) – Vegetationswirkungen und Rutschungen. Untersuchung zum Einfluss der Vegetation auf oberflächennahe Rutschprozesse anhand der Unwetterereignisse in Sachseln OW am 15 August 1997. Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Birmendorf und Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Bern, 97 pp.
79. Rodríguez, C. E.; Bommer, J. J. e Chandler, R. J. (1999) – Earthquake-induced landslides: 1980-1997. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18, pp. 325-346.
80. Schuster, R. (1996) – Socioeconomic Significance of Landslides. In: Turner, A. e Schuster, R. (Eds.) – *Landslides - Investigation and Mitigation*. Special Report 247,

- Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., pp. 12-35.
81. Skempton, A. W. e Hutchinson, J. N. (1969) – *Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations*. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, State of the Art volume, pp. 291-340.
 82. Sousa, F. L. Pereira de (1928) – *O terramoto do 1º de Novembro de 1755 em Portugal e um estudo demográfico*. Volume III – Distrito de Lisboa. Memórias dos Serviços Geológicos de Portugal.
 83. Steinacher, R.; Medicus, G.; Fellin, W. e Zangerl, C. (2009) – The Influence of Deforestation on Slope (In-) Stability. *Austrian Journal of Earth Sciences*, vol. 102/2, Vienna, pp. 90-99.
 84. Tecnasol (2002) – Complexo desportivo da Paiã (Odivelas). Estudo geológico-geotécnico. Amadora. 35 pp.
 85. Terzaghi, K, Peck, R. e Gholamreza, M. (1996) – *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd Ed. John Wiley & Sons, New York, 512 pp.
 86. Terzaghi, K., (1950) – Mechanism of landslides. In: Paige, S. (Ed.), *Application of Geology to Engineering Practice*. The Geological Society of America, Engineering Geology, Berkeley, pp. 83–123.
 87. Trigo, R. M., Zêzere, J. L., Rodrigues, M. L. e Trigo, I.F. (2005) – The influence of the North Atlantic Oscillation on rainfall triggering of landslides near Lisbon. *Natural Hazards*, 36, pp. 331-354.
 88. Troch, P. A.; Van Loon, E. e Hillberts, A. (2002) – Analytical solutions to a hillslope-storage kinematic wave equation for subsurface flow. *Advances in Water Resources*, 25, pp. 637-649.
 89. Turner, K. e Jayaprakash, G.P. (1996) – Introduction. In: Turner, A. e Schuster, R. (Eds.) – *Landslides - Investigation and Mitigation*. Special Report 247, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., pp. 36-75.

90. Vallejo L., Ferrer M., Ortuño L., Oteo C., (2002) – *Ingeniería Geológica*. Pearson Educación, Madrid, 744 pp.
91. Van Asch, T., Buma, J. e Van Beek, L. (1999) – A view on some hydrological triggering systems e landslides. *Geomorphology*, 30, pp. 25-32.
92. Varnes, D. J. (1958) – Landslide Types and Processes. In Special Report 29: *Landslides and Engineering Practice*. Ed. E.B. Eckel, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D. C., pp. 20-47.
93. Varnes, D. J. (1978) – Slope Movement Types and Processes. In: Schuster, R. e Krizek, R. (Eds.) – *Landslides – Analysis and Control*. Special Report 176, Transportation Research Board, National Academy of Science, Washington D.C., pp. 11-33.
94. Varnes, D. J. and IAEG (International Association for Engineering Geology and the Environment) Commission on Landslides and other Mass-Movements (1984) – *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. The UNESCO Press, Paris, 63 pp.
95. Venkatramaiah, C. (2006) – *Geotechnical Engineering*, 3rd Ed. New Age International (P) Ltd., Publishers, New Deli, 926 pp.
96. Wieczorek, G.F. (1987) – Effect of rainfall intensity and duration on debris flows in central Santa Cruz Mountains, California. In Costa, J. E., Wieczorek, G. F. (Eds.), *Debris Flows/Avalanches: Processes, Recognition and Mitigation*. Geological Society of America, *Reviews in Engineering Geology*, 7: 93–104.
97. Wieczorek, G. F. (1996) – Landslide Triggering Mechanisms. In: Turner, A. e Schuster, R. (Eds.) – *Landslides - Investigation and Mitigation*. Special Report 247, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., pp. 76-90.
98. Wu, T. H., McKinnell, W. P. e Swantson, D. N. (1979) – Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 114, nº 12, pp. 19-33.

99. Wyllie, D. C. e Mah, C. W. (2004) – *Rock Slope Engineering. Civil and Mining*. 4th Edition. Spon Press, London, 431 pp.
100. Zbyszewski, G. (1964) – *Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000, Folha 34-B, Loures, com Notícia Explicativa*. Direção Geral de Minas e Serviços Geológicos, Lisboa, 86 pp.
101. Zêzere, J. L., Ferreira, A. B. e Rodrigues, M. L. (1999) – The role of conditioning and triggering factors in the occurrence of landslides: a case study in the area north of Lisbon (Portugal). *Geomorphology*, 30 (1-2): pp. 133-146.
102. Zêzere, J. L. (2000) – Rainfall triggering of landslides in the Area North of Lisbon. In *Landslides in Research, Theory and Practice*. Bromhead, E., Dixon, N. e Ibsen, M. (Eds.), London, Thomas Telford, 3, pp. 1629-1634.
103. Zêzere, J. L. e Rodrigues, M. L. (2002) – Rainfall Thresholds for Landsliding in Lisbon Area (Portugal). In *Landslides*. Rybar, J., Stemberk, J. e Wagner, P., A. A. Balkema, Lisse, pp. 333-338.
104. Zêzere, J. L. (2002) – Landslide susceptibility assessment considering landslide typology. A case study in the area north of Lisbon (Portugal). *Natural Hazards and Earth System Sciences* 2: pp. 73-82. European Geophysical Society.
105. Zêzere, J. L.; Trigo, R. M. e Trigo, I. F. (2005) – Shallow and deep landslides induced by rainfall in the Lisbon region (Portugal): assessment of relationships with the North Atlantic Oscillation. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 5, pp. 331-344. European Geosciences Union.
106. Zêzere, J. L., Trigo, R. M., Fragoso, M., Oliveira, S. C. e Garcia, R. A. C. (2008) – Rainfall-triggered landslides in the Lisbon region over 2006 and relationships with the North Atlantic Oscillation. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 8, pp. 483-499.

ANEXOS

ANEXO 1

Boletins de Sondagem

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S1	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 21.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 11.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 21.00 m COTA Z = 61.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	LONGYEAR	INCLINAÇÃO.: 90° AZIMUTE: °	INICIO...: 04/12/01
COORD.: M = m P = m			FIM...: 12/12/01
Página 1 de 3			

N.º D A A T G A U L A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. A.	A L T E R. A.	F R A T U R. A.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM							
							-R.Q.D.							
							-RECUPI. (%)						ENSAIOS S.P.T.	
1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)													
30	60	90	10	20	30	40	50							
		0	Terreno de cobertura, argiloso, de cor vermelha, com seixo e cascalho disperso.	A										
04/12		1	Argila arenosa, por vezes predominantemente arenosa, de cor vermelha, com abundante seixo grosseiro de natureza carbonatada.	E O C E N I C O - O L I G O C E N I C O										
		2												
		3												
		4												
05/12		5	Areia média, lavada, de cor vermelha, com seixo disperso.											
		6												
		7	Areia silto-argilosa, de cor vermelha, com seixo e cascalho de natureza carbonatada, dispersos.											
		8												
07/12		9												
		10												

OBSERVAÇÕES:
A - ACTUAL

DES. Nº *DE Paulo Lopes*
CONF. *[assinatura]*
ARQ.

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S1	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 21.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 11.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 21.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	LONGYEAR	COTA Z = 61.00 m	INICIO.....: 04/12/01
		INCLINAÇÃO.: 90°	FIN.....: 12/12/01
		COORD.: M =	Página 2 de 3
		m P =	

N.º D A T A T G A U A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. T.	A L T. R. A.	F R A T. U. R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM											
							ENSAIOS S.P.T.											
							1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)			P E N.							
	10	20	30	40	50													
07/12		10	Areia silto-argilosa, de cor vermelha, com seixo e cascalho de natureza carbonatada, dispersos.	E O C E N I C O - O L I G O C E N I C O			-R.Q.D.	-RECUP.										
		11																
		12	Silte argiloso, compacto, de cor vermelha, com fraca fracção arenosa.															
		13																
10/12		14	Areia silto-argilosa, de cor vermelha, com seixos e cascalho de natureza carbonatada, dispersos.															
		15																
		16	Argila, compacta, de cor vermelha, com fragmentos carbonatados, dispersos Dos 15.00 m aos 16.00 m, nível predominantemente arenoso.															
		17																
11/12		18																
		19																
		20	Areia media a grosseira, *															

OBSERVAÇÕES:
* silto-argilosa, compacta, de cor vermelha, com abundantes seixos sub-angulosos, dispersos.

DES. Nº *DES*
CONF. *CONF*
ARQ.

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.	SONDAGEM Nº S1
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA	CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS

DIAMETRO	0.0- 21.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 11.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 21.00 m	COTA Z = 61.00 m
EQUIPAMENTO	LONGYEAR	INCLINAÇÃO.: 90°	AZIMUTE: °
		COORD.: M =	m P = m
			TIPO SOND.: ROTAÇÃO
			INICIO.....: 04/12/01
			FIM.....: 12/12/01
Página 3 de 3			

N.º D A T A A U A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM									
							-R.Q.D.		ENSAIOS S.P.T.					P E N.		
							-RECUP. (%) 30 60 90		1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50						
11/12	.	20	Areia média a grosseira, silo-argilosa, compacta, vermelha, com abundantes seixos sub-angulosos, dispersos. F I M	E -	O		60		6							
12/12	.	21														
		22														
		23														
		24														
		25														
		26														
		27														
		28														
		29														
		30														

OBSERVAÇÕES:
E-O - EOCENICO-OLIGOCENICO

DES. Nº	DES. <i>Paulo Jorge</i>
CONF.	<i>[Assinatura]</i>
ARQ.	

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S2	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 25.5m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 22.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 25.50 m	COTA Z = 66.5 m
EQUIPAMENTO	TRACTOR LAMBORGHINI	INCLINAÇÃO.: 90°	AZIMUTE: °
		COORD.: M =	m P = m
			TIPO SOND.: ROTAÇÃO
			INICIO.....: 05/12/01
			FIM.....: 11/12/01
Página 1 de 3			

N.º D A T A T G A U A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. A.	F R A T U R. A.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM						
						-R.Q.D.						
						-RECUP. (%)						
		0	Deposito de vertente, arenoso, avermelhado, com seixo disperso.	A								
		1										
		2										
		3	Areia siltosa, compacta, de cor vermelha, com significativa fracção de seixo fino.									
		4										
05/12		5										
		6	Argila siltosa, compacta, de cor vermelha, semi-litificada. Em profundidade aumento da fracção siltosa.									
		7										
		8										
NA		9	Areia silto-argilosa, compacta, de cor vermelha, com seixos, por vezes grosseiros, dispersos.									
06/12		10										
OBSERVAÇÕES: A - ACTUAL											DES. Nº	DES. <i>Capitão</i>
											CONF.	<i>[Signature]</i>
											ARQ.	

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S2	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 25.5m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 22.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 25.50 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	TRACTOR LAMBORGHINI	COTA Z = 66.5 m	INICIO.....: 05/12/01
		INCLINAÇÃO.: 90°	FIN.....: 11/12/01
		COORD.: M = m P = m	Página 2 de 3

N.º D A T A U A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. T.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					
							-R.Q.D.	ENSAIOS S.P.T.				P E N.
								-RECUP. (%) 30 60 90	1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas) 10 20 30 40 50		
		10										
		11										
06/12		12										
		13	Areia silto-argilosa, compacta, de cor vermelha, com seixos, por vezes grosseiros, dispersos. Dos 12.20 m aos 13.50 m, escassa fracção pelítica.									
		14										
		15										
07/12		16										
		17										
		18	Areia média a grosseira, alaranjada, levemente argilosa, Apresenta-se praticamente lavada, desagregada.									
10/12		19										
		20	Areia média a grosseira, *									

OBSERVAÇÕES:
* silto-argilosa, compacta, semi-litificada, de cor vermelha, com passagens acinzentadas.
Apresenta abundante seixo, e algum cascalho, de natureza carbonatada.

DES.Nº *DES. 1576*
CONF. *[Signature]*
ARQ.

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S2	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 25.5m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA....: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 22.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 25.50 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	TRACTOR LAMBORGHINI	COTA Z = 66.5 m	INICIO.....: 05/12/01
		INCLINAÇÃO.: 90°	FIM.....: 11/12/01
		COORD.: M = m P = m	Página 3 de 3

N.º D A T A A U A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç Ã O	E S T R A T. T.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					
							ENSAIOS S.P.T.					
							-R.Q.D. -RECUP. (%)			1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)	
			30	60	90	10	20	30	40	50		
10/12		20										
		21		E								8
		22		O								
		23	Areia media a grosseira, silto-argilosa, compacta, semi-litificada, de cor vermelha, com passagens acinzentadas. Apresenta abundante seixo, e algum cascalho, de natureza, carbonatada.	C								13
11/12		24		O								8
		25		L								
		26	F I M	I								7
		27										
		28										
		29										
		30										
OBSERVAÇÕES:											DES. Nº	DES. <i>Paulo Pereira</i>
											CONF.	<i>Paulo Pereira</i>
											ARQ.	

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S3
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA	CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 25.3m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA....: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 22.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 25.30 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	TRACTOR LAMBORGHINI	COTA Z = 70.00 m	INICIO.....: 12/12/01
		INCLINAÇÃO.: 90°	FIM.....: 15/12/01
		COORD.: M = m P = m	Página 3 de 3

N.º D A T A T G U A A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. T.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM									
							-R.Q.D.						ENSAIOS S.P.T.			P E N.
							-RECUP. (%)			1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)					
30	60	90	10	20	30	40	50									
		20														
		21														
15/12		22	Silte argiloso, compacto, de cor vermelha, com abundante fracção arenosa, e com fragmentos e seixos carbonatados, dispersos.	E O C E N I C O O L I G O C E N I C O												
		23														
		24														
		25														
			F I M													
		26														
		27														
		28														
		29														
		30														
OBSERVAÇÕES:							DES. Nº	DES. Nº								
							CONF.	CONF.								
							ARQ.	ARQ.								

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S4	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 15.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 13.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 15.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	LONGYEAR	INCLINAÇÃO.: 90°	INICIO.....: 27/11/01
		COORD.: M = m P = m	FIM.....: 29/11/01
			Página 1 de 2

N.º D A A T G A U A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. T. A.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM										
							-R.Q.D.										
							-RECUP. (%)										
							1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)	10	20	30	40	50	P E N.			
27/11		0-1	Silte argiloso, de cor vermelha, com seixo disperso.					(21+28)						30			
		2-3	Areia média a fina, siltosa, compacta, de cor vermelha, com seixo fino, disperso.	E O C E N I C O - O L I G O C E N I C O				(60+0)						14			
		4-5						(60+0)									11
28/11		6-7						(60+0)									9
		8-9					Argila siltosa, compacta, de cor vermelha, pontualmente com passagens arenosas, e seixo fino, disperso.					(60+0)					
		9-10						(60+0)						10			

OBSERVAÇÕES:	DES. Nº	DES. 1576
	CONF.	<i>[Signature]</i>
	ARQ.	

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S4	
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA		CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 15.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 13.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 15.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	LONGYEAR	INCLINAÇÃO.: 90°	INICIO.....: 27/11/01
		COORD.: M =	FIM.....: 29/11/01
		m P =	Página 2 de 2

N.º DA TGAUA	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç Ã O	E S T R A T. A.	F R A T U R. A.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM							
						-R.Q.D.							
						-RECUP. (%)							
						ENSAIOS S.P.T.			P E N.				
						1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)						
						30	60	90	10	20	30	40	50
28/11		10	Argila siltosa, compacta, de cor vermelha, pontualmente com passagens arenosas, e seixo fino, disperso. Dos 10.00 m aos 10.50 m, passagem mais arenosa.	E O C E N I C O - O L I G O C E N I C O		[Gráfico de R.Q.D. e RECUP. com barras e pontos]	13	(21+39)		28			
	11												
	12												
29/11		13	Areia media a grosseira, siltosa, lavada, de cor vermelha, com seixo disperso.						35	(60+0)		13	
	14		Argila siltosa, compacta, com fracção arenosa e seixos, dispersos.						11	(45+15)		17	
	15		F I M			39	(60+0)		11				
		16											
		17											
		18											
		19											
		20											

OBSERVAÇÕES:

DES. Nº	DES.
CONF.	<i>[Assinatura]</i>
ARG.	

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S5
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA	CLIENTE: MUNICÍPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 10.5m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA....: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 9.0m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 10.50 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	LONGYEAR	INCLINAÇÃO.: 90°	INICIO.....: 30/11/01
		COORD.: M = m P = m	FIN.....: 04/12/01
			Página 2 de 2

N.º D A T A T A U A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. T.	A L T. A.	F R A T. U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM						
							ENSAIOS S.P.T.						
							-R.Q.D.			-RECUP.			1ª F.
			(%)				10	20	30	40	50		
04/12	-	-	Silte argiloso, compacto, de cor vermelha. Localmente com passagens * F I M	E									9
		10											
		11											
		12											
		13											
		14											
		15											
		16											
		17											
		18											
		19											
		20											

OBSERVAÇÕES:
* arenosas, compactas, de granulometria media a fina e de fracção silto-argilosa entre os 7.50 m - 10.50 m.
E - EOCENICO-OLIGOCENICO

DES.Nº	<i>DES 1576</i>
CONF.	<i>[Signature]</i>
ARQ.	

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº S7
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA	CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 12.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 10.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 12.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	TRACTOR LAMBORGHINI	COTA Z = 36.00 m	INICIO.....: 27/11/01
		INCLINAÇÃO.: 90°	FIM.....: 29/11/01
		COORD.: M =	Página 1 de 2

N.º D A T A T G A U A	S I M B O L O	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T. T.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSATOS E AMOSTRAGEM						
							ENSATOS S.P.T.						
							1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)			P E N.		
	10	20	30	40	50								
	# # #	0											
27/11	# # #	1	Terra vegetal areno-argilosa, de cor castanha ligeiramente avermelhada, com seixo disperso.	A C T U A L									
	NA	2											
		3											
		4	Argila, siltosa, com fracção de areia fina, de aspecto compacta, de cor vermelha, por vezes predominantemente arenosa. Ate aos 2.50 m presença de seixo fino, disperso.	E O C E N I C O - O L I G O C E N I C O									
28/11		6											
		7											
		8	Areia siltosa, semi-litificada, de cor vermelha, e com níveis onde ocorrem seixos finos a medio. Aspecto de arenito brando, friavel.										
		9											
		10											
OBSERVAÇÕES:							DES. Nº						
							CONF. <i>[Signature]</i>						
							ARQ.						

TECNASOL - FGE FUNDAÇÕES E GEOTECNIA, S.A.		SONDAGEM Nº 87
PROJECTO: COMPLEXO DESPORTIVO DA PAIA	CLIENTE: MUNICIPIO DE ODIVELAS	

DIAMETRO	0.0- 12.0m= 86.0mm	LOCALIZAÇÃO: ODIVELAS	Nº OBRA...: 1576
REVESTIMENTO	0.0- 10.5m= 98.0mm	COMPRIMENTO: 12.00 m	TIPO SOND.: ROTAÇÃO
EQUIPAMENTO	TRACTOR LAMBORGHINI	COTA Z = 36.00 m	INICIO.....: 27/11/01
		INCLINAÇÃO.: 90°	FIN.....: 29/11/01
		COORD.: M = m P = m	Página 2 de 2

N.º D A T A T G A U A	S I M B O L.	C O M P. (m)	D E S C R I Ç A O	E S T R A T.	A L T E R A.	F R A T U R.	ENSAIOS E AMOSTRAGEM								
							-R.Q.D.						ENSAIOS S.P.T.		
							-RECUP.			1ª F.	2ª e 3ª FASE (nº de pancadas)			P E N.	
(%)			30	60	90	10	20	30	40	50					
28/11		10	Argila siltosa, compacta, de cor vermelha, com fraca fracção de areia muito fina.	E O C - O L I G											
29/11		11					38	(60+0)			9				
		12	F I M												
		13													
		14													
		15													
		16													
		17													
		18													
		19													
		20													

OBSERVAÇÕES:
EOC-OLIG - EOCENICO-OLIGOCENICO

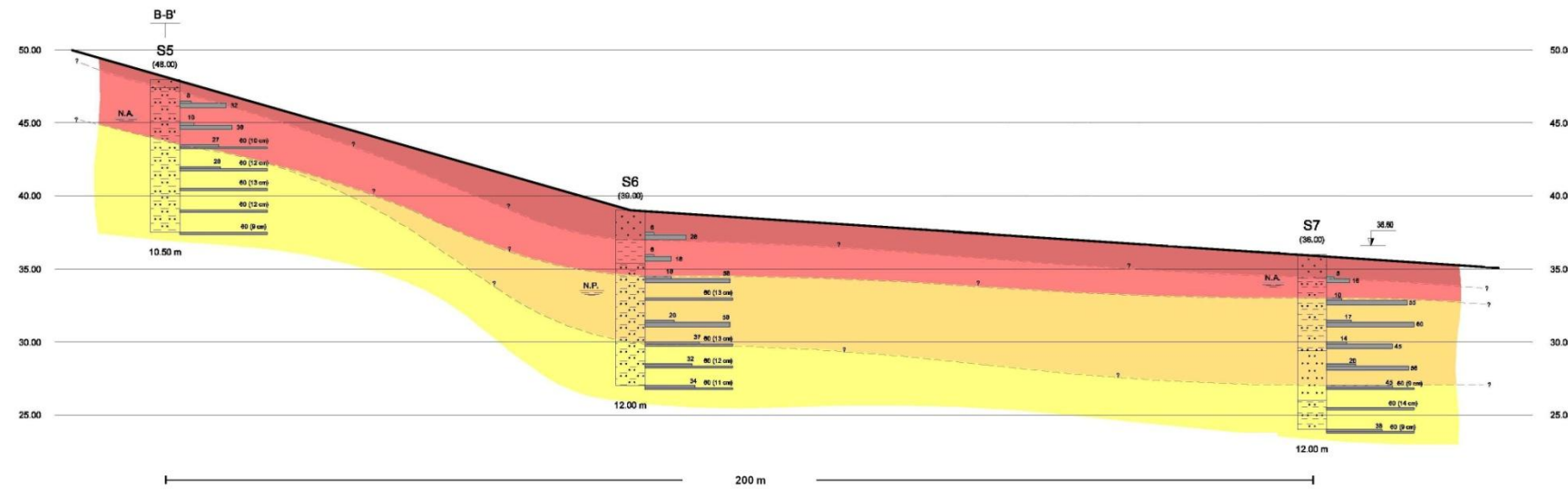
DES. Nº	DPS
CONF.	<i>[Signature]</i>
ARQ.	

ANEXO 2

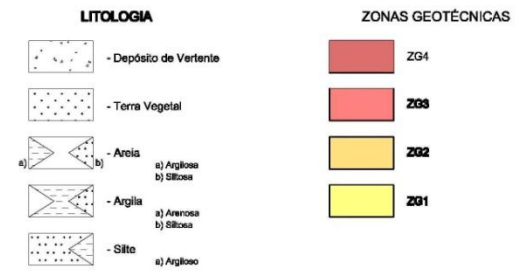
Perfis Geotécnicos

PERFIL INTERPRETATIVO AA'

Escala: H:1/500
V:1/200



LEGENDA:

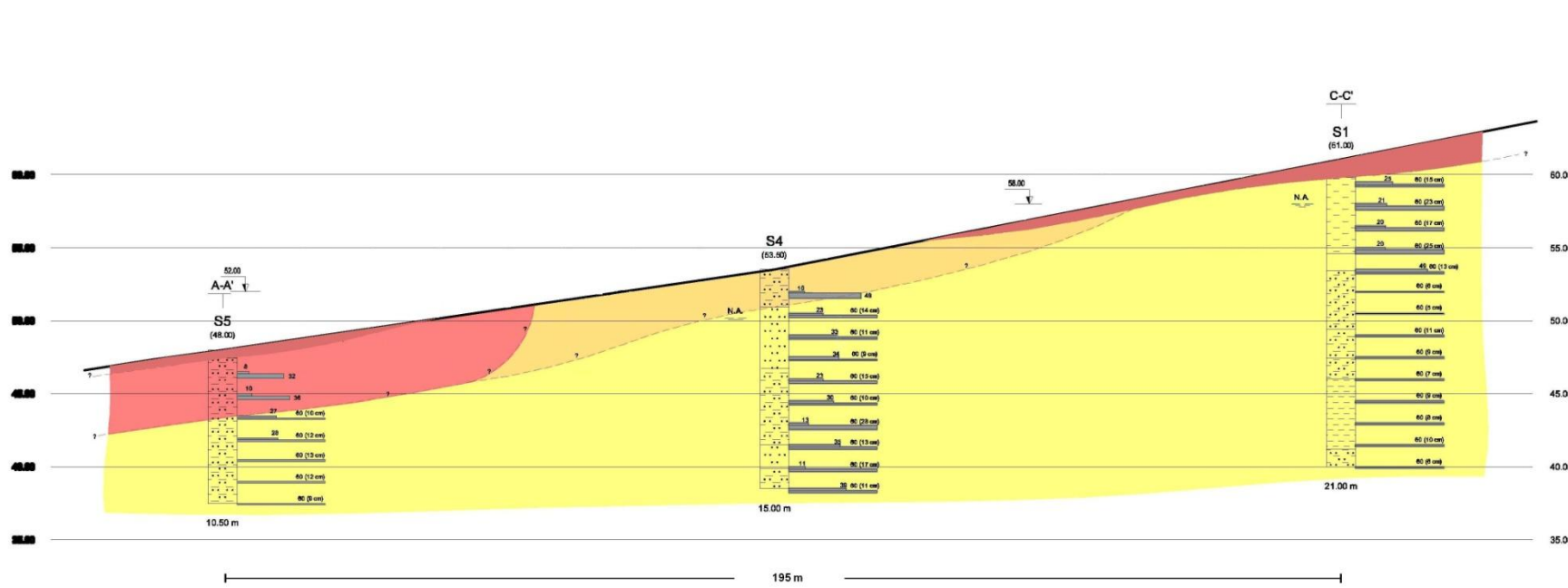


SONDAGENS EXECUTADAS

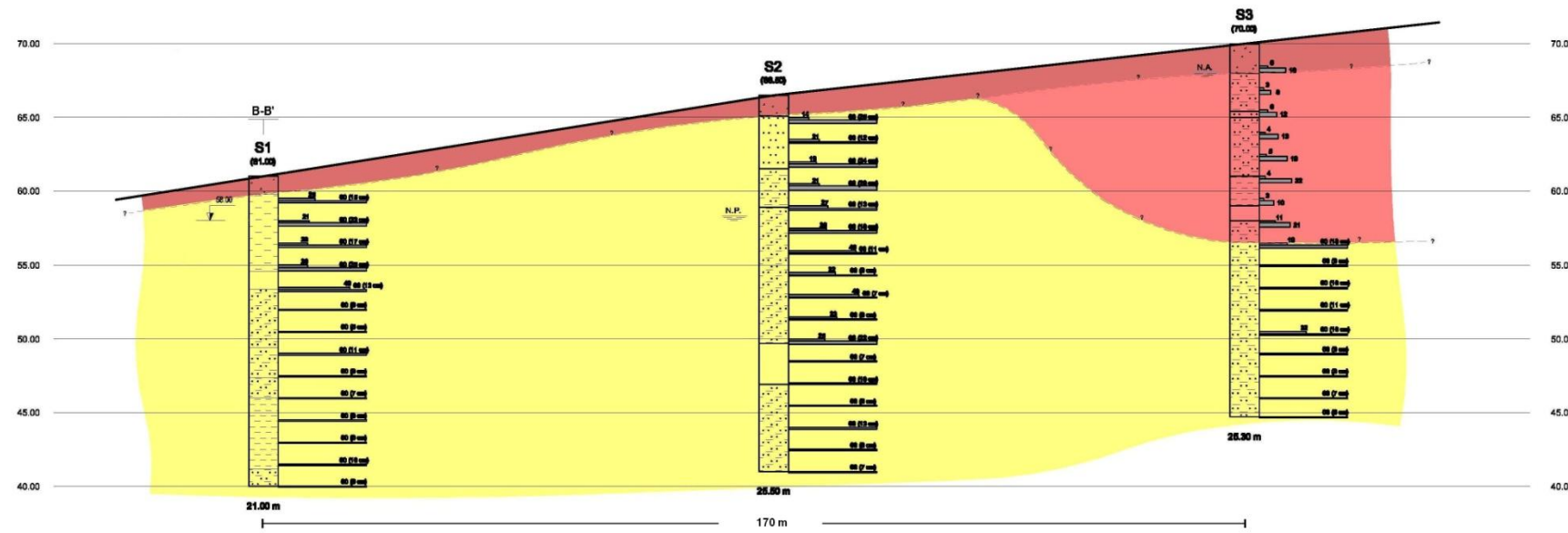


PERFIL INTERPRETATIVO B-B'

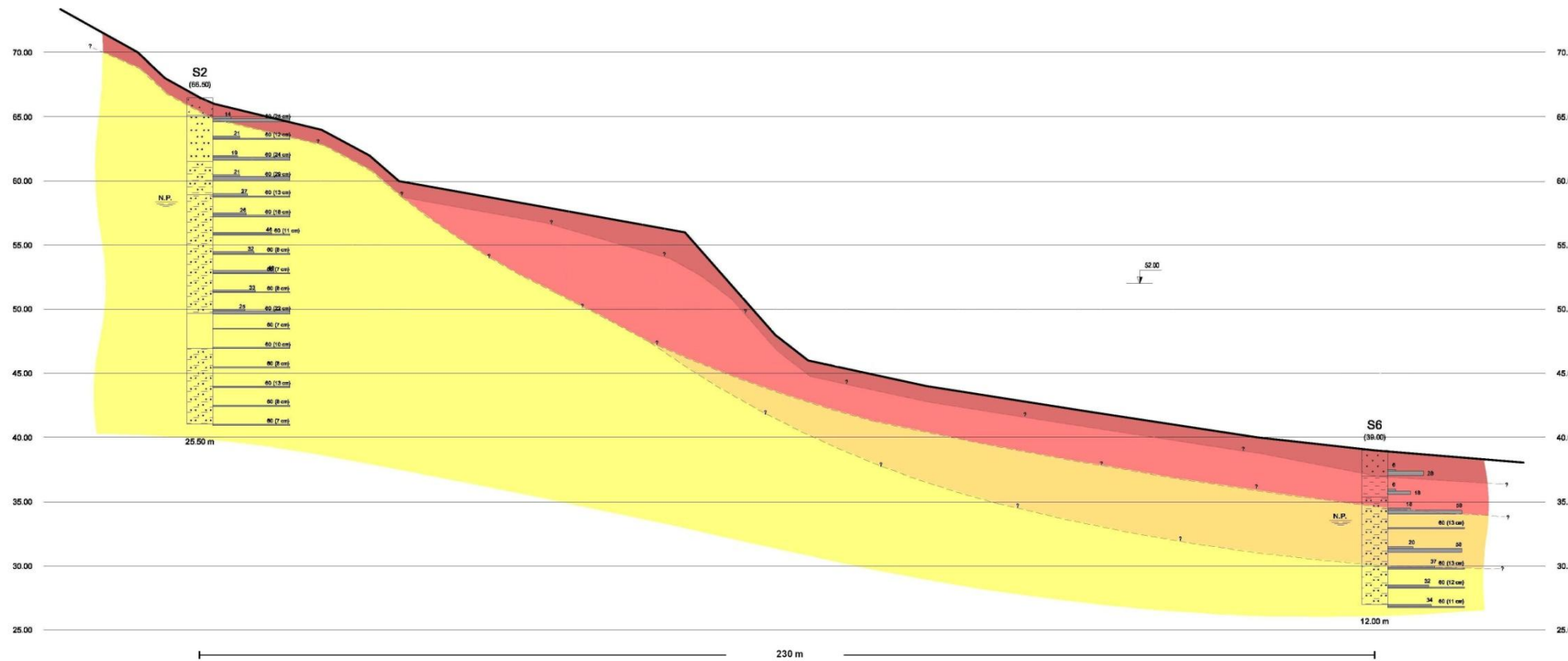
Escala: H:1/500
V:1/200



PERFIL INTERPRETATIVO C-C'



PERFIL INTERPRETATIVO D-D'



LEGENDA:

- | LITOLOGIA | | ZONAS GEOTÉCNICAS | |
|-----------|------------------------|-------------------|-----|
| | - Depósito de vertente | | ZG4 |
| | - Terra Vegetal | | ZG3 |
| | - Areia | | ZG2 |
| a) | a) Argilosa | | ZG1 |
| b) | b) Silteosa | | |
| | - Argila | | |
| a) | a) Arenosa | | |
| b) | b) Silteosa | | |
| | - Silto | | |
| a) | a) Argiloso | | |

SONDAGENS EXECUTADAS



ANEXO 3

Perfis de Resistividade

