



André Carlos Rodrigues Costa

Licenciado em Engenharia Geológica

Avaliação da estabilidade de taludes em rochas de resistência elevada – um contributo

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Geológica – Geotecnia

Orientadora: Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.^a Auxiliar, FCT/UNL

Co-orientador: Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Doutor Fernando Farinha da Silva Pinho, Prof. Auxiliar, FCT/UNL

Arguente: Doutora Sofia Maria Mesquita Soares, Prof.^a Adjunta, Instituto Politécnico
de Beja

Vogal: Doutora Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.^a Auxiliar, FCT/UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro 2015

Avaliação da estabilidade de taludes em rochas de resistência elevada – um contributo

Copyright@ André Carlos Rodrigues Costa, 2015

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou em forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS

O terminar desta dissertação é a conclusão de um objectivo de vida único. Um objectivo com altos e baixos mas sobretudo, uma realização pessoal, apenas possível com inúmeras horas de trabalho, esforço e dedicação, mas impossível de alcançar sem o apoio e acompanhamento de diversas pessoas, às quais expresso os meus mais sinceros agradecimentos:

- ✓ À Faculdade de Ciências e Tecnologia, que me recebeu ao longo da vida académica e que será sempre a minha faculdade.
- ✓ Ao Departamento de Ciências da Terra e a todos os professores que contribuíram para a minha formação profissional e pessoal.
- ✓ À minha orientadora, professora Ana Paula Silva, pela orientação, bibliografia, amizade, disponibilidade, ensinamento, confiança, compreensão, motivação e revisão crítica desta dissertação.
- ✓ Ao professor Pedro Lamas, pela co-orientação, disponibilidade, amizade, ensinamento, confiança, paciência, motivação e revisão crítica.
- ✓ À Prof^a Doutora Sofia Soares, pela disponibilidade e indicação do caso de estudo em Beja.
- ✓ Aos meus pais, pela compreensão, carinho, apoio incondicional e sacrifícios que fizeram durante todo o tempo para me proporcionarem as melhores condições. É para vocês!
- ✓ Ao meu irmão pelas dores de cabeça que me proporcionou.
- ✓ Aos meus avós por todo o amor e carinho.
- ✓ Aos meus primos, António e Maria Eugénia Casanova, pela compreensão, paciência, disponibilidade e alegria com que me acolheram ao longo deste percurso. Serão sempre um marco importante na minha vida.
- ✓ Aos amigos.

RESUMO

A instabilização de taludes comporta um risco elevado para as actividades humanas, causando frequentemente prejuízos económicos e/ou vítimas. Contudo, estes problemas podem ser evitados ou mitigados com o adequado conhecimento das propriedades e comportamento dos maciços que constituem aqueles taludes mediante a sua caracterização e avaliação da respectiva estabilidade.

Nesta dissertação apresentam-se os estudos implementados para avaliar as condições de estabilidade de dois taludes em rochas rijas, recorrendo a métodos de estudo expeditos, empíricos e analíticos, ainda pouco divulgados em Portugal. O primeiro talude consiste numa arriba litoral de granitos/sienitos e o outro numa escavação em rochas gabróicas que confronta com um acesso a uma antiga estação ferroviária. Abrangem igualmente a usual caracterização geológica e geotécnica das condicionantes daquela estabilidade, incluindo ensaios *in situ* e amostragem para caracterização adicional em laboratório. Estes elementos servem de base à aplicação de classificações geomecânicas de taludes rochosos – SMR, RHRSm2 e SQI.

Efectua-se uma análise cinemática com o *software* DipAnalyst 2.0, avaliando-se a instabilidade potencial para mecanismos de rotura por cunha e por tombamento naqueles taludes em rocha de resistência elevada. Desenvolvem-se duas abordagens cinemáticas, uma qualitativa e outra quantitativa. Na primeira consideram-se os valores representativos das atitudes médias das famílias de diaclases e avaliam-se as possibilidades de rotura inerentes; na segunda abordagem, analisam-se todas as descontinuidades e respectivas intersecções, quantificando-se a rotura relativa em termos de probabilidade de ocorrência.

Com base nos valores de SMR, complementam-se os resultados desta análise com a indicação de potenciais medidas mitigadoras ou de reabilitação a aplicar nos dois casos estudados. No final tecem-se considerações sobre a aplicabilidade dos métodos utilizados nestas e noutras situações.

Palavras-chave: Estabilidade de taludes, Rochas de resistência elevada, Métodos expeditos, Análise cinemática

ABSTRAT

Slope instability can represent high risk for human activities, often causing economic problems and/or victims. However, these problems can be avoided or mitigated through characterization and evaluation of the rock mass stability, which constitute those slopes.

This dissertation presents the studies implemented to assess the stability conditions of two slopes in hard rocks, using expedited study methods, analytical and empirical, yet little divulgated in Portugal. The first slope consists of a cliff in granites/syenites and, the other of a cut slope in gabbros associated with an access to a former train station. It also cover the usual geological and geotechnical characterization of the conditions of the slopes, including *in situ* tests and sampling for additional laboratory characterization. These elements serve as input for the application of geomechanical classifications for rock slopes – SMR, RHRSm2 e SQI.

It is made a kinematic analysis with DipAnalyst 2.0 software, evaluating the potencial instability mechanisms for failure mechanisms by wedge and toppling in those rock slopes of high resistance. Two kinematic approaches, one qualitative and other quantitative, are developed. The first one identifies discontinuity cluster sets and representative values for each cluster set are assigned. The other considers, separately, each discontinuity plane or discontinuity-intersection and quantifies the presence of each type of failure in the form of its probability of occurrence.

The analysis is completed by using the SMR values to define potential mitigation or rehabilitation measures for both case studies. Finaly, considerations are put forward on the applicability of the methods used in these and other situations.

Keywords: Slope stability, Hard rocks, Expeditious methods, Kinematic analysis

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS.....	III
RESUMO.....	V
ABSTRAT	VII
ÍNDICE GERAL	IX
ÍNDICE DE FIGURAS.....	XIII
ÍNDICE DE TABELAS	XVII
ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	XXI
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento do tema.....	1
1.2. Objectivos e metodologia.....	2
1.3. Tipos de taludes e suas especificidades	3
1.4. Organização geral da dissertação	4
2. TALUDES ROCHOSOS.....	7
2.1. Enquadramento geral	7
2.2. Mecanismos de instabilidade	8
2.2.1. Quedas.....	9
2.2.2. Tombamentos.....	10
2.2.3. Escorregamentos ou deslizamentos.....	13
2.2.4. Expansão lateral	14
2.2.5. Fluxos (<i>Flows</i>).....	15
2.2.6. Movimentos complexos.....	15
3. CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS.....	17
3.1. Descontinuidades	17

3.1.1.	Tipos de descontinuidades.....	18
3.1.2.	Características geométricas.....	18
3.1.3.	Características físicas.....	21
3.2.	Descrição Geotécnica Básica de Maciços Rochosos (<i>BGD</i>).....	25
3.3.	Índice RQD (<i>Rock Quality Designation Index</i>).....	26
3.4.	Índice GSI (<i>Geological Strength Index</i>).....	27
3.4.1.	Estimativa do ângulo de atrito.....	28
3.4.2.	GSI modificado.....	28
3.5.	Alguns ensaios complementares.....	29
3.5.1.	Determinação do peso volúmico aparente.....	30
3.5.2.	Determinação da dureza ao resalto.....	31
3.5.3.	Determinação do ângulo de atrito por ensaio de <i>tilt</i>	31
4.	ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....	33
4.1.	Métodos analíticos: análise cinemática.....	33
4.1.1.	Abordagem qualitativa.....	33
4.1.2.	Abordagem quantitativa.....	36
4.2.	Métodos empíricos.....	36
4.2.1.	Classificação RMR.....	36
4.2.2.	Classificação SMR.....	39
4.2.3.	Classificação RHRSm.....	43
4.2.4.	Classificação SQI.....	47
4.2.5.	Outras classificações empíricas.....	49
4.1.	Métodos numéricos.....	52
4.1.1.	Métodos integrais.....	52

4.1.2.	Métodos diferenciais	53
4.2.	Medidas minimizadoras	55
4.2.1.	Medidas de protecção	56
4.2.2.	Medidas de estabilização	57
4.2.3.	Medidas de drenagem.....	62
5.	CASOS DE ESTUDO, RESULTADOS E DISCUSSÃO	67
5.1.	Talude natural da Praia da Ursa.....	67
5.1.1.	Enquadramento geográfico	67
5.1.2.	Enquadramento geológico e geotectónico	69
5.1.3.	Enquadramento hidrogeológico.....	72
5.2.	Talude de escavação em Beja	73
5.2.1.	Enquadramento geográfico	73
5.2.2.	Enquadramento geológico e geotectónico	75
5.2.3.	Enquadramento hidrogeológico.....	77
5.3.	Enquadramento sísmico dos casos de estudo.....	78
5.4.	Metodologia adoptada	79
5.5.	Resultados e discussão	80
5.5.1.	Caracterização geotécnica realizada	80
5.5.2.	Análise cinemática	88
5.5.3.	Classificações empíricas para taludes rochosos.....	103
5.5.4.	Síntese global	109
6.	CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS	115
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
	ANEXOS	131

ANEXO I – PERFIS TÍPICOS DE RUGOSIDADE E TERMOS DESCRITIVOS	133
ANEXO II – PERFIS <i>STANDARD</i> DE RUGOSIDADE E VALORES DE JRC	135
ANEXO III – ÁBACO PARA ESTIMAÇÃO DE RCU EM FUNÇÃO DE γ e R.....	137
ANEXO IV – TABELAS PARA APLICAÇÃO DA BGD.....	139
ANEXO V – VALORES DA CONSTANTE m_i PARA ROCHA ÍGNEA INTACTA	141
ANEXO VI – DIAGRAMAS PARA DETERMINAÇÃO DE η	143
ANEXO VII – ÁBACO DE RITCHIE.....	145
ANEXO VIII – CLASSIFICAÇÃO RHRS m_2	147
ANEXO IX – CLASSIFICAÇÃO SQI.....	149
APÊNDICES.....	155
APÊNDICE I – DIAGRAMAS PARA DETERMINAÇÃO DE F_3	157
APÊNDICE II – ENSAIO COM ESCLERÓMETRO	165
APÊNDICE III – DIAGRAMAS DE ISODENSIDADES	167
APÊNDICE IV – ÂNGULO DE ATRITO VS ÍNDICES DE ROTURA.....	171
APÊNDICE V – CÁLCULO DO ÍNDICE SMR	175
APÊNDICE VI – OBTENÇÃO DE η	177

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Metodologia adoptada	3
Figura 2.1 – Representação esquemática: trajectórias de quedas	9
Figura 2.2 – Distâncias de impacto	10
Figura 2.3 – Situações de estabilidade para ocorrência de tombamento ou deslizamento de um único bloco numa superfície inclinada	11
Figura 2.4 – Representação esquemática: tipos de tombamentos múltiplos	12
Figura 2.5 – Representação esquemática: tipos de rotura por tombamento secundário	13
Figura 2.6 – Representação esquemática: escorregamento rotacional simples, múltiplo e sucessivo	14
Figura 2.7 – Representação esquemática: escorregamentos translacionais	14
Figura 2.8 – Representação esquemática: expansão lateral	15
Figura 2.9 – Representação esquemática: Movimentos Complexos – A e I representam diferentes litologias	16
Figura 3.1 – Avaliação da atitude	19
Figura 3.2 – Abertura de descontinuidades abertas e largura de descontinuidades preenchidas	24
Figura 3.3 – Relação entre ângulo de atrito e índice GSI; exemplo: $GSI=20$, $m_i=10$, $\phi_m=23^\circ$...	28
Figura 3.4 – GSI modificado	29
Figura 3.5 – Bomba de vácuo para período de absorção de água	30
Figura 3.6 – Ensaio de tilt.....	32
Figura 4.1 – Geometria de talude exibindo rotura planar	34
Figura 4.2 – Geometria de talude exibindo rotura em cunha	35
Figura 4.3 - Geometria de talude exibindo rotura por tombamento	35
Figura 4.4 – Diferentes abordagens dos métodos numéricos.....	52
Figura 4.5 – Conjunto de medidas minimizadoras mais comuns.....	56

Figura 4.6 – Barreiras estáticas	57
Figura 4.7 – Barreiras dinâmicas	57
Figura 4.8 – Representação esquemática: remoção de material para estabilização de talude	58
Figura 4.9 – Representação esquemática: utilização de ancoragens activas e passivas	59
Figura 4.10 – Representação esquemática: redes metálicas aplicadas associadas a ancoragens	60
Figura 4.11 – Aplicação de betão projectado com fibras	61
Figura 4.12 – Representação esquemática: vala drenante	64
Figura 5.1 – Enquadramento geográfico da Praia da Ursa	68
Figura 5.2 – Talude 1–U: Fotografia aérea e vista geral.....	68
Figura 5.3 – Talude 2–U: Fotografia aérea; vista da frente 2a–U e 2b–U	69
Figura 5.4 – Talude 3–U: fotografia aérea e vista da frente.....	69
Figura 5.5 – Unidades geológicas presentes na zona de estudo	70
Figura 5.6 – Amostra de mão de material granítico.....	71
Figura 5.7 – Contacto litológico entre materiais granítico e calcário a Norte da Praia da Ursa..	71
Figura 5.8 – Amostra de mão de material sienítico	72
Figura 5.9 – Enquadramento geográfico da zona de estudo	74
Figura 5.10 – Talude 1–B: fotografia aérea	74
Figura 5.11 – Vista geral correspondente às zonas 1.1–B e 1.2–B – fotografia tirada para W ..	75
Figura 5.12 – Vista geral das restantes zonas do talude de Beja, situada a nascente das outras duas – fotografia tirada para NW.....	75
Figura 5.13 – Enquadramento geológico sistematizado da zona de estudo	76
Figura 5.14 – Tarolo de material gabróico	76
Figura 5.15 – Sistema aquífero dos gabros de Beja, simplificado	77
Figura 5.16 – Mapa de intensidade macrossísmica de Portugal continental	78

Figura 5.17 – Representação estereográfica do talude 1a–U, 1b–U e famílias de descontinuidades	89
Figura 5.18 – Representação estereográfica do talude 2a–U (à esquerda), 2b–U (à direita) e famílias de descontinuidades	90
Figura 5.19 – Representação estereográfica do talude 3–U e famílias de descontinuidades	90
Figura 5.20 – Representação estereográfica da zona 1.1–B e famílias de descontinuidades ...	92
Figura 5.21 – Representação estereográfica da zona 1.2–B e famílias de descontinuidades ...	93
Figura 5.22 – Representação estereográfica da zona 1.3–B e famílias de descontinuidades ...	93
Figura 5.23 – Representação estereográfica da zona 1.4–B e famílias de descontinuidades ...	94
Figura 5.24 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 1a–U.....	96
Figura 5.25 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 1b–U.....	97
Figura 5.26 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 2a–U.....	97
Figura 5.27 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 2b–U.....	97
Figura 5.28 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 3–U.....	97
Figura 5.29 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.1–B	98
Figura 5.30 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.2–B	98
Figura 5.31 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.3–B	99
Figura 5.32 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.4–B	99
Figura 5.33 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação talude 1a–U.....	100
Figura 5.34 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 1b–U..	100
Figura 5.35 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 2a–U..	100
Figura 5.36 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 2b–U..	101
Figura 5.37 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 3–U....	101
Figura 5.38 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação da zona 1.1–B ...	102
Figura 5.39 – Relação entre os índices de rotura e a direcção azimutal da zona 1.2–B	102

Figura 5.40 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação da zona 1.3–B ...	102
Figura 5.41 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação da zona 1.4–B ...	102
Figura 6.1 – Síntese de resultados da caracterização geotécnica para os taludes da Praia da Ursa	116
Figura 6.2 – Síntese de resultados da caracterização geotécnica para o Talude de Beja	116
Figura 6.3 – Síntese de resultados da análise cinemática para os taludes da Praia da Ursa..	117
Figura 6.4 – Síntese de resultados da análise cinemática para o talude da Beja	118
Figura 6.5 – Síntese da classificação geomecânica para os taludes da Praia da Ursa	120
Figura 6.6 – Síntese das classificações geomecânicas para o talude de Beja	120

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Classificação de rochas em função da resistência à compressão uniaxial	2
Tabela 2.1 – Classificação proposta por Varnes (1978).....	7
Tabela 2.2 – Nova proposta da classificação de Varnes.....	8
Tabela 2.3 – Tipos de tombamentos múltiplos e condições para a sua ocorrência.....	11
Tabela 2.4 – Tipos de rotura por tombamento secundário e condições para a sua ocorrência .	12
Tabela 2.5 – Categorias de fluxos e suas características básicas.....	16
Tabela 3.1 – Principais tipos de descontinuidades.....	18
Tabela 3.2 – Particularidades das descontinuidades	18
Tabela 3.3 – Espaçamento entre descontinuidades.....	20
Tabela 3.4 – Persistência de descontinuidades	21
Tabela 3.5 – Método de “contacto” e de “não contacto” para determinação da rugosidade	21
Tabela 3.6 – Nove classes típicas de rugosidade	22
Tabela 3.7 – Classes de abertura.....	24
Tabela 3.8 – Parâmetros condicionantes no comportamento do material de enchimento.....	25
Tabela 3.9 – Descrição da qualidade do maciço rochoso com base no índice RQD.....	26
Tabela 4.1 – Parâmetros e pesos do $RMR_{básico}$	37
Tabela 4.2 – Classificação para as condições das descontinuidades.....	38
Tabela 4.3 – Efeito da direcção e inclinação das descontinuidades	38
Tabela 4.4 – Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades com informação proveniente da Tabela 4.3.....	38
Tabela 4.5 – Classes do maciço rochoso	39
Tabela 4.6 – Significado das classes do maciço rochoso.....	39
Tabela 4.7 – Factor de ajuste F_1	40

Tabela 4.8 – Factor de ajuste F_2	40
Tabela 4.9 – Factor de ajuste F_3	40
Tabela 4.10 – Factor de ajuste F_4 relativo ao método de escavação.....	40
Tabela 4.11 – Descrição das classes de SMR.....	41
Tabela 4.12 – Medidas minimizadoras	41
Tabela 4.13 – Medidas minimizadoras por classes.....	42
Tabela 4.14 – RHRSm	46
Tabela 4.15 – Valores de RHRSm e correspondentes níveis de risco e actuação.....	46
Tabela 4.16 – Factores e parâmetros considerados no sistema SQI.....	47
Tabela 4.17 – Valores de RHRSm2 e correspondentes níveis de risco e actuação.....	48
Tabela 4.18 – SQI para taludes rochosos: classificações qualitativa e quantitativa e correspondente nível de risco	49
Tabela 4.19 – Comparação da atribuição dos pesos em diferentes classificações.....	51
Tabela 4.20 – Comparação entre os diferentes métodos numéricos.....	54
Tabela 5.1 – Localização e algumas particularidades dos taludes estudados na Praia da Ursa	68
Tabela 5.2 – Localização do talude de Beja e particularidades das diferentes zonas	74
Tabela 5.3 – Valores de densidade aparente e peso volúmicos aparentes	81
Tabela 5.4 – Resumo dos resultados de leituras do esclerómetro e cálculo da resistência do material com martelo do tipo L	82
Tabela 5.5 – Cálculo do índice RQD	83
Tabela 5.6 – Cálculo de GSI modificado.....	84
Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de tilt para o talude de escavação de Beja.....	85
Tabela 5.8 – Valores de ângulo de atrito, $\phi_{\text{maciço}}$	85
Tabela 5.9 – Ângulo de atrito das descontinuidades.....	86

Tabela 5.10 – Cálculo do índice de $RMR_{básico}$ para os taludes da praia da Ursa.....	87
Tabela 5.11 – Cálculo do índice de $RMR_{básico}$ para as diferentes zonas do talude de Beja.	87
Tabela 5.12 – Descrição da qualidade do maciço e intervalos de ϕ_m com base no valor de $RMR_{básico}$	88
Tabela 5.13 – Orientação média das famílias de descontinuidades do talude 1a-U e 1b-U	89
Tabela 5.14 – Orientação média das famílias de descontinuidades do talude 2a-U e 2b-U	89
Tabela 5.15 – Orientação média das famílias de descontinuidades do talude 3-U.....	90
Tabela 5.16 – Resultados da análise cinemática utilizando o <i>software</i> DipAnalyst 2.0 para os taludes da praia da Ursa	91
Tabela 5.17 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.1-B.....	92
Tabela 5.18 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.2-B.....	92
Tabela 5.19 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.3-B.....	93
Tabela 5.20 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.4-B.....	93
Tabela 5.21 – Resultados da análise cinemática utilizando o <i>software</i> DipAnalyst 2.0 para os taludes de Beja	95
Tabela 5.22 – Valor de índice SMR para as famílias mais desfavoráveis, respectiva classe e condições de estabilidade	103
Tabela 5.23 – Categorias de medidas minimizadoras propostas para os diferentes casos de estudo segundo Romana <i>et al.</i> (2003).....	105
Tabela 5.24 – Listagem de possíveis medidas minimizadoras para os diferentes casos de estudo segundo Romana (1993)	106
Tabela 5.25 – Aplicação da classificação RHRSm2 às diferentes zonas do talude de Beja....	107
Tabela 5.26 – Aplicação da classificação SQI para o talude de Beja	108
Tabela 5.27 – SQI: avaliação quantitativa, qualitativa e nível de risco.....	109
Tabela 5.28 – Síntese da caracterização geotécnica dos taludes da Praia da Ursa	110
Tabela 5.29 – Síntese da análise cinemática aos taludes da Praia da Ursa	110
Tabela 5.30 – Síntese da classificação SMR para os taludes da Praia da Ursa	111

Tabela 5.31 – Síntese da caracterização geotécnica do talude de Beja	112
Tabela 5.32 – Síntese da análise cinemática ao talude de Beja.....	112
Tabela 5.33 – Síntese das classificações empíricas para o talude de Beja	113

ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Abreviaturas e Siglas

BGD	Basic Geotechnical Description
CIB	Complexo Ígneo de Beja
COBA	Complexo Ofiolítico de Beja-Acebuches
CSMR	Chinese System for SMR
FHWA	Federal Highway Administration
FS	Factor de Segurança
GSI	Geological Strength Index
IRC	Índice de Rotura por Cunha
IRP	Índice de Rotura Planar
IRT	Índice de Rotura por Tombamento
ISRM	International Society for Rock Mechanics
JCS	Joint Wall Compression Strength
JRC	Joint Roughness Coefficient
MRMR	Mining Rock Mass Rating
M-RMR	Modified Rock Mass Classification
RCU	Resistência à Compressão Uniaxial
RMR	Rock Mass Rating
RMR _{básico}	RMR básico
RMS	Rock Mass Strength
RQD	Rock Quality Designation Index
SGB	Sequência Gabroica Bandada
SMR	Slope Mass Rating

SNIRH	Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos
SQI	Slope Quality Index
SSR	Slope Stability Rating
ZOM	Zona de Ossa Morena

Símbolos

Alfabeto latino

b	Largura de um bloco passível de sofrer tombamento
D	Factor D referente ao efeito da escavação sobre o maciço rochoso
E_M	Módulo de deformabilidade do maciço rochoso
h	Altura de um bloco passível de sofrer tombamento
i	Ângulo de aspereza = inclinação da rugosidade relativamente à direcção de corte
J_v	Soma do número de descontinuidades por unidade de comprimento para todas as famílias
m_d	Massa do provete seco
m_h	Massa do provete imerso e água (pesagem hidrostática)
m_i	Constante que depende das propriedades do material rochoso
m_s	Massa do provete saturado
n_a	Porosidade aberta
N	Força Normal
r	“Dureza ao ressalto” em superfícies húmidas e alteradas (para avaliação de ϕ_{residual})
R	“Dureza ao ressalto” em superfícies sem alteração (para avaliação de ϕ_{residual}) e “Dureza ao ressalto” (para estimar a resistência à compressão uniaxial)
S	Espaçamento médio entre descontinuidades

W_i	Peso de cada um dos nove factores no intervalo entre 0 e 1 (SQI)
W'_i	Peso atribuído a cada parâmetro no intervalo entre 0 e 1 (SQI)
X_d	Valor aleatório do espaçamento de uma família de descontinuidades
X_i	Valor da classificação atribuída a cada factor (SQI)
X'_i	Classificação obtida para cada parâmetro de 1 a 5 (SQI)
X_n	Espaçamento normal

Alfabeto grego

α	Inclinação da superfície sobre a qual assenta um bloco passível de tombar
α_j	Direcção da descontinuidade
α_s	Direcção da face do talude
α_1	Ângulo de inclinação do plano da posição final com o plano da posição inicial no ensaio de tilt
β_j	Ângulo de inclinação da descontinuidade
β_s	Ângulo de inclinação da face do talude
γ_a	Peso volúmico aparente
δ	Ângulo agudo entre uma scanline e a direcção de uma família de descontinuidades
ε	Ângulo entre famílias de descontinuidades
η	Produto dos factores de ajuste F_1 e F_2 da classificação SMR
λ	Frequência média das descontinuidades por metro linear
ρ_a	Densidade aparente
ρ_h	Densidade da água a 20°C (998 kg/m ³);
σ_n	Tensão de corte normal na parede da descontinuidade
σ_{ci}	Resistência à compressão da rocha intacta
τ	Tensão de corte

$\phi_{\text{básico}}$	Ângulo de atrito básico das descontinuidades
ϕ_{m}	Ângulo de atrito do maciço rochoso
ϕ_{pico}	Ângulo de atrito de pico
ϕ_{residual}	Ângulo de atrito residual
ψ_{d}	Ângulo de inclinação das descontinuidades (rotura por tombamento)
ψ_{f}	Inclinação do talude (rotura planar e rotura por tombamento)
ψ_{fi}	Inclinação do talude (rotura em cunha)
ψ_{i}	Inclinação da linha de intersecção de duas descontinuidades (rotura em cunha)
ψ_{p}	Inclinação do plano de rotura (rotura planar)

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento do tema

A presente dissertação surge integrada no Mestrado em Engenharia Geológica – Geotecnia, da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. O trabalho debruça-se sobre a problemática da estabilidade de taludes que, em Geotecnia, é um tema fundamental aquando da execução de diversos tipos de obras geotécnicas, nomeadamente rodovias, ferrovias ou barragens. De facto, a construção de obras geotécnicas interage directamente com o terreno, solo ou rocha, obrigando frequentemente à realização de cortes no terreno natural que podem desencadear fenómenos de instabilização. Um terreno instável, ou pouco estável pode, ao longo do tempo, experimentar movimentos de terrenos susceptíveis de causar danos significativos em pessoas ou bens.

Do ponto de vista económico, uma rotura acarretará desde custos directos, tais como a remoção do material que sofreu rotura, até custo indirectos, como danos em bens e/ou pessoas, atrasos no tráfego, interrupções de negócios, interrupção de abastecimento de águas por bloqueio de linhas de águas ou corte de infraestruturas de abastecimento, entre outras consequências adversas que dali podem advir.

Por outro lado, a análise de estabilidade de taludes não é exclusiva de situações onde se procedeu a uma modificação da morfologia do terreno. Tome-se o exemplo de arribas litorais em ambientes mais agressivos do ponto de vista de agentes desencadeadores, onde a evolução geomorfológica provém exclusivamente de processos naturais. No caso destas arribas torna-se, igualmente, fundamental um estudo geotécnico aprofundado das condições de estabilidade e uma identificação dos mecanismos de rotura de forma a avaliar, e se possível mitigar, consequências adversas de fenómenos de instabilização sobre as praias adjacentes.

Instabilizações em arribas naturais apresentam uma ameaça significativa, nomeadamente para pessoas e bens, que por diversos motivos, muitas vezes se expõem excessivamente ao perigo. Em Portugal, por exemplo, têm-se assistido nos últimos anos a vários casos de acidentes com vítimas mortais.

A escolha deste tema é justificada em parte pela problemática acima referida e, igualmente, sustentada pela necessidade de estudar abordagens relativamente expeditas e fiáveis para avaliar a reabilitação de taludes rochosos, em particular os de rocha de resistência elevada.

A diferença entre rochas de resistência baixa e elevada resulta da natureza das primeiras, em se desintegrarem num curto período de tempo (dias até anos) quando expostas à presença de água e a alterações climáticas (Nickmann *et al.*, 2006). Tal definição parece ir de encontro à definição de solo; no entanto, a perda de resistência por parte das rochas não é reversível sob condições normais, ao passo que, em solos coesivos, mudanças de teor em água a torna possível.

Recorrendo ao valor da resistência à compressão uniaxial, a designação de “rocha de resistência elevada” ou dura varia consoante o autor; no entanto, em termos médios pode-se afirmar que o limite se situa acima dos 60 MPa. Por outro lado, o termo rocha dura poderá ser atribuído àquelas que têm uma resistência à compressão uniaxial maior que 20 MPa, por oposição às brandas. Nesta dissertação adopta-se o primeiro critério.

Na Tabela 1.1 apresentam-se classificações de rochas em função da resistência à compressão uniaxial segundo diferentes autores.

Tabela 1.1 – Classificação de rochas em função da resistência à compressão uniaxial (traduzido de Ferrer & Vallejo, 2007)

Resistência à compressão uniaxial (MPa)	ISRM (1981)	Geological Society (1970)	Bieniawski (1973)	Exemplos
< 1	Solos			
1 – 5	Muito branda	Branda (> 1,25)	Muito baixa	Pelitos, Siltitos, Margas, Tufo, Carvão
5 – 12,5	Branda	Moderadamente branda		
12,5 – 25		Moderadamente Dura		
25 – 50	Moderadamente dura		Baixa	Xistos, Ardósias
50 – 100	Dura	Dura	Média	Rochas metamórficas xistentas, Mármore, Granitos, Gnaisses, Arenitos
100 – 200	Muito dura	Muito dura	Alta	Rochas ígneas e metamórficas duras, Arenitos muito cimentados, Calcários, Dolomitos
> 200		Extremamente dura	Muito alta	Quartzito, Gabro, Basalto
> 250	Extremamente dura			

1.2. Objectivos e metodologia

No desenrolar da dissertação e com base em dois casos de estudo, realiza-se uma análise de estabilidade onde se destacam os seguintes objectivos principais:

- i. Identificação dos principais modos de rotura;
- ii. Obtenção de probabilidades de ocorrência para diferentes modos de rotura;
- iii. Face aos possíveis riscos geotécnicos associados àqueles taludes, a fim de os mitigar ou, mesmo, eliminar sugerem-se alternativas para trabalhos de reabilitação futuros bem como medidas de monitorização.

A metodologia implementada inclui a realização de cinco procedimentos essenciais: revisão bibliográfica sobre taludes rochosos, nomeadamente sobre os principais mecanismos de

instabilização, métodos de caracterização, classificação e análise de estabilidade; trabalhos de reconhecimento e amostragem; ensaios de laboratório; avaliação da estabilidade, com especial destaque para uma abordagem quantitativa da análise cinemática e a aplicação de classificações geomecânicas e, por fim, as respectivas ilações dos trabalhos realizados. A metodologia detalhada pode ser consultada na Figura 1.1.

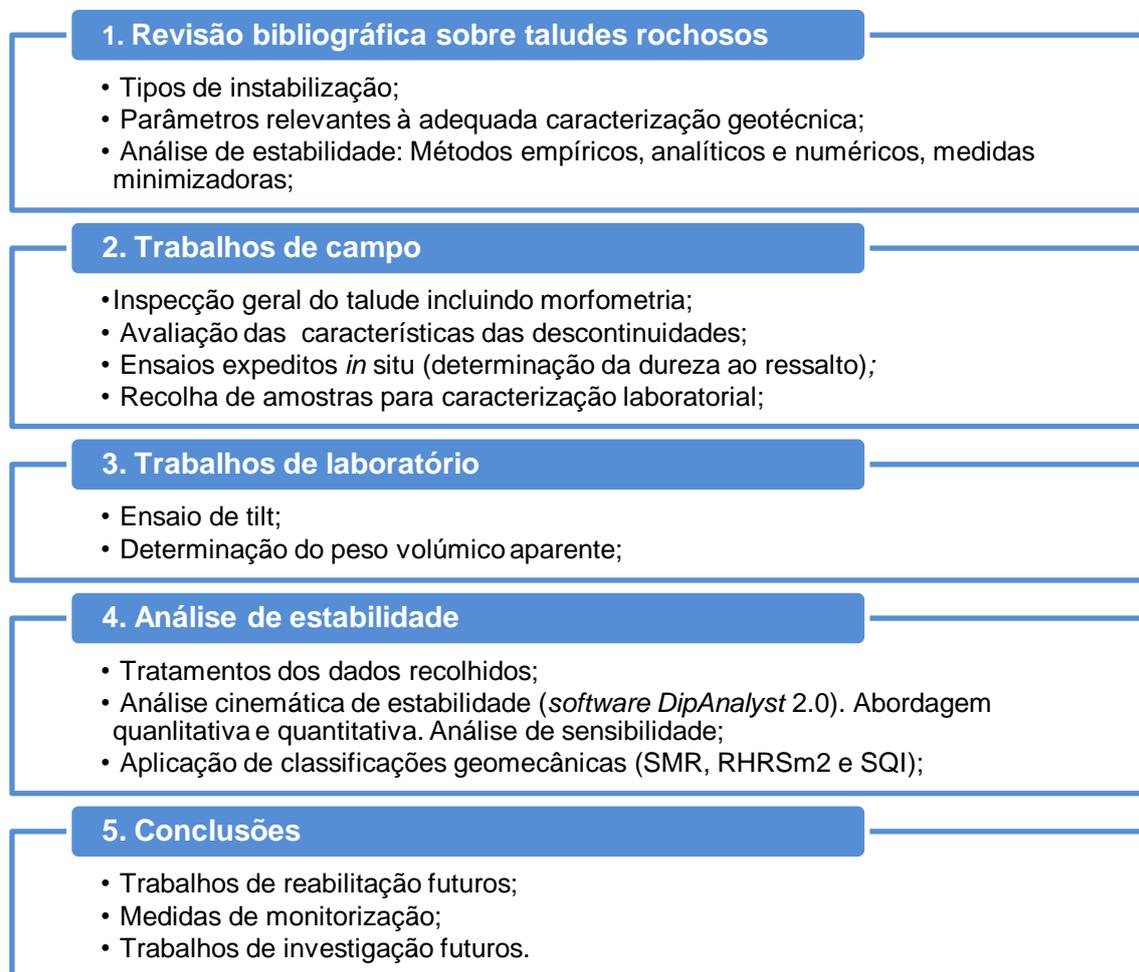


Figura 1.1 – Metodologia adoptada

1.3. Tipos de taludes e suas especificidades

Entende-se por talude toda a superfície de terreno com inclinação superior a $6^\circ - 8^\circ$, podendo-se dividir em dois grandes grupos: os taludes naturais e os taludes artificiais.

Entende-se por taludes naturais aqueles em que a sua evolução geomorfológica ocorre exclusivamente por processos naturais sem que haja qualquer tipo de intervenção por parte do Homem (escarpas de falhas, arribas litorais, taludes de albufeiras ou lagos). Segundo Varnes (1978 *in* Giani 1992) os taludes naturais podem ser classificados com base no seu estado de actividade, isto é, taludes naturais activos e inactivos.

Taludes activos são aqueles que actualmente se encontram em movimento ou, não apresentando movimentos no presente, sofreram deslocamentos durante o último ciclo sazonal. Os taludes inactivos são aqueles em que não há nenhuma evidência de que qualquer movimento tenha ocorrido durante o último ciclo sazonal (*op. cit.*).

Ao contrário dos anteriores, os taludes artificiais têm intervenção por parte do homem, não resultando a sua evolução apenas de processos naturais, podendo-se subdividir em três categorias: taludes de escavação, taludes de aterro e taludes de depósitos de resíduos.

Os taludes de escavação são aqueles em que o seu perfil resulta da escavação de maciços naturais por parte do Homem, quer por meios mecânicos, quer com recurso a explosivos. São exemplos taludes de rodovias, ferrovias, canais, explorações mineiras a céu aberto, nivelamentos de terrenos para construções, entre outros. Segundo Giani (*op. cit.*), o período durante o qual um talude de escavação deve permanecer estável varia consoante: (i) o tipo de intervenção civil ou mineira, (ii) os trabalhos de manutenção previstos e (iii) as medidas de controlo de estabilidade previstas.

Consideram-se como taludes de aterro aqueles que foram construídos por terrenos transportados, pelo Homem, de outro local. Os materiais constituintes são de características conhecidas, bem como as condições em que foram executados, resultando que possíveis problemas de estabilidade a que possam estar sujeitos sejam de mais fácil resolução. São exemplos: paramentos de barragens de aterro, escombreiras, aterros em vias de comunicação, entre outros.

Em taludes de depósitos de resíduos, salienta-se a existência de leis europeias onde os materiais depositados são classificados de acordo com o tipo e grau de toxicidade. São exemplos: aterros sanitários, aterros de resíduos industriais ou aterros de detritos provenientes de trabalhos de construção civil.

1.4. Organização geral da dissertação

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos, da seguinte forma. No capítulo 1 é apresentada uma introdução ao trabalho realizado com enquadramento geral do tema, objectivos, metodologia geral e alguns conceitos introdutórios importantes para o desenrolar da dissertação.

No capítulo 2, essencialmente bibliográfico, é feito um enquadramento geral sobre movimentos de terreno e enunciadas as principais classificações utilizadas, com ênfase na classificação de Varnes (1978), onde se descrevem as características principais dos mecanismos de instabilidade, bem como os processos que poderão desencadear tais mecanismos. A escolha da classificação de Varnes (*op. cit.*) é devido ao facto de ainda hoje ser aquela que reúne mais consenso na comunidade científica.

No capítulo 3, referente à caracterização de maciços rochosos, salientam-se os principais aspectos abrangidos no estudo de maciços rochosos, e referem-se alguns índices quantitativos que classificam ou descrevem a respectiva qualidade. Apresentam-se, ainda, um conjunto de três ensaios, relativamente expeditos, cujos resultados são essenciais ao desenvolvimento de análises mediante métodos empíricos e analíticos da instabilização potencial de blocos de rocha.

No capítulo 4, referente à análise de estabilidade, referem-se os métodos de estudos analíticos, empíricos e numéricos, e comparam-se alguns dos métodos empíricos existentes. Descrevem-se no final, um conjunto de medidas minimizadoras mais frequentemente implementadas em maciços rochosos (estabilização, protecção e drenagem).

No capítulo 5, introduzem-se os casos de estudo, nomeadamente o enquadramento geográfico, o geológico, o geotectónico, o hidrogeológico e o sísmico; seguindo-se um pequeno resumo sobre a metodologia aplicada em ambos os casos. Apresentam-se e discutem-se os resultados da caracterização realizada, da análise cinemática e das classificações empíricas utilizadas. Na análise cinemática faz-se ainda uma análise de sensibilidade para aferição da influência da direcção do talude, do ângulo de inclinação e do ângulo de atrito básico das discontinuidades nas probabilidades de ocorrência de determinados mecanismos de rotura. Com base dos valores da classificação SMR, complementam-se os resultados com a indicação de potenciais medidas minimizadoras ou de reabilitação a aplicar nos dois casos de estudo, considerando as respectivas especificidades.

No capítulo 6, tecem-se algumas conclusões em relação ao trabalho desenvolvido e sugerem-se propostas para trabalhos futuros a realizar no âmbito da temática da estabilidade de taludes rochosos mediante métodos de estudo empíricos.

Todas as figuras apresentadas no corpo da dissertação que não incluam referência específica, pertencem ao arquivo pessoal do autor. Complementam ainda a dissertação um conjunto de nove anexos com elementos bibliográficos adicionais de apoio à metodologia aplicada e, ainda, seis apêndices com os resultados obtidos pelo autor no âmbito dos ensaios e análises efectuadas.

2. TALUDES ROCHOSOS

2.1. Enquadramento geral

Os movimentos de terrenos, quer de solos quer de rochas, têm sido objecto de amplos estudos nos mais diversos locais, não apenas pela sua importância como agentes actuantes na evolução das formas de relevo, mas também em função das suas implicações práticas e importância do ponto de vista económico (Guidicini & Nieble, 1984).

Entende-se por movimento de terreno um deslocamento de massas instabilizadas, de solo e/ou rocha, que se destacam de uma dado maciço seguindo-se a sua movimentação em direção ao sopé da vertente. Consoante a tipologia, a morfologia do talude e as características físicas e mecânicas da massa instabilizada, esta pode atingir velocidades distintas de movimentação.

Dentro da literatura de movimentos de terrenos existem inúmeras classificações, cada uma dependente de um factor de deslizamento diferente ou objectivo do autor. A maioria baseia-se no tipo de movimento e no material envolvido, como por exemplo a classificação de Varnes (1978). Hutchinson (1988), que preparou um esquema mais abrangente, classificou os movimentos de terrenos em oito categorias contendo várias subdivisões. Estes baseiam-se na morfologia, mecanismo, tipo de material e velocidade de movimento (Dikau *et al.* 1996).

De entre as classificações mais usadas (Varnes (1978); Hutchinson (1988); EPOCH (1993)) é a proposta por Varnes (1978) que se irá adoptar ao longo da presente dissertação por ser, ainda hoje, a que reúne maior consenso na comunidade científica. Varnes (1978), baseia a sua classificação no tipo de movimento e no tipo de material, definindo cinco tipos principais, aos quais acrescenta um sexto, resultante de combinações dos anteriores. Na Tabela 2.1 apresenta-se a referida classificação.

Tabela 2.1 – Classificação proposta por Varnes (1978) (traduzido de Dikau *et al.*, 1996)

Tipo de movimento	Tipo de material		
	Maciços rochosos	Solos	
		Predominantemente grosseiros	Predominantemente finos
Quedas (<i>Fall</i>)	de rochas	de detritos	de terra
Tombamentos (<i>Topple</i>)			
Escorregamentos (<i>Slide</i>)	Rotacionais	singular de detritos	singular de terra
	Translacionais	de detritos em bloco	de terra em blocos
Expansão lateral (<i>Lateral spread</i>)	de rochas	de detritos	de terra
Fluxos (<i>Flows</i>)	reptação		
		solifluxão (fluxos de solo) / reptação	
Complexos (<i>Complex</i>)	Combinação de, pelo menos, dois tipos principais de movimento		

Recentemente, Hungr *et al.* (2014) apresentam um *update* da classificação de Varnes (1978). A nova proposta mantém os cinco tipos principais de movimentos da classificação original, substituindo o sexto por um novo termo, o qual denominam de “slope deformation”. Apesar do

sistema de classificação proposto não incluir uma classe separada para os movimentos complexos, os autores admitem que poderá ser necessário recorrer ao nome de dois tipos para descrever algum caso, cabendo a decisão da necessidade do uso de tal terminologia ao utilizador da classificação. A nova proposta inclui a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Nova proposta da classificação de Varnes (traduzido de Hungr *et al.*, 2014)

Tipo de movimento	Rocha	Solo
Quedas (Fall)	de rocha/gelo (<i>Rock/ice fall</i>)	de blocos/terra/siltes (<i>Boulder/debris/silt fall</i>)
Tombamentos (Topple)	de blocos (<i>Rock block topple</i>)	de cascalho/areia/siltes (<i>Gravel/sand/silt topple</i>)
	flexural de rocha (<i>Rock flexural topple</i>)	
Escorregamentos (Slide)	rotacional de rocha (<i>Rock rotational slide</i>)	rotacional de argilas/siltes (<i>Clay/silt rotational slide</i>)
	planar de rocha (<i>Rock planar slide</i>)	planar de argilas/siltes (<i>Clay/silt planar slide</i>)
	em cunha de rocha (<i>Rock wedge slide</i>)	de cascalho/areia/terra (<i>Gravel/sand/debris slide</i>)
	composto de rocha (<i>Rock compound slide</i>)	composto de argila/silte (<i>Clay/silt compound slide</i>)
	irregular de rocha (<i>Rock irregular slide</i>)	
Expansões (Spread)	expansão de taludes rochosos (<i>Rock slope spread</i>)	liquefação de areias/siltes (<i>Sand/silt liquefaction spread</i>)
		argilas rápidas (<i>Sensitive clay spread</i>)
Fluxos (Flow)	de rocha/gelo (<i>Rock/ice avalanche</i>)	seco de areia/silte/terra (<i>Sand/silt/debris dry flow</i>)
		de areia/silte/terra (<i>Sand/silt/debris flowslide</i>)
		de argilas rápidas (<i>Sensitive clay flowslide</i>)
		de terra (<i>Debris flow</i>)
		de lama (<i>Mud flow</i>)
		de terra (<i>Debris flood</i>)
		de terra (<i>Debris avalanche</i>)
		de terra (<i>Earthflow</i>)
		de turfa (<i>Peat flow</i>)
Deformação do talude (Slope deformation)	deformações de montanhas (<i>Mountain slope deformation</i>)	deformação de talude de solo (<i>Soil slope deformation</i>)
	deformação de talude rochoso (<i>Rock slope deformation</i>)	fluência de solo (<i>Soil creep</i>)
		solifluxão (<i>Solifluction</i>)

2.2. Mecanismos de instabilidade

Com base na classificação de Varnes (1978), na Tabela 2.1, faz-se uma breve descrição dos tipos de mecanismos de instabilidade ocorrentes em taludes.

2.2.1. Quedas

As quedas são movimentos bruscos de blocos de materiais geológicos (rochas, detritos ou solos), total ou parcialmente em queda livre provenientes de taludes muito inclinados. O destacamento do maciço, e conseqüente queda, pode conduzir a um impacto a cota inferior, seguido de ressaltos e/ou rolamento dos blocos na direcção do sopé sem que haja uma superfície de movimentação definida (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Representação esquemática: trajetórias de quedas (traduzido de Ayala Carcedo, 1987)

Se o material que foi destacado for um único bloco (ou um pequeno volume de solo), então a origem da rotura pode estar na existência de fissuras, na subescavação de uma zona de escarpa deixando-a em consola, ou na desagregação da matriz que envolve o bloco instável (Dikau *et al.*, 1996). No entanto, em material rochoso, a orientação das discontinuidades e o seu ângulo de inclinação assumem um dos papéis mais importantes; o processo de destacamento dos blocos surge a partir de factores internos e externos, muitas das vezes combinados e associados a outros factores, tais como o alargamento de fissuras derivado de fenómenos como a crioclastia e, menos comum, a termoclastia ou o crescimento de raízes.

A distância que esses blocos irão percorrer será controlada pela topografia, presença de obstáculos que impeçam a deslocação de blocos, declive do talude, ângulo de impacto inicial e pelas características físicas e mecânicas do material. Hoje em dia, através de modelos numéricos, é possível simular trajetórias de quedas de blocos recorrendo a programas de *software* adequados.

Pierson *et al.* (2001) definem distância de impacto como a distância entre a base do talude e o ponto onde o bloco destacado atinge primeiro o solo (Figura 2.2). Os mesmos autores definem distância de rolamento como a distância entre a base do talude e o ponto mais distante que o bloco atinge adiante daquela, concluindo que áreas de captação mais inclinadas reduzem drasticamente essa distância. Se o bloco não se deslocar após o primeiro impacto isso significa que a distância de impacto será igual à distância de rolamento.

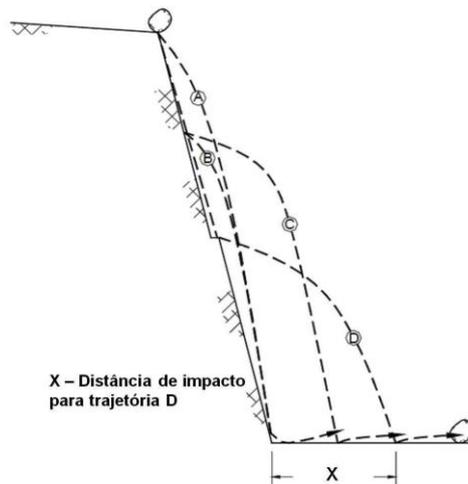


Figura 2.2 – Distâncias de impacto (traduzido de Pierson *et al.*, 2001)

2.2.2. Tombamentos

Tombamento consiste na rotação de painéis ou blocos de rochas, ou solos, para a frente, em torno de um eixo situado abaixo do centro de gravidade da massa instabilizada ou na sua base culminando com frequência o destacamento numa queda abrupta ou num deslizamento. Hungr *et al.* (2014) referem mesmo que o movimento pode começar lentamente, mas a última fase da rotura ser extremamente rápida.

O destacamento do painel dá-se ao longo de superfícies de discontinuidades pré-existentes, persistentes, inclinando fortemente para o interior do maciço ou mesmo verticais, podendo corresponder a planos de estratificação, xistosidade, diaclases ou fendas de tracção. A descompressão do maciço e a pressão hidrostática induzida pela presença de água no interior das discontinuidades assumem papéis importantes para o desenrolar deste mecanismo.

Dikau *et al.* (1996) enumeram vários processos que podem conduzir a este tipo de rotura.

- i. Meteorização ou erosão progressiva resultando num enfraquecimento ou perda de elasticidade do material da base, levando a um tombamento rápido ou gradual.
- ii. Expansão e retracção de material argiloso causado por mudanças no teor em água resultando num tombamento progressivo.
- iii. Efeito de sapa pela erosão, cada vez mais profundo resultando num aumento da inclinação geral do talude, proporcionando a sua descompressão.

A propensão para a ocorrência de tombamento ou de deslizamento pode ser analisada com base na relação entre a largura (b) do bloco e a sua altura (h) bem como na inclinação da superfície sobre a qual assenta o bloco (α). Ashby (1971) refere que as seguintes inequações mostram os critérios para tombamento e deslizamento de um único bloco num plano inclinado, onde α é o ângulo de inclinação do talude, θ o ângulo de atrito e b/h o rácio largura/altura:

- i. O bloco está estável quando $\alpha < \theta$ e $b/h > \tan \alpha$

- ii. O bloco irá deslizar quando $\alpha > \theta$ e $b/h > \text{tg } \alpha$
- iii. O bloco irá tombar quando $\alpha < \theta$ e $b/h > \text{tg } \alpha$
- iv. O bloco irá tombar e deslizar quando $\alpha > \theta$ e $b/h < \text{tg } \alpha$

A Figura 2.3 mostra os diferentes estados de estabilidade de acordo com os parâmetros acima apresentados.

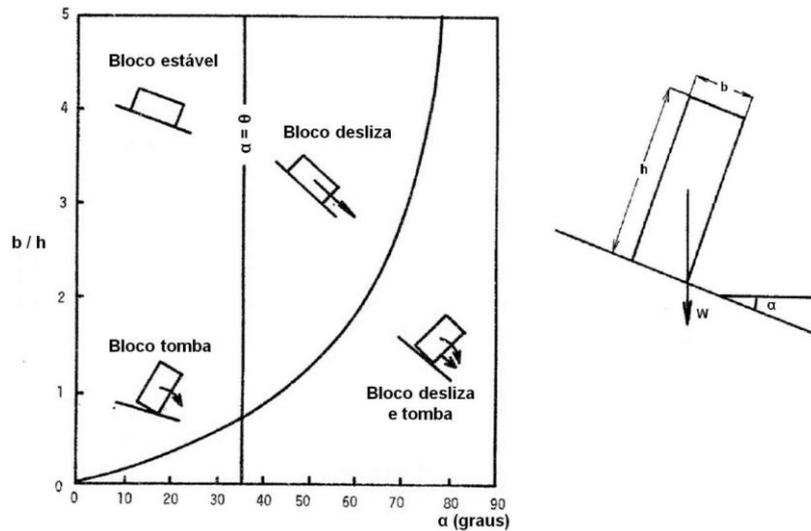


Figura 2.3 – Situações de estabilidade para ocorrência de tombamento ou deslizamento de um único bloco numa superfície inclinada (traduzido de Ashby, 1971)

Podem-se descrever ainda mecanismos de instabilidade por tombamento múltiplo conforme a Tabela 2.3. A ilustração dos mesmos pode ser observada na Figura 2.4.

Tabela 2.3 – Tipos de tombamentos múltiplos e condições para a sua ocorrência

Tipos de tombamentos múltiplos	
Tombamento por bloco	Quando uma coluna de rocha está compartimentada por descontinuidades transversais amplamente espaçadas e uma delas é sub-horizontal, formando-se pequenas colunas. O movimento inicia-se na coluna de face livre, desenvolvendo-se um tombamento em cascata do conjunto de blocos situados superiormente, que ficaram desapoitados.
Tombamento flexural	Envolve a encurvadura de um conjunto de colunas de rocha formadas por uma única família subvertical de descontinuidades muito persistente. Os conjuntos de colunas formadas podem ser vistas como fixas a uma certa profundidade e passíveis de arquear no sentido da face livre do talude.
Tombamento bloco-flexural	Flexão pseudo-contínua ao longo de colunas de rocha compartimentadas por descontinuidades transversais. Em vez de sofrer uma rotura por flexão, resultando no tombamento flexural, o tombamento das colunas vai resultar de um acumular de deslocamentos.

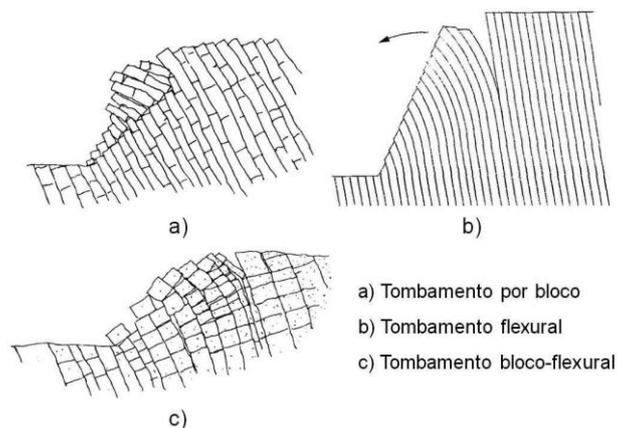


Figura 2.4 – Representação esquemática: tipos de tombamentos múltiplos (Goodman & Bray, 1976 in Sjöberg, 1999; Adhikary *et al.*, 1997)

Por ultimo, o tombamento secundário é geralmente iniciado pela remoção de material na base do talude, quer devido a actividade antrópica, quer devido a processos naturais como erosão ou meteorização. Em qualquer das situações a rotura primária (ou inicial) do material envolve um deslizamento ou uma queda do material induzindo o tombamento como resultado da primeira. Os diferentes tipos de rotura por tombamento secundário e condições para a sua ocorrência podem ser consultados na Tabela 2.4. Os mesmos estão ilustrados na Figura 2.5.

Tabela 2.4 – Tipos de rotura por tombamento secundário e condições para a sua ocorrência (adaptado de Hoek & Bray, 1981)

Tipos de tombamento secundário	
Tombamento e deslizamento no pé do talude	Quando uma camada subvertical de rocha competente é carregada por material instável da parte superior do talude
Tombamento e deslizamento na base do talude	Quando uma camada subvertical é arrastada pela instabilidade do material sobrejacente
Tombamento e deslizamento na crista do talude	Quando a ocorrência de deslizamentos ao longo do talude liberta espaços para o tombamento
Tombamento e queda	Quando existe alteração do material subjacente ao maciço rochoso fraturado
Tombamento por fendas de tracção	Quando na parte superior do talude se desenvolvem fendas de tracção

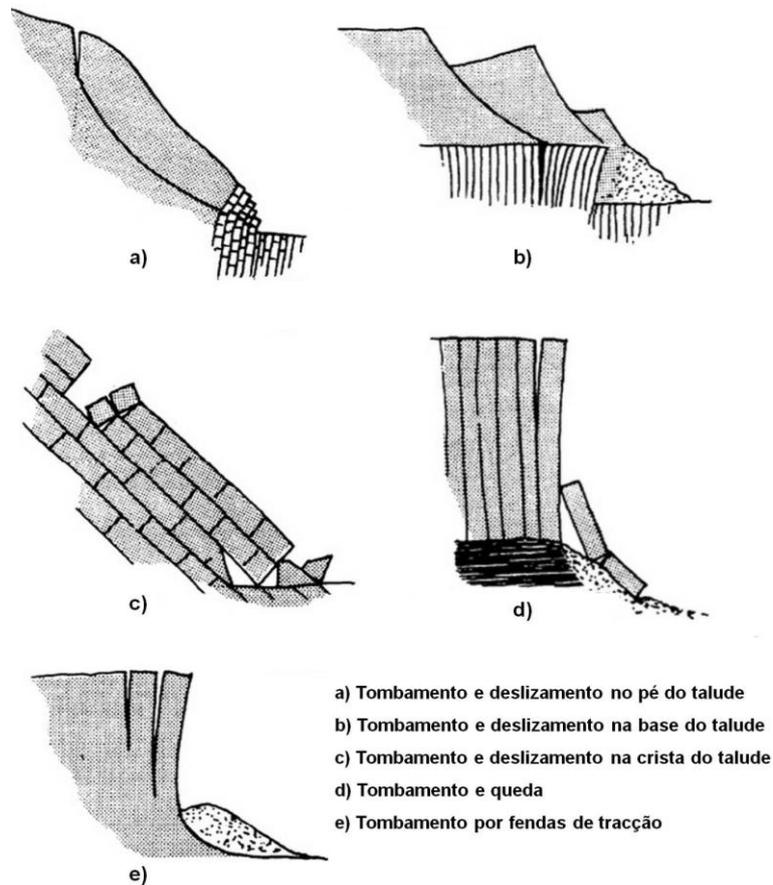


Figura 2.5 – Representação esquemática: tipos de rotura por tombamento secundário (traduzido de Hoek & Bray, 1981)

2.2.3. Escorregamentos ou deslizamentos

O termo escorregamento ou deslizamento é usado para movimentos de material ao longo de uma superfície de corte bem definida localizada no interior do maciço, deslocando-se a massa instabilizada como uma unidade. Associados, maioritariamente, a maciços terrosos, a sua ocorrência não é estranha em maciços rochosos, estando nesses casos dependente das características estruturais do maciço.

O tipo e número de superfícies de rotura são usados para separar os diferentes tipos de escorregamentos, pelo que podem ser divididos em escorregamentos rotacionais (*rotational slides*) e escorregamentos translacionais (*translational slides*).

Os escorregamentos rotacionais dão-se ao longo de uma superfície de rotura semicircular com concavidade voltada para cima. O movimento consiste numa rotação da massa instabilizada em torno de um eixo paralelo à superfície do terreno e transversal ao escorregamento. Para que tal aconteça em maciços rochosos é necessário que estes estejam afetados por uma densa fracturação orientada aleatoriamente. Dikau *et al.* (1996) referem que estes ocorrem frequentemente em formações rochosas intercaladas por material mais resistente e de menor resistência, tal como mármore e calcários ou arenitos. Por sua vez, os escorregamentos

rotacionais, podem ser divididos em escorregamentos rotacionais simples (*single*), múltiplos (*multiple*) e sucessivos (*sucessive*) (Figura 2.6).

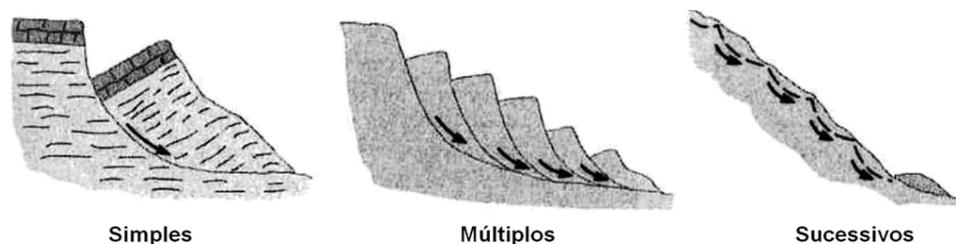


Figura 2.6 – Representação esquemática: escorregamento rotacional simples, múltiplo e sucessivo (traduzido de Vallejo *et al.* 2004)

Nos escorregamentos translacionais, ao contrário dos anteriores, a rotura não é circular envolvendo uma translação ao longo de uma superfície totalmente planar ou muito próxima disso. Tipicamente comum em regiões montanhosas, o movimento é largamente controlado pela presença de descontinuidades inclinando geralmente para fora do talude, permitindo que os terrenos sobrejacentes se desloquem sobre elas quando as tensões tangenciais instaladas forem superiores à resistência ao corte ao longo das mesmas. Para além do deslizamento sobre superfície planar, poderá dar-se a possibilidade de rotura em cunha, através da linha intercectante de dois planos que cortem o talude segundo diferentes orientações (Figura 2.7).



Figura 2.7 – Representação esquemática: escorregamentos translacionais (Vallejo *et al.*, 2004)

2.2.4. Expansão lateral

O termo expansão lateral é usado para descrever o movimento de terreno que consiste numa deslocação lenta de blocos rochosos ou solos coesivos e cimentados sobre um material mais brando e deformável.

Ayala Carcedo (1987) divide o mecanismo de expansão lateral em dois tipos:

- i. Movimentos de extensão, sem que se reconheça ou exista uma superfície basal de corte nítida ou se produza um fluxo plástico;
- ii. Movimentos que podem compreender uma extensão e fracturação do material mais competente (rocha ou solo), devido a liquefacção ou deformação plástica do material subjacente. Simultaneamente e nos materiais superiores, podem-se dar fenómenos de subsidência, translação, rotação, etc. dependendo da natureza intrínseca do material.

Dikau *et al.* (1996) referem que a expansão lateral de rocha (*rock spread*) é o resultado de uma deformação plástica de um maciço rochoso em profundidade que se estende até à superfície. O autor refere que o movimento dá-se predominantemente sob tensões gravíticas, dividindo-se o material em blocos sucessivos dispostos em *horsts* e *grabens*. A extremidade da camada rochosa de cobertura, mais rija, estará segmentada em lamelas ou blocos deslocados da sua posição original (Figura 2.8).



Figura 2.8 – Representação esquemática: expansão lateral (adaptado de Vallejo *et al.*, 2004)

2.2.5. Fluxos (*Flows*)

É um mecanismo de instabilidade pouco comum em rochas de resistência elevada, ainda assim, estando presente na classificação de Varnes (1978) apenas se mostram algumas características básicas deste mecanismo.

Os fluxos são movimentos espacialmente contínuos em que as superfícies de rotura por corte são de duração efémera, muito próximas entre si e, geralmente, não se preservam. A distribuição da velocidade na massa deslocada assemelha-se a um líquido viscoso (UNESCO, 1993). Dependendo da quantidade de água presente, da mobilidade e da evolução do movimento é frequente uma mudança gradual de escorregamentos para fluxos.

Podem-se distinguir cinco categorias básicas de fluxos que diferem entre si em aspectos fundamentais, conforme a Tabela 2.5.

2.2.6. Movimentos complexos

Os movimentos de terrenos são frequentemente a combinação de pelo menos dois tipos principais de movimentos anteriormente descritos. Estes podem ser vistos de duas maneiras:

- i. Movimentos em que a massa total instabilizada é submetida numa parte a um tipo de movimento e noutra parte a outro tipo de movimento.
- ii. Movimentos em que uma massa instabilizada passa, durante o deslocamento, de um tipo de movimento para outro tipo de movimento.

A Figura 2.9 mostra uma combinação de diferentes mecanismos de instabilidade.

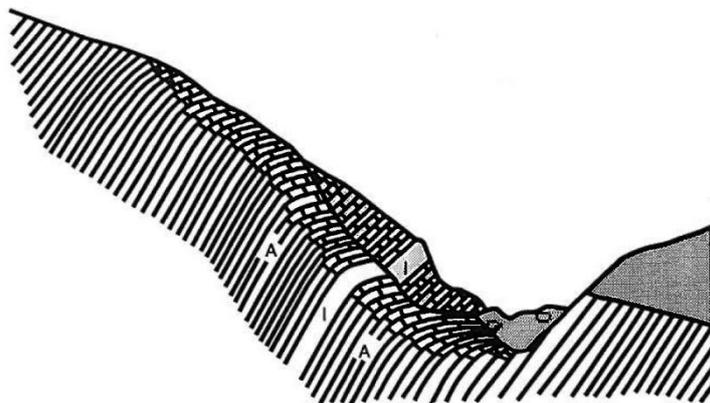


Figura 2.9 – Representação esquemática: Movimentos Complexos – A e I representam diferentes litologias (UNESCO, 1993)

Tabela 2.5 – Categorias de fluxos e suas características básicas (adaptado de USGS, 2004; Highland & Bobrowsky, 2008)

Categorias de fluxos	Características do material	Mecanismo de desencadeamento	Velocidade de escoamento
Fluxo de detritos (Debris flows)	< 50% de finos	<ul style="list-style-type: none"> – Intensos fluxos de água à superfície – Comumente formados a partir de outros tipos de deslizamentos ocorridos 	Rápido a extremamente rápido (56 km/h)
Avalanche de detritos (Debris avalanche)	Grandes massas de terra e fragmentos rochosos	<ul style="list-style-type: none"> – Resulta da instabilidade decorrente de um talude, durante uma rotura devido à ação do tempo ou pela desintegração de uma camada rochosa aquando de um deslizamento a alta velocidade 	Rápido a extremamente rápido, podendo chegar a 100 m/s (360 km/h)
Fluxos de terras (Earthflows)	Solos finos (argilas e siltes) e rochas argilosas	<ul style="list-style-type: none"> – Erosão por linhas de água na base do talude – Rebaixamento rápido nível freático 	Lenta a muito rápida
Fluxos de lamas (Mudflows)	<ul style="list-style-type: none"> – É um fluxo de terras em que o teor em água é o suficiente para fazer fluir o material – Pelo menos 50% areia, siltes e argilas 	<ul style="list-style-type: none"> – Saturação do solo devido a chuvas intensas e prolongadas ou degelo – Terramotos ou vibrações induzidas 	
Fluências (Creep)	Material brando ou rochoso estratificado ou diaclasado	<ul style="list-style-type: none"> – Chuva e degelo – Drenagens insuficientes – Construções instabilizadoras, entre outros. 	Muito lento a extremamente lento (menos 1 metro por década)

3. CARACTERIZAÇÃO DE MACIÇOS ROCHOSOS

Entende-se por maciço rochoso o conjunto de blocos formado por rocha “íntacta” e contínua limitados por planos de fraqueza (descontinuidades), sejam eles de origem geralmente mecânica ou sedimentar. A sua presença implica, em regra, um comportamento anisotrópico e um carácter heterogéneo condicionados pela origem, frequência e orientação daqueles planos. Num maciço de rocha de resistência elevada, estes planos de fraqueza condicionam, de sobremaneira, o respectivo comportamento mecânico.

A caracterização e descrição dos maciços rochosos é um procedimento necessário no contexto dos estudos de engenharia que pretendam avaliar o respectivo comportamento, tão próximo do real quanto possível, face às diversas solicitações a que possam ser submetidos. Os trabalhos de caracterização começam, essencialmente, desde as primeiras etapas de reconhecimento, através da descrição geral das condições do terreno, da identificação e classificação dos materiais e aplicação de métodos de estudo relativamente expeditos.

Em geral, o procedimento adoptado parte de uma descrição genérica dos aspectos e características observáveis com base nas quais se distinguem zonas geotécnicas, mais ou menos homogéneas, realizada a partir de critérios fundamentalmente litológicos e estruturais, que seguidamente se descrevem e caracterizam. Esta caracterização abrange não só técnicas de observação e de ensaios *in situ*, mas também uma campanha de amostragem adequada para, posteriormente, submeter a alguns ensaios laboratoriais. As duas tarefas complementam-se, resultando numa caracterização adequada.

Finalmente e com base na informação recolhida, é possível classificar os maciços rochosos e antever alguns tipos de respostas ou obter parâmetros que possam ser utilizados na modelação do respectivo comportamento geomecânico.

A seguir salientam-se algumas particularidades das descontinuidades e os principais aspectos descritos no estudo de maciços rochosos de resistência elevada, e referem-se alguns índices quantitativos que classificam ou descrevem a sua qualidade. Uma vez que nesta dissertação se pretende analisar a estabilidade taludes rochosos, apresentam-se também um conjunto de três ensaios cujos resultados são essenciais ao desenvolvimento de análises empíricas e analíticas relativamente expeditas da instabilização potencial de blocos de rocha.

3.1. Descontinuidades

No âmbito da presente dissertação, o termo “descontinuidade” indica qualquer interrupção na continuidade de um maciço rochoso acrescendo, ainda, que a sua resistência à tracção é nula. O termo é usado sem qualquer conotação genética, isto é, os termos “diaclasses” ou “falhas” que se referem como sendo descontinuidades têm géneses distintas (Hudson & Harrison, 1997).

É a existência de descontinuidades que condiciona o comportamento mecânico do maciço rochoso e, tratando-se de um talude, são elas que condicionam, na maioria dos casos, a sua estabilidade. A sua presença traduz-se numa alteração das características de deformabilidade, resistência ao corte e permeabilidade em comparação com as que o maciço apresentaria se essas mesmas descontinuidades não ocorressem. Assim, a sua descrição correta e detalhada é de fundamental importância para o estudo do comportamento do maciço.

3.1.1. Tipos de descontinuidades

Como referido, o “termo” descontinuidade é utilizado sem qualquer referência à sua génese pelo que, na Tabela 3.1, apresentam-se diferentes tipos de descontinuidades, agrupadas em sistemáticas e singulares; as primeiras aparecem em famílias e as segundas ocorrem sob a forma de um único plano atravessando o maciço. A Tabela 3.2 mostra algumas particularidades das descontinuidades.

Tabela 3.1 – Principais tipos de descontinuidades (adaptado de Vallejo *et al.*, 2004)

Descontinuidades	Sistemáticas	Singulares
Planares	<ul style="list-style-type: none"> – Diaclases – Planos de estratificação – Planos de clivagem – Planos de xistosidade – Foliação 	<ul style="list-style-type: none"> – Falhas – Discordâncias
Lineares	<ul style="list-style-type: none"> – Intersecção de descontinuidades planares 	<ul style="list-style-type: none"> – Eixos de dobras

Tabela 3.2 – Particularidades das descontinuidades

Descontinuidades	Particularidades
Singulares	<ul style="list-style-type: none"> – Se de maior dimensão que as sistemáticas podem controlar o comportamento mecânico do maciço – Mais contínuas e persistentes podendo atingir vários quilómetros – Requerem descrição e tratamento individual
Sistemáticas	<ul style="list-style-type: none"> – Caracterizadas por parâmetros médios

3.1.2. Características geométricas

São as características geométricas das descontinuidades (atitude, espaçamento e persistência) que definem a geometria da compartimentação dos maciços rochosos.

A. Atitude

Definição: A orientação de qualquer superfície plana é designada por atitude. A atitude de um plano é definida pela sua direcção e inclinação, sendo a direcção determinada pelo ângulo que

ela faz com a direcção Norte-Sul, e a inclinação pelo ângulo com o plano horizontal e pela indicação do quadrante para o qual a superfície mergulha (Rocha, 2013).

Medição: Para a medição de atitudes a ISRM (1978) descreve a utilização de dois métodos: (i) a utilização de bússola e clinómetro e (ii) o método fotogramétrico. O primeiro consiste no uso daqueles dois equipamentos na medição de ângulos conforme a Figura 3.1; o segundo utiliza a fotogrametria para determinar as coordenadas de pelo menos quatro pontos em planos de descontinuidades visíveis, definindo assim a orientação desses planos.

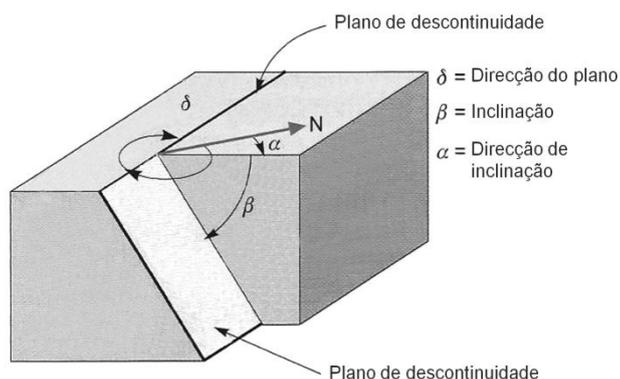


Figura 3.1 – Avaliação da atitude (traduzido de Vallejo *et al.*, 2004)

Resultados: Independentemente do método usado, a apresentação gráfica dos resultados para as diferentes famílias de descontinuidades é idêntica e pode ser realizada mediante:

- i. Símbolos em mapas geológicos que indicam os valores médios de direcção e de mergulho para os diferentes tipos principais de descontinuidades.
- ii. Blocos diagrama, permitindo uma visão geral das famílias e suas respectivas orientações.
- iii. Diagrama de roseta, que permite representar um grande número de medidas de orientação de forma quantitativa.
- iv. Projecção estereográfica dos pólos dos planos, representando os com valores médios das diferentes famílias.

B. Espaçamento

Definição: O espaçamento entre descontinuidades pode ser definido separadamente nas seguintes três formas (Wines & Lilly, 2002):

- i. Espaçamento total. É a distância entre duas descontinuidades adjacentes, medida ao longo de uma linha de levantamento de distâncias (*scanline*), mas especificando a localização e orientação.

- ii. Espaçamento por famílias. É o espaçamento entre duas descontinuidades adjacentes da mesma família, medida ao longo de uma *scanline*, mas especificando a localização e orientação.
- iii. Espaçamento normal. É definido como o espaçamento ao longo de uma linha normal à orientação média de uma determinada família.

Medição e resultados: Para os primeiros dois espaçamento referidos, a determinação é efectuada directamente com recurso a uma fita métrica de pelo menos três metros, calibrada com divisões em milímetros e o resultado apresentado de acordo com a terminologia da Tabela 3.3 (ISRM, 1978). O espaçamento normal é determinado através da equação [3.1], onde X_n é o espaçamento normal e X_d é um valor de espaçamento aparente medido na face do maciço para uma família cuja normal faz um ângulo agudo, δ , com a *scanline* utilizada.

$$X_n = X_d \cos \delta \quad [3.1]$$

Tabela 3.3 – Espaçamento entre descontinuidades (traduzido de ISRM, 1978)

Descrição	Espaçamento [mm]
Extremamente próximas	< 20
Muito próximas	20 – 60
Próximas	60 – 200
Moderadamente próximas	200 – 600
Afastadas	600 – 2000
Muito afastadas	2000 – 6000
Extremamente afastadas	> 6000

C. Persistência

Definição: Entende-se por persistência ou continuidade, o comprimento visível do traço de descontinuidade observado numa face de um maciço rochoso. Einstein *et al.* (1983) afirmam que esta tem grande efeito sobre a resistência do maciço rochoso; no entanto, não é possível o seu levantamento no interior do maciço, sendo um parâmetro difícil de quantificar.

Medição: É feita através de fita métrica de pelo menos dez metros de comprimento. Se o afloramento permitir a observação tridimensional dos planos de descontinuidade, então a persistência deve ser o comprimento medido segundo a direcção e segundo a inclinação desses planos, adoptando-se o maior valor, indicando se a descontinuidade termina, ou não, contra outra descontinuidade (ISRM, 1978).

Resultados: Podem ser apresentados segundo a terminologia da Tabela 3.4 proposta pela ISRM (1978).

Tabela 3.4 – Persistência de descontinuidades (traduzido de ISRM, 1978)

Descrição	Comprimento [m]
Persistência muito baixa	< 1
Persistência baixa	1 – 3
Persistência média	3 – 10
Persistência elevada	10 – 20
Persistência muito elevada	> 20

3.1.3. Características físicas

São as características físicas das descontinuidades (rugosidade, enchimento e abertura) que definem a resistência das suas paredes.

A. Rugosidade

Definição: A rugosidade reporta-se às irregularidades e ondulações presentes nas paredes das descontinuidades, em relação ao plano médio das mesmas. É um parâmetro de grande importância na resistência ao corte da própria descontinuidade sendo que descontinuidades com elevada rugosidade exibem maior resistência ao corte. Por sua vez, esta decresce com o aumento da abertura e/ou da espessura do enchimento.

Para uma mesma descontinuidade os valores da rugosidade podem ser extremamente distintos, variando consoante a direcção pelo que, quando se analisa um problema de escorregamento, é importante a definição da direcção provável do movimento.

Medição e resultados: Ge *et al.* (2014) referem diferentes métodos que têm sido utilizados para a quantificação da rugosidade em maciços rochosos, dividindo-os em métodos de “contacto” e métodos de “não contacto”. Os primeiros requerem que o operador ou o instrumento contactem fisicamente com a superfície da descontinuidade de modo a recolher as medidas ao longo de perfis ou áreas escolhidas; nos segundos esse contacto não é necessário. A Tabela 3.5 enumera algumas destas técnicas.

Tabela 3.5 – Método de “contacto” e de “não contacto” para determinação da rugosidade (adaptado de Ge *et al.*, 2014)

Métodos de "contacto"	Métodos "sem contacto"	
Criação de um perfil linear	Perfilómetro a laser	
Bússola e discos clinométrico	Técnicas de projeção estruturada de luz	Varrimento a laser
Perfilometria das sombras		Câmeras estéreo topométricas
Técnicas de amostragem pontual ou do plano tangente		
Perfilometria mecânica ou electrónica		

Os métodos de “contacto” quando comparados com os métodos de “não contacto” apresentam a limitação de serem morosos e de, eventualmente, não conseguirem fornecer um número suficiente de dados para a quantificação detalhada e precisa da rugosidade; por outro lado são

métodos relativamente baratos podendo, por vezes, serem suficientes para quantificar a rugosidade em grande escala para amostras de campo.

Quando, em fases preliminares de caracterização geotécnica (fases de viabilidade), haja limitações que impeçam a utilização das técnicas acima referidas, a descrição da rugosidade será limitada ao uso de termos descritivos baseados em duas escalas de observação: grande escala (centimétrica) e escala intermédia (métrica). Ambas são classificadas em três tipos, apresentando-se a escala intermédia dividida em irregular, ondulada e planar e a escala grande, sobreposta na intermédia, dividida em rugosa, lisa e estriada. Combinações destes levam à existência de nove classes apresentadas na Tabela 3.6 e cujos perfis típicos podem ser consultados no Anexo I.

Tabela 3.6 – Nove classes típicas de rugosidade (traduzido de ISRM, 1978)

Classes	Descrição	
	Escala grande	Escala intermédia
I	Rugosa	Irregular
II	Lisa	
III	Estriada	
IV	Rugosa	Ondulada
V	Lisa	
VI	Estriada	
VII	Rugosa	Planar
VIII	Lisa	
IX	Estriada	

Não esquecendo que este é um parâmetro extremamente importante na resistência ao corte, o principal objectivo da descrição da rugosidade é o de facilitar a estimativa da força de corte que poderá ser obtida através da equação [3.2], apresentada por Patton (1966 *in* Hoek, 2007), sendo esta equação válida para tensões normais baixas:

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_{básico} + i) \quad [3.2]$$

Onde:

τ – Tensão de corte;

σ_n – Tensão normal sobre parede da descontinuidade;

$\phi_{básico}$ – Ângulo de atrito básico da superfície;

i – Ângulo de aspereza = inclinação da rugosidade relativamente à direcção de corte.

O valor da tensão de corte de pico irá depender do valor da tensão normal na parede da descontinuidade e do grau de rugosidade. O valor do ângulo de atrito residual irá depender do grau de meteorização das paredes da descontinuidade e do tipo de material, podendo ser estimado com base no rácio entre o valor do ressalto do martelo de Schmidt obtido numa zona

de material meteorizado na parede na descontinuidade e o obtido em material sem qualquer início de meteorização, conforme descrito por Barton & Choubey (1977).

Valores de ângulo de atrito de pico (ϕ_{pico}) podem ser estimados através da fórmula [3.3]:

$$\phi_{pico} = JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_{residual} \quad [3.3]$$

Onde:

JRC – Joint roughness coefficient;

JCS – Joint wall compression strength;

σ_n – Tensão normal na parede da descontinuidade;

$\phi_{residual}$ – Ângulo de atrito residual;

Barton & Choubey (1977) sugerem que o ângulo de atrito residual pode ser estimado através da equação [3.4]:

$$\phi_{residual} = (\phi_{básico} - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad [3.4]$$

Onde:

r – “Dureza ao ressalto” em superfícies húmidas e meteorizadas;

R – “Dureza ao ressalto” em superfícies sem meteorização;

O parâmetro JRC poderá ser estimado através da comparação da superfície de descontinuidade com perfis *standard* apresentados no Anexo II.

O parâmetro JCS , referente à resistência à compressão do material das paredes da descontinuidade, poderá ser obtido através de medições com o martelo de Schmidt correlacionando o valor do ressalto com o peso volúmico do material mediante auxílio do ábaco apresentado no Anexo III ou, em alternativa, através do uso da expressão [3.5] proposta por Barton & Choubey (1977):

$$\log_{10} JCS = 0,00088 \gamma R + 1,01 \quad [3.5]$$

Onde:

JCS – Joint wall compression strength (MN/m^2);

γ – Peso volúmico do material (kN/m^3);

R – “Dureza ao ressalto” em superfícies não meteorizadas;

B. Abertura

Definição: Define-se como a distância na perpendicular entre as paredes adjacentes das descontinuidades, em que o espaço entre elas é preenchido por ar ou água (ISRM, 1978). Se o material de preenchimento for material sólido, esta distância é, usualmente, apelidada de largura, conforme ilustra a Figura 3.2.

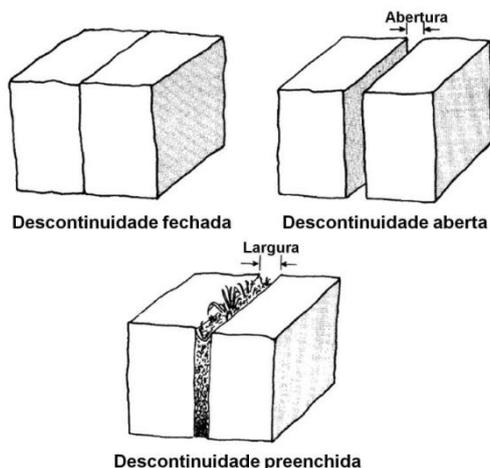


Figura 3.2 – Abertura de descontinuidades abertas e largura de descontinuidades preenchidas (traduzido de ISRM, 1978)

Em termos de comportamento hidráulico, Tatone & Grasselli (2012) referem que a distribuição espacial da abertura e da rugosidade afecta directamente a tortuosidade e conectividade das zonas preferenciais de fluxo hídrico que, por sua vez, influenciam a transmissividade hidráulica da descontinuidade.

Medição e resultados: A medição da abertura é feita mediante uma fita de pelo menos três metros de comprimento calibrada em milímetros, e o resultado é apresentado mediante a terminologia presente na Tabela 3.7 (ISRM, 1978).

Tabela 3.7 – Classes de abertura (traduzido de ISRM, 1978)

Abertura (mm)	Descrição	Designação
< 0,1	Muito apertada	Descontinuidades "fechadas"
0,1 – 0,25	Apertada	
0,25 – 0,5	Parcialmente aberta	
0,5 – 2,5	Aberta	Descontinuidades "entreabertas"
2,5 – 10	Moderadamente larga	
> 10	Larga	Descontinuidades "abertas"
10 – 100	Muito Larga	
100 – 1000	Extremamente larga	
> 1 m	Cavernosa	

C. Enchimento

Definição: É o termo usado para o material que preenche total ou parcialmente o espaço entre as paredes da descontinuidade, geralmente mais brando que a rocha envolvente (ISRM, 1978). A presença de enchimento controla o comportamento da descontinuidade pelo que devem ser conhecidos e descritos todos os aspectos referentes às suas propriedades (Vallejo *et al.*, 2004).

Medição e resultados: Devido à diversidade do material de enchimento, as descontinuidades preenchidas podem apresentar uma ampla gama de comportamento físico, nomeadamente no que se refere à respectiva resistência ao corte, deformabilidade e permeabilidade. A grande variedade desses comportamentos depende de muitos factores dos quais os apresentados na Tabela 3.8 são, provavelmente, os mais importantes pelo que importa uma descrição cuidada (ISRM, 1978):

Tabela 3.8 – Parâmetros condicionantes no comportamento do material de enchimento (adaptado de ISRM, 1978)

Dados importantes a descrever
Mineralogia do material de enchimento
Graduação ou dimensão dos grãos
Grau de sobreconsolidação
Teor em água e permeabilidade
Deslocamentos prévios por corte
Rugosidade das paredes
Largura
Fracturação ou esmagamento das paredes

3.2. Descrição Geotécnica Básica de Maciços Rochosos (BGD)

Elaborado pela ISRM (1981), é um sistema descritivo da qualidade de maciços rochosos que tem como um dos objectivos principais fornecer uma linguagem normalizada que permita ao observador transmitir uma impressão geral sobre o maciço rochoso, particularmente no que diz respeito à previsão do seu comportamento mecânico.

Assim, a fim de caracterizar mecanicamente o comportamento dos maciços rochosos, são tomados em consideração os seguintes parâmetros (ISRM, 1981):

- i. O nome da rocha, com uma descrição geológica simplificada. Adicionalmente poderá ser acrescentado um parâmetro relativo ao estado de alteração.
- ii. Duas características estruturais do maciço: espessura das camadas, caso se trate de maciço estratiforme, e espaçamento entre fracturas.
- iii. Duas características mecânicas do maciço: Resistência à compressão uniaxial (RCU) e ângulo de atrito das fracturas.

Antes de se aplicar a BGD, o maciço rochoso deve ser dividido em zonas, isto é, unidades geotécnicas cujas características possam ser consideradas uniformes no que respeita aos requisitos do projecto de engenharia. Este zonamento pode ter como critério variações no estado de meteorização, na litologia, no grau de fracturação, etc.

As características necessárias para a aplicação da BGD são apresentadas no Anexo IV e foram utilizadas no reconhecimento de campo.

3.3. Índice RQD (*Rock Quality Designation Index*)

Índice desenvolvido por Deere (1967) de forma a proporcionar uma estimativa quantitativa da qualidade do maciço rochoso através da observação de testemunhos de sondagens, onde se identificam os comprimentos de rocha intacta superiores ou iguais a 10 cm. Para o cálculo do valor de RQD, esses comprimentos intactos são somados e expressos em percentagem do comprimento total do testemunho recolhido numa manobra, conforme a expressão [3.6]:

$$RQD = \frac{\sum_{i=1}^n \text{comprimento do trecho } i \geq 10 \text{ cm}}{\text{comprimento total do testemunho}} \times 100 \text{ [%]} \quad [3.6]$$

Após o cálculo do índice RQD, Deere & Deere (1988) propôs a consulta da Tabela 3.9 referente à qualidade do maciço rochoso.

Tabela 3.9 – Descrição da qualidade do maciço rochoso com base no índice RQD (traduzido de Deere & Deere, 1988)

Índice RQD [%]	Descrição da qualidade do maciço rochoso
0 – 25	Muito fraco
25 – 50	Fraco
50 – 75	Razoável
75 – 90	Bom
90 – 100	Excelente

Palmstrom (1982) sugeriu que quando não existem testemunhos de sondagem mas a presença de discontinuidades é visível em superfícies expostas do maciço, então o índice RQD pode ser estimado a partir do número de discontinuidades por unidade de volume através da correlação teórica [3.7], onde J_v é a soma do número de discontinuidades por unidade de comprimento para todas as famílias.

$$RQD = 115 - 3,3 J_v ; \quad (RQD = 100 \text{ para } J_v < 4,5) \quad [3.7]$$

Uma vez que o valor de RQD está fortemente condicionado pela orientação da amostragem relativamente à orientação das discontinuidades, a utilização do índice volumétrico proposto por Palmstrom (1982) constitui uma opção válida à expressão [3.6].

Outra correlação, proposta por Priest & Hudson (1976), é apresentada na equação [3.8]. Os autores utilizam uma distribuição exponencial negativa, estabelecendo a relação entre o índice RQD e a frequência média das descontinuidades por metro linear (λ) podendo-se chegar a um equivalente teórico do parâmetro RQD quantificando-se o total de espaçamentos entre descontinuidades.

$$RQD = 100 e^{-0,1\lambda}(0,1\lambda + 1) \quad \text{onde} \quad \lambda = \frac{1}{S} \quad [3.8]$$

O parâmetro S representa distância média, em metros, entre as descontinuidades consecutivas ao longo de uma linha de amostragem linear, independentemente da sua família.

Actualmente, Olson *et al.* (2015) referem a necessidade de uma nova abordagem para melhorar a observação de descontinuidades nos testemunhos de sondagens testando na sua pesquisa a utilização de imagem laser 3-D para localizar, contar e distinguir fracturas naturais de fracturas mecânicas. Segundo estes autores, esta é uma metodologia pouco dispendiosa para armazenar dados de imagem podendo no futuro, ser acedida tantas vezes quanto necessário.

3.4. Índice GSI (*Geological Strength Index*)

Introduzido pela primeira vez por Hoek em 1994, foi sendo posteriormente modificado como resultado da experiência adquirida na aplicação em problemas de engenharia em material rochoso (Hoek, 2007). Trata-se de uma classificação que fornece um sistema capaz de estimar a redução da resistência do maciço rochoso para diferentes condições geológicas identificadas em observações de campo. A caracterização do maciço rochoso baseia-se na observação da estrutura rochosa em termos de compartimentação e nas condições das superfícies de descontinuidades com base na rugosidade e no estado de meteorização (Hoek *et al.*, 1998).

Marinos *et al.* (2005) referem que o sistema GSI não deve ser aplicado a maciços rochosos que contenham uma orientação estrutural dominante claramente definida. No entanto, se a rotura desses maciços não for controlada pela sua anisotropia, o critério de rotura de Hoek-Brown e o índice GSI podem ser aplicados com prudência. Os mesmos autores afirmam igualmente a inadequabilidade de atribuir valores de GSI para frentes de escavação em rochas de elevada resistência onde existam descontinuidades com espaçamentos de igual magnitude à dimensão do talude observado. Nestes casos, a estabilidade do talude será controlada pela geometria tridimensional de descontinuidades que se intersectem e pelas faces livres criadas na sequência da escavação.

Marinos *et al.* (2005) referem ainda que a resistência ao corte do maciço rochoso é reduzida pela presença de água nas descontinuidades ou materiais de enchimento quando estes são propícios à meteorização devido a alterações do teor em água pelo que, quando verificadas estas condições, admite-se um desvio do valor de GSI para a direita.

3.4.1. Estimativa do ângulo de atrito

Hoek & Brown (1997), através da relação do índice de GSI com o parâmetro m_i (constante que depende das propriedades do material rochoso), apresentam um ábaco onde é possível proceder-se a uma estimativa do ângulo de atrito do maciço rochoso, ϕ_m .

O parâmetro m_i deverá ser obtido através de ensaios laboratoriais ou, quando tal não se revelar possível, estimado mediante a consulta de valores tabelados. No Anexo V apresentam-se referidos valores para rocha ígnea intacta.

O valor para o ângulo de atrito do maciço rochoso, ϕ_m , é estimado através da relação presente na Figura 3.3.

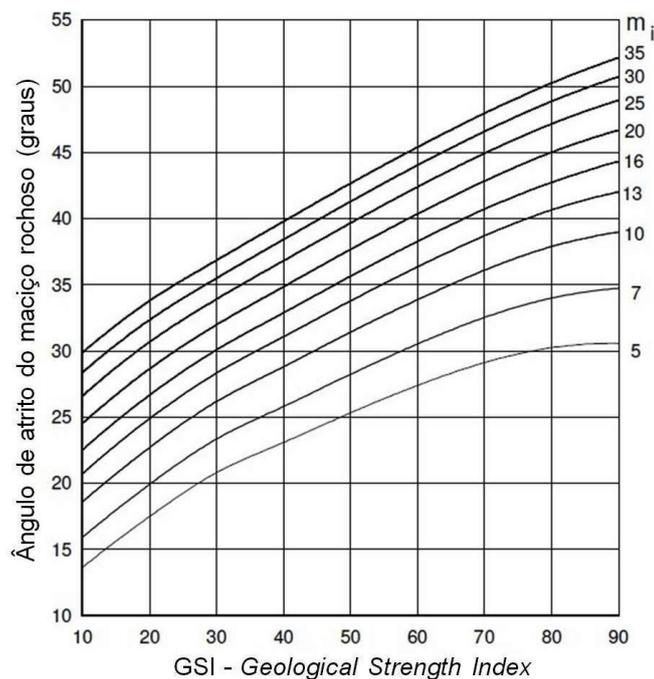


Figura 3.3 – Relação entre ângulo de atrito e índice GSI; exemplo: GSI=20, $m_i=10$, $\phi_m=23^\circ$ (traduzido de Hoek & Brown, 1997)

3.4.2. GSI modificado

Uma das limitações na determinação do índice GSI prende-se no facto da sua obtenção ser realizada com base no uso de categorias descritivas da estrutura do maciço rochoso e das condições das superfícies de descontinuidades; cientes desta limitação, Sonmez & Ulusay (1999), propuseram uma alternativa para um cálculo mais quantitativo do GSI, o qual designaram de GSI modificado. O valor de GSI modificado é então determinado recorrendo ao cálculo de uma ponderação a atribuir à estrutura rochosa e às condições das superfícies de descontinuidades, respectivamente *Structure Rating* (SR) e *Surface Condition Rating* (SCR), e não apenas a uma observação visual daquelas condições.

A Figura 3.4 apresenta o ábaco de GSI modificado, o qual se utilizou nesta dissertação.

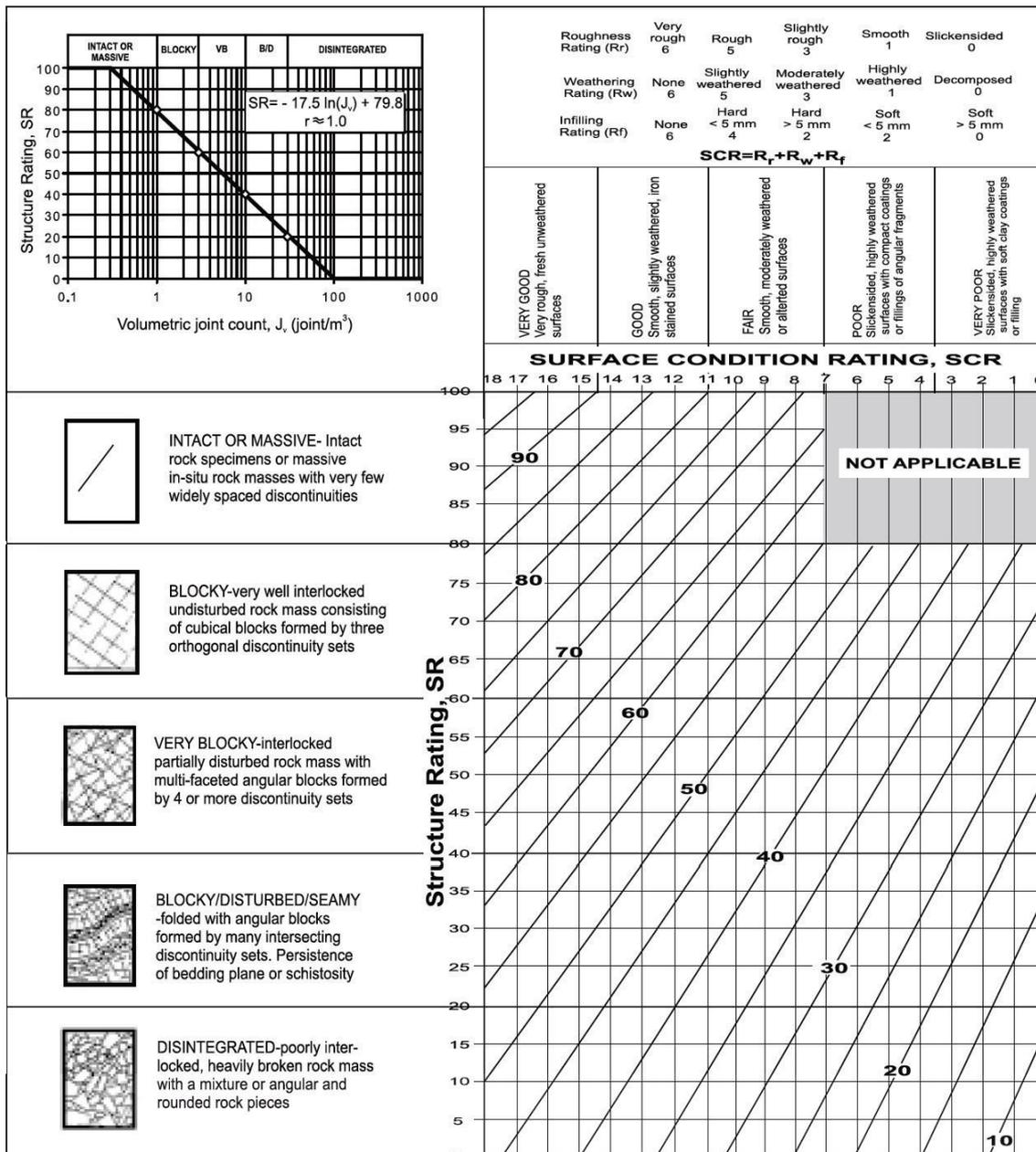


Figura 3.4 – GSI modificado (Sonmez & Ulusay, 2002)

3.5. Alguns ensaios complementares

Os ensaios expeditos são uma excelente ferramenta para obtenção de parâmetros importantes para o cálculo da estabilidade de taludes em maciços rochosos. Tal como o nome indica são ensaios de fácil e rápida execução ao qual acresce um custo baixo, associada a uma relativa fiabilidade dos resultados obtidos, apesar de se basearem na aplicação de ábacos e/ou correlações empíricas. A utilização de classificações ou métodos empíricos requer, na maioria das vezes, o conhecimento de certas propriedades dos maciços que nem sempre se conseguem estimar recorrendo, exclusivamente, àqueles ensaios, nomeadamente a determinação do peso volúmico. Descrevem-se seguidamente os principais aspectos relativos à determinação do peso volúmico, dureza ao ressaltado e ensaio de tilt.

3.5.1. Determinação do peso volúmico aparente

As propriedades índice ou físicas do material rochoso são características intrínsecas do mesmo, resultando da sua composição mineralógica, *fabric*, história geológica, tectónica e ambiental, incluindo os processos de meteorização. Tais propriedades incluem o peso volúmico.

Com o intuito de proceder à determinação desta propriedade, seguiu-se uma Norma Europeia, EN 1936:2006, cujo princípio baseia-se na secagem até massa constante e pesagem dos provetes, seguindo-se um período de absorção de água assistida por vácuo e, ulteriormente, pesagens, incluindo a hidrostática.

O peso volúmico aparente (γ_a) é determinado recorrendo ao cálculo da densidade aparente (ρ_a), definida como a relação entre a massa do provete seco e o seu volume aparente, conforme a expressão [3.9].

$$\rho_a = \frac{m_d}{m_s - m_h} \times \rho_h \quad [3.9]$$

Onde:

m_d – massa do provete seco (kg);

m_s – massa do provete saturado (kg);

m_h – massa do provete imerso em água - pesagem hidrostática (kg);

ρ_h – densidade da água a 20°C (998 kg/m³);

A EN 1936:2006 refere o ensaio de, pelo menos, seis provetes de forma cilíndrica, cúbica ou prismática, preparados mediante corte por serra diamantada e/ou carotagem. Além disso, a relação área de superfície/volume do provete deverá situar-se entre 0,08 – 0,20 [mm⁻¹].

A Figura 3.5 mostra a bomba de vácuo para o período de absorção de água durante a realização do ensaio, nesta dissertação.



Figura 3.5 – Bomba de vácuo para período de absorção de água

3.5.2. Determinação da dureza ao ressalto

É realizada com auxílio do esclerómetro ou martelo de Schmidt, este é um aparelho simples, portátil e de fácil utilização, muito utilizado em estudos geotécnicos. O valor obtido neste ensaio, denominado de “dureza ao ressalto” (R – *Rebound*), é talvez o utilizado mais frequentemente na prática para estimar não só a resistência à compressão uniaxial, tanto da rocha intacta como das paredes das discontinuidades, como também o respectivo módulo de elasticidade (E), tanto em condições laboratoriais como no campo (Aydin, 2009).

Existem diferentes tipos de dispositivos projectados para diferentes níveis de energia de impacto, sendo os martelos do tipo L e N os mais utilizados. O primeiro possui uma energia de impacto de 0,735 Nm, que é apenas um terço da do tipo N (Zhang, 2006). Tanto um como outro, contêm uma ponteira retráctil ligada a uma mola que, quando pressionada de encontro à superfície de ensaio, faz embater uma massa localizada no seu interior de encontro a um batente; o impacto é transmitido à superfície de ensaio através da ponteira e a massa sofre um ressalto proporcional à dureza do material ensaiado. O valor do ressalto (R) lido no dispositivo, em função do peso volúmico da rocha, permite estimar num ábaco (Anexo III), o intervalo de valores onde se situa a resistência à compressão uniaxial do material ensaiado (esta correlação apresenta alguma dispersão de resultados).

3.5.3. Determinação do ângulo de atrito por ensaio de *tilt*

Trata-se de um ensaio que permite estimar o ângulo de atrito entre as paredes de uma discontinuidade ou mesmo entre superfícies de três provetes de rocha. Nesta dissertação foi utilizado para avaliar o ângulo de atrito básico das discontinuidades, $\phi_{\text{básico}}$.

Existem diferentes abordagens, sendo a da Stimpson (1981) a mais utilizada. Esta consiste na utilização de três provetes cilíndricos idênticos, dois deles fixos e colocados na horizontal em contacto entre si e o terceiro em cima dos anteriores, podendo deslizar livremente. A superfície onde se dispõem os provetes de ensaio, inicialmente horizontal, vai sendo progressivamente inclinada até se ocorrer o deslizamento por basculamento da superfície de apoio dos dois provetes fixos, registando-se o ângulo de inclinação entre a posição final e a inicial – ângulo α_1 . O ângulo de atrito básico ($\phi_{\text{básico}}$) é posteriormente obtido através da expressão [3.10].

$$\phi_{\text{basico}} = \tan^{-1}(1,155 \tan \alpha_1) \quad [3.10]$$

Aquando do ensaio, este deverá ser realizado em várias direcções no que respeita a qualquer estrutura direcional visível, uma vez que o ângulo de atrito poderá variar consoante a direcção do deslocamento relativo entre as superfícies. Para o efeito e no desenrolar dos ensaios, os três provetes foram rodados e trocados de posição.

A Figura 3.6 ilustra o procedimento do ensaio de *tilt*.



a) Posição inicial (ângulo inicial)



b) Posição limite



c) Posição final (ângulo final)

Figura 3.6 – Ensaio de tilt

4. ANÁLISE DE ESTABILIDADE

As análises de estabilidade, nomeadamente as de taludes, são realizadas para avaliar as condições de equilíbrio e garantir a segurança. A avaliação da estabilidade de taludes rochosos é exigida tanto pela engenharia civil como pela indústria mineira para uma ampla variedade de projectos, não apenas durante o estudo de viabilidade, mas também durante a exposição aos agentes erosivos. Para tal podem-se seguir diferentes abordagens, contudo, a sua aplicação irá depender de condicionantes como a fase de projecto, as condições locais ou o tipo de rotura do maciço rochoso.

Eberhardt (2003) enumera como objectivos primários da análise de estabilidade de taludes rochosos, os seguintes pontos:

- i. Determinar as condições de estabilidade do talude;
- ii. Investigar os potenciais mecanismos de rotura;
- iii. Determinar a sensibilidade / susceptibilidade do talude face a diferentes mecanismos desencadeadores;
- iv. Testar e comparar diferentes opções de contenção;
- v. Projectar taludes ideais em termos de segurança, confiabilidade e economia.

Neste capítulo serão apresentados três tipos principais de métodos de análise de estabilidade – métodos analíticos, empíricos e numéricos; nesta dissertação utilizam-se os métodos analíticos e empíricos.

No final apresenta-se, ainda, um conjunto de medidas minimizadoras mais comuns – estabilização, protecção e drenagem.

4.1. Métodos analíticos: análise cinemática

Aqui se enquadra a análise cinemática de taludes rochosos mediante duas abordagens distintas: a qualitativa e a quantitativa.

Segundo Goodman (1989), o termo “cinemática” refere-se ao movimento de corpos sem referência às forças que causam o movimento. Para Admassu (2012), a análise cinemática consiste num método, baseado no teste de Markland, utilizado para analisar o potencial de vários modos de rotura em taludes rochosos (deslizamento planar, por cunha e por tombamento), que ocorrem devido à presença de descontinuidades com orientações desfavoráveis.

4.1.1. Abordagem qualitativa

O procedimento “tradicional” da análise cinemática engloba a projecção no hemisfério inferior das descontinuidades (direcção e inclinação) juntamente com o plano da face do talude e um círculo, representando o valor do ângulo de atrito. Este procedimento designa-se de

abordagem qualitativa. Devido ao grande número de descontinuidades geralmente envolvidas, há a necessidade de identificar famílias e considerar apenas valores representativos das respectivas atitudes. Muitas das vezes, o agrupamento circular dessas atitudes na identificação de famílias é de tal forma extenso que torna os resultados pouco fiáveis.

Em seguida apresentam-se os três tipos de roturas acima referidas. Os casos apresentados são simples pelo que, na realidade, podem ocorrer combinações entre eles.

A. Rotura planar

De modo a que este tipo de rotura ocorra, as seguintes condições geométricas devem ser cumpridas (Hoek & Bray, 1981):

- i. O plano de rotura deve ser paralelo, ou quase, à face do talude (diferença máxima de 20°);
- ii. A inclinação do plano de rotura deve ser menor que a inclinação do talude ($\psi_p < \psi_f$).
- iii. A inclinação do plano de rotura deve ser maior que o ângulo de atrito ao longo desse plano ($\psi_p > \phi$) – Figura 4.1, a);
- iv. Presença de descontinuidades laterais de baixa resistência, perpendiculares à face do talude, definindo os limites laterais do deslizamento. Em alternativa, a rotura planar poderá cortar uma esquina ou saliência do talude – Figura 4.1, b).

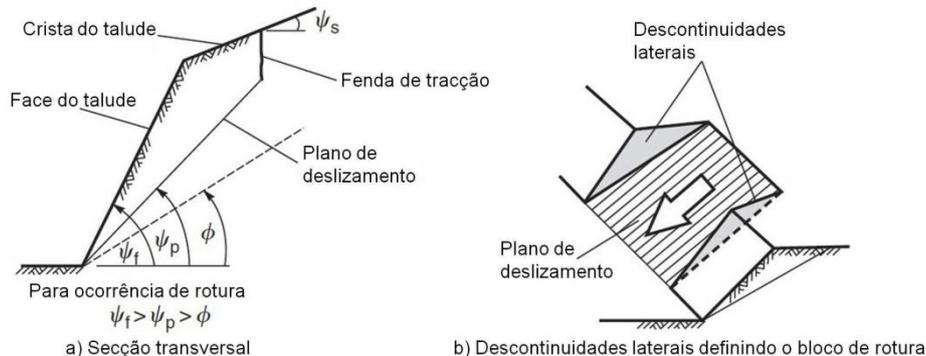


Figura 4.1 – Geometria de talude exibindo rotura planar (traduzido de Wyllie & Mah, 2004)

B. Rotura em cunha:

O deslizamento em cunha pode ocorrer sob uma maior variedade de condições geológicas e geométricas em comparação com a rotura planar. De modo a que este tipo de rotura ocorra, as seguintes condições geométricas devem ser cumpridas (Hoek & Bray, 1981):

- i. A inclinação da linha de intersecção de duas descontinuidades, formando um bloco em cunha, deve ser menor que a inclinação da face do talude e maior que o ângulo de atrito médio entre os dois planos ($\psi_{fi} > \psi_f > \phi$).
- ii. Aquela linha de intersecção deve inclinar na mesma direcção que a face do talude – Figura 4.2.

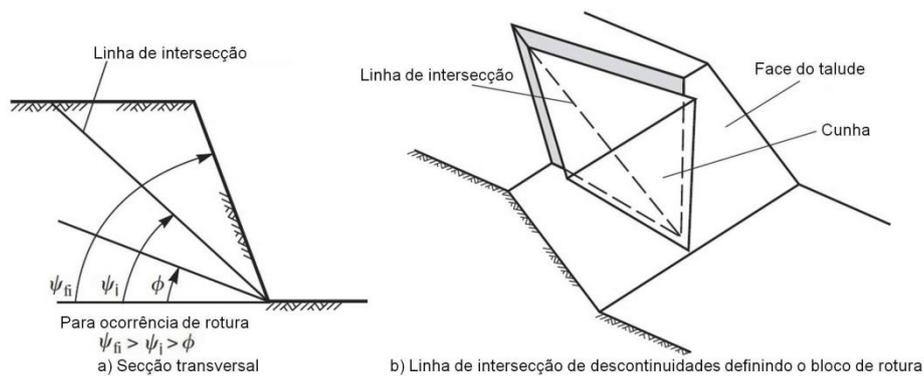


Figura 4.2 – Geometria de talude exibindo rotura em cunha (traduzido de Wyllie & Mah, 2004)

C. Rotura por tombamento:

Os vários tipos de deslizamento por tombamento de blocos e principais causas foram abordadas anteriormente na secção 2.2.2. Do ponto de vista cinemático, uma rotura por tombamento pode ocorrer na presença de descontinuidades com direcção paralela, ou próxima disso, à do talude (diferença máxima de 30°) e com forte inclinação para o seu interior.

Segundo Goodman (1989), se o ângulo de inclinação das descontinuidades for ψ_d , então a rotura por tombamento irá ocorrer num talude inclinando ψ_f graus com a horizontal se a condição [4.1] se verificar.

$$(90 - \psi_d) + \phi < \psi_f. \quad [4.1]$$

A Figura 4.3 expõe a geometria de um talude exibindo rotura por tombamento.

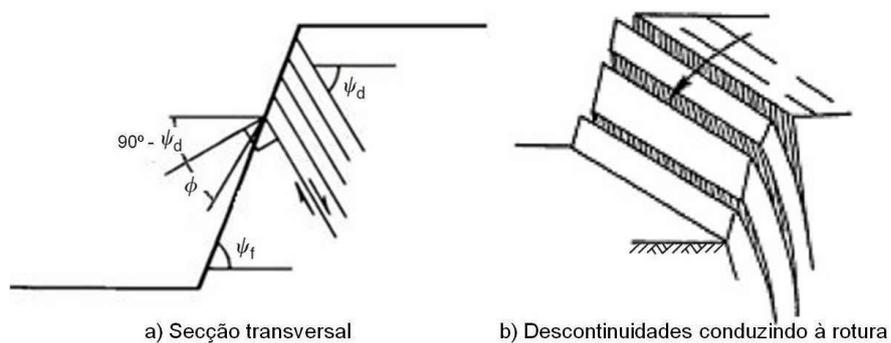


Figura 4.3 - Geometria de talude exibindo rotura por tombamento (traduzido de Goodman, 1989)

4.1.2. Abordagem quantitativa

De forma a superar o problema da abordagem qualitativa no que respeita à identificação e consideração de famílias de descontinuidades, Admassu (2012) desenvolveu uma abordagem quantitativa usando o *software* DipAnalyst 2.0, utilizado nesta dissertação. A abordagem considera, separadamente, cada plano de descontinuidade e as inter-relações entre cada plano, isto é, todas as possíveis intersecções, quantificando a existência de cada tipo de rotura na forma de um índice de rotura – índice de rotura planar (IRP), índice de rotura por tombamento (IRT) e índice de rotura por cunha (IRC) – calculado respectivamente pelas expressões [4.2], [4.3] e [4.4].

$$\text{IRP} = \frac{\text{Total de descontinuidades ou intersecções que causam rotura planar}}{\text{Total de descontinuidades ou intersecções}} \quad [4.2]$$

$$\text{IRT} = \frac{\text{Total de descontinuidades ou intersecções que causam rotura por tombamento}}{\text{Total de descontinuidades ou intersecções}} \quad [4.3]$$

$$\text{IRC} = \frac{\text{Total de descontinuidades ou intersecções que causam rotura por cunha}}{\text{Total de descontinuidades ou intersecções}} \quad [4.4]$$

Um índice de valor mais elevado para um determinado tipo de rotura indica maior possibilidade de ocorrência desse tipo de rotura.

4.2. Métodos empíricos

Os métodos empíricos baseiam-se maioritariamente no espaçamento e nas condições das descontinuidades e, em muitos casos, na resistência à compressão do material. Estes sistemas de análise/classificação não fornecem directamente parâmetros geotécnicos sendo necessárias observações com o objectivo de obter ponderações apropriadas para os parâmetros em causa (GEO, 2007). Os métodos empíricos são, essencialmente, baseados na experiência adquirida em projectos similares àquele que está a ser estudado nesta dissertação.

Apresentam-se seguidamente algumas classificações empíricas que serão utilizadas no decorrer deste trabalho.

4.2.1. Classificação RMR

Apresentada em Bieniawski (1973), inicialmente para determinar o tipo de sustimento em tuneis, a classificação RMR (*Rock Mass Rating*) foi ao longo dos anos, sucessivamente modificada derivado do aumento do número de casos analisados, sofrendo a última actualização em 1989. Trata-se de uma classificação cujo objectivo é atribuir ao maciço rochoso um valor índice de qualidade compreendido entre 0 e 100 permitindo relacioná-lo com os respectivos parâmetros geotécnicos.

O sistema baseia-se na atribuição de pesos aos seguintes seis parâmetros:

1. Resistência à compressão uniaxial;
2. RQD (*Rock Quality Designation*);
3. Espaçamentos das descontinuidades;
4. Condições das descontinuidades (rugosidade, abertura, enchimento, persistência e estado de alteração das paredes);
5. Percolação de água;
6. Orientação das descontinuidades.

Para a aplicação da classificação RMR, o maciço rochoso é dividido de acordo com observações de campo, em zonas com características estruturalmente uniformes e o índice para cada delas segue o procedimento da Tabela 4.1, relativo aos primeiros cinco parâmetros mencionados obtendo-se o valor de RMR básico – $RMR_{básico}$.

Tabela 4.1 – Parâmetros e pesos do $RMR_{básico}$ (traduzido de Bieniawski, 1989)

Parâmetros			Intervalos de valores						
1	Resistência da rocha intacta	Point load (MPa)	> 10	4 – 10	2 – 4	1 – 2	Compressão uniaxial		
		Compressão uniaxial (MPa)	> 250	100 – 250	50 – 100	25 – 50	5 – 25	1 – 5	<1
	Peso		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD (%)		90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	< 25		
	Peso		20	17	13	8	3		
3	Espaçamento das descontinuidades		> 2 m	0,6 – 2	200 – 600 mm	60 – 200 mm	< 60 mm		
	Peso		20	15	10	8	5		
4	Condição das descontinuidades (consultar Tabela 4.2)		Superfícies muito rugosas, Sem continuidade, Sem separação, Paredes não meteorizadas	Superfícies ligeiramente rugosas, Separação <1 mm, paredes ligeiramente meteorizadas	Superfícies ligeiramente rugosas, Separação <1 mm, Paredes muito meteorizadas	Superfícies estriadas ou com enchimentos < 5 mm de espessura ou separações com 1 – 5 mm contínuas	Enchimento mole com >5 mm ou separações > 5 mm contínuas		
	Peso		30	25	20	10	0		
5	Percolação de água	Caudal por 10 m de túnel (L/min)	Nenhum	< 10	10 – 25	25 – 125	> 125		
		(Pressão de água nas diaclases) / (tensão principal máxima)	0	< 0,1	0,1 – 0,2	0,2 – 0,5	> 0,5		
		Condições gerais	Completamente seco	Ligeiramente húmido	Húmido	Gotejando	Fluindo		
	Peso		15	10	7	4	0		

No caso de haver informação mais detalhada sobre o parâmetro condições das descontinuidades, é preferível a utilização da Tabela 4.2, onde o respectivo peso total será a soma dos parâmetros nela presente.

Tabela 4.2 – Classificação para as condições das descontinuidades (traduzido de Bieniawski, 1989)

Parâmetro	Intervalo de valores				
	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m
Comprimento da descontinuidade (persistência)	< 1 m	1 – 3 m	3 – 10 m	10 – 20 m	> 20 m
Peso	6	4	2	1	0
Separação (abertura)	Nenhuma	< 0.1 mm	0,1 – 1 mm	1 – 5 mm	> 5 mm
Peso	6	5	4	1	0
Rugosidade	Muito rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Macia	Lisa
Peso	6	5	3	1	0
Enchimento	Nenhum	Enchimento duro		Enchimento mole	
		< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm
Peso	6	4	2	2	0
Meteorização	Sem meteorização	Ligeramente meteorizada	Medianamente meteorizada	Muito meteorizada	Decomposta
Peso	6	5	3	1	0

O parâmetro orientação das descontinuidades é analisado de forma separada, uma vez que a sua influência depende do tipo de obra de engenharia, tais como túneis, minas, fundações ou taludes (Bieniawski, 1989), e é exibido na Tabela 4.3 e 4.4.

Tabela 4.3 – Efeito da direcção e inclinação das descontinuidades (traduzido de Bieniawski, 1989)

1. Direcção perpendicular ao eixo do túnel			
Escavação no sentido da inclinação		Escavação no sentido oposto da inclinação	
Inclinação 45° – 90°	Inclinação 20° – 45°	Inclinação 45° – 90°	Inclinação 20° – 45°
Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável
2. Direcção paralela ao eixo do túnel		3. Independente da direcção	
Inclinação 20° – 45°	Inclinação 45° – 90°	Inclinação 0° – 20°	
Razoável	Muito desfavorável	Razoável	

Tabela 4.4 – Ajuste dos pesos devido à orientação das descontinuidades com informação proveniente da Tabela 4.3 (traduzido de Bieniawski, 1989)

Direcção e inclinação das descontinuidades		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Pesos	Túneis e minas	0	-2	-5	-10	-12
	Fundações	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	

A classificação final do índice de RMR é obtida através do somatório dos pesos dos parâmetros referidos e a qualidade do maciço rochoso irá pertencer a uma das cinco classes apresentadas na Tabela 4.5. Mediante cada classes é possível obter uma estimativa de intervalos de valores referentes à coesão e ângulo de atrito do maciço rochoso, conforme a Tabela 4.6.

Tabela 4.5 – Classes do maciço rochoso (traduzido de Bieniawski, 1989)

Valor RMR	100 – 81	80 – 61	60 – 41	40 – 20	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Descrição	Rocha muito boa	Rocha boa	Rocha razoável	Rocha fraca	Rocha muito fraca

Tabela 4.6 – Significado das classes do maciço rochoso (adaptado de Bieniawski, 1989)

Classe	I	II	III	IV	V
Coesão do maciço rochoso (kPa)	> 400	300 – 400	200 – 300	100 – 200	< 100
Ângulo de atrito do maciço rochoso (°)	> 45	35 – 45	25 – 35	15 – 25	< 15

4.2.2. Classificação SMR

Posteriormente à classificação RMR foi proposta por Romana (1985; 1993) e actualizado em Romana *et al.* (2003), outro sistema de classificação geomecânico para taludes, o *Slope Mass Rating* (SMR). Trata-se de uma modificação do sistema RMR de Bieniawski (1989), onde o valor do índice SMR provém do valor de $RMR_{básico}$ ao qual acrescem dois factores de ajuste: um que depende da orientação relativa entre as descontinuidades e o talude; e outro que é função do método de desmonte (Equação [4.5]). Para cada família de descontinuidade é calculado um valor de SMR adoptando-se, posteriormente, o de menor valor.

$$SMR = RMR_{básico} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad [4.5]$$

Onde:

$RMR_{básico}$ – RMR básico referente à Tabela 4.1;

F_1 – depende do paralelismo entre a direcção da face do talude e a direcção da descontinuidade; Está compreendido entre 1,00 (quando ambos são quase paralelos) a 0,15 (quando o ângulo entre eles é maior que 30° e a probabilidade de rotura é muito baixa). Pode ser obtido através da consulta da Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Factor de ajuste F_1 (traduzido de Romana *et al.*, 2003)

Causa de rotura	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Planar $ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° – 20°	20° – 10°	10° – 5°	< 5°
Tombamento $ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
Valor de F_1	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
Relação	$F_1 = (1 - \sin \alpha_j - \alpha_s)^2$				

α_j – Direcção da descontinuidade; α_s – Direcção da face do talude

F_2 – refere-se à inclinação da descontinuidade num modo de rotura planar, podendo ser vista como uma medida de resistência ao deslizamento da descontinuidade; Está compreendido entre 1,00 a 0,15, respectivamente para descontinuidades inclinando mais de 45° e menos de 20°. Corresponde à Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Factor de ajuste F_2 (traduzido de Romana *et al.*, 2003)

Causa de rotura		Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
β_j		< 20°	20° – 30°	30° – 35°	35° – 45°	> 45°
Valor de F_2	Planar	0,15	0,40	0,70	0,85	1,00
	Tombamento	1,00				
Relação		$F_2 = \tan^2 \beta_j$				

β_j – Inclinação da descontinuidade

F_3 – reflecte a relação da inclinação entre a descontinuidade e a face do talude; Os valores propostos por Bieniawski foram mantidos para este parâmetro. Pode ser obtido através da Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Factor de ajuste F_3 (traduzido de Romana *et al.*, 2003)

Causa de rotura	Muito favorável	Favorável	Razoável	Desfavorável	Muito desfavorável
Planar $ \beta_j - \beta_s $	> 10°	10° – 0°	0°	0° – (-10°)	< (-10°)
Tombamento $ \beta_j + \beta_s $	< 110°	110° – 120°	>120°	–	–
Valor de F_3	0	-6	-25	-50	-60

β_j – Inclinação da descontinuidade; β_s – Inclinação da face do talude

F_4 – factor de ajuste relativo ao método de escavação, obtido de forma empírica. Pode ser consultado na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Factor de ajuste F_4 relativo ao método de escavação (traduzido de Romana *et al.*, 2003)

Método	Talude natural	Pré-corte	Explosões leves	Explosões normais ou escavação por meios mecânicos	Explosões deficientes
Valor de F_4	15	10	8	0	-8

A caracterização das classes obtidas pela aplicação do índice SMR é apresentada na Tabela 4.11, bem como a descrição da estabilidade, tipos de roturas comuns e potenciais necessidade de suporte.

Tabela 4.11 – Descrição das classes de SMR (traduzido de Romana, 1993)

Classe	Valor de SMR	Descrição	Estabilidade	Rotura	Suporte
I	81 – 100	Muito bom	Completamente estável	Nenhuma	Nenhum
II	61 – 80	Bom	Estável	Alguns blocos	Ocasionalmente
III	41 – 60	Normal	Parcialmente estável	Pequenas planares ou muitas por cunhas	Sistemático
IV	21 – 40	Mau	Instável	Planar ou grandes por cunhas	Importante / correctivo
V	0 – 20	Muito mau	Completamente instável	Grandes planar ou circular	Re-escavação

Através do índice SMR é possível ainda consultar algumas medidas minimizadoras (Tabela 4.12).

Tabela 4.12 – Medidas minimizadoras (adaptado de Romana *et al.*, 2003)

Medidas		Valor de SMR
Correcção	Re-escavação	10 – 30
	Muros de contenção	
Drenagem	Drenagem superficial	10 – 40
	Drenagem profunda	
Reforço (com betão)	Betão projectado	20 – 60
	Betão de limpeza ¹	
	Vigas e/ou contrafortes	
	Muros no pé do talude	
Reforço (com inclusões)	Pregagens	30 – 75
	Ancoragens	
Protecção	Valas de pé de talude	45 – 70
	Vedações no talude ou sopé	
	Redes	
Sem suporte	Reperfilamento	65 – 100
	Nenhum	

Em Romana (1993), apresenta-se um conjunto de medidas minimizadoras mais detalhadas e subdivididas dentro das cinco classes de SMR, conforme a Tabela 4.13.

¹ Função de regularização e suporte

Tabela 4.13 – Medidas minimizadoras por classes (traduzido de Romana, 1993)

Classe	SMR	Medida
Ia	91 – 100	Nenhuma
Ib	81 – 90	Nenhuma; Reperfilamento
IIa	71 – 80	Nenhuma; Valas de pé de talude ou vedações Pregagens esporádicas
IIb	61 – 70	Valas de pé de talude; Redes Pregagens esporádicas ou sistemáticas
IIIa	51 – 60	Valas de pé de talude e/ou redes Pregagens esporádicas ou sistemáticas Betão projectado esporádico
IIIb	41 – 50	Valas de pé de talude e/ou redes Pregagens sistemáticas; Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou betão de limpeza
IVa	31 – 40	Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou vigas de betão (Reperfilamento) Drenagem
IVb	21 – 30	Betão projectado com fibras Muros no pé do talude e/ou vigas de betão Reperfilamento. Drenagem interna
Va	11 – 20	Muros de gravidade ou ancorados Reperfilamento

Para além da metodologia apresentada (convencional), os factores de ajuste (F_1 , F_2 e F_3) podem ser obtidos através de um procedimento gráfico proposto por Tomás *et al.* (2012) que consiste na representação estereográfica do talude e das respectivas famílias de descontinuidades a estudar. A equação [4.5], segundo aqueles autores, é transformada de forma a que o produto de F_1 e F_2 venha agrupado num único valor, denominado η , compreendido entre 0 e 1. O valor final de SMR virá sob a forma da equação [4.6]:

$$SMR = RMR_{básico} + (\eta \times F_3) + F_4 \quad [4.6]$$

Os valores de η são obtidos mediante a consulta dos diagramas presentes no Anexo VI para a rotura planar, por cunha e tombamento. Para usá-los é necessário recorrer-se à projecção estereográfica do polo da descontinuidade considerada, ou da linha de intersecção de dois planos no caso da rotura por cunha. Posteriormente, sobrepõe-se esta representação sobre aqueles diagramas fazendo-se coincidir o sentido da inclinação e direcção do talude com o indicado. A posição dos pólos ou linha de intersecção dos planos indicará, tanto o tipo de rotura compatível, como o valor correspondente ao parâmetro η .

Para determinação do factor F_3 é necessário a construção auxiliar de um diagrama uma vez que este parâmetro varia com o valor de inclinação do talude. Por sua vez, o diagrama depende do tipo de rotura compatível e a sua construção é descrita em seguida:

a) Para rotura planar:

- Traçar uma semicircunferência na parte superior da rede estereográfica de raio OP_s com centro em O, onde P_s corresponde ao pólo do plano do talude;
- Traçar duas semicircunferências concêntricas à anterior a uma distância de 10° ;
- As quatro zonas definidas proporcionam o valor de F_3 que ocupam sempre os mesmos valores e a mesma ordem relativa, decrescente até ao centro O, respectivamente, 0, -6, -50 e -60. Pólos sobre a primeira semicircunferência tomam o valor de -25.

b) Para rotura por cunha:

- Traçar uma semicircunferência na parte inferior da rede estereográfica de raio OQ com centro em O, onde Q corresponde à projecção do polo da recta de máxima inclinação do talude;
- Traçar duas semicircunferências concêntricas à anterior a uma distância de 10° ;
- O valor a atribuir às zonas definidas é feito de igual forma à da rotura planar.

c) Para rotura por tombamento:

- Transportar o raio OP_s até ao diâmetro do diagrama;
- Uma vez situado sobre o diâmetro medir 110° e 120° no sentido do centro O em cujos extremos se traçam duas semicircunferências na parte inferior do diagrama;
- Os valores correspondentes às três zonas definidas crescem desde o exterior para o centro tomando, respetivamente, os valores -25, -6 e 0.

No Apêndice I apresentam-se construídos os diagramas para obtenção de F_3 (rotura planar e por tombamento) para taludes com inclinação de 89° , 86° , 80° , 65° e 43° ; inclinações que correspondem às dos taludes analisados na presente dissertação.

Tomás *et al.* (2012) concluem que esta é uma ferramenta bastante cómoda para a obtenção do índice SMR, não conduzindo a mudanças relevantes no índice final nem a mudanças na classe de SMR.

4.2.3. Classificação RHRSm

A classificação *Rockfall Hazard Rating System modified* (RHRSm) desenvolvido por Budetta (2004) é um método de análise de risco de queda de blocos ao longo de infraestruturas rodoviárias que provém, como o nome indica de uma modificação do método *Rockfall Hazard Rating System* (RHRS), proposto originalmente por Pierson *et al.* (1990).

Originalmente composto por nove categorias e testada a sua aplicabilidade Sul de Itália, Budetta & Panico (2002) concluíram que o método apresentava alguns aspectos críticos

referentes a categorias descritas qualitativamente, e que conduziam a avaliações subjectivas. Assim, Budetta (2004) apresentou algumas alterações ao método original o qual apelidou de RHRSm. As categorias deste método são descritas abaixo (*op. cit.*):

- i. Altura do talude: permaneceu igual à categoria original do RHRS; representa a altura vertical do talude e deve ser medida para o ponto mais alto de onde o material poderá sofrer rotura;
- ii. Eficácia da valeta: é medida pela capacidade de minimizar o volume de material que atinge a estrada. Há que considerar os seguintes factores: (a) altura e inclinação do talude; (b) altura, profundidade e largura da valeta. No método original – RHRS – esta eficácia era estimada qualitativamente pelo que Budetta (2004) sugere a consulta do ábaco de Ritchie apresentado no Anexo VII.
- iii. Risco médio para veículos (*Average Vehicle Risk – AVR*): permaneceu igual à categoria original; representa a probabilidade de ocorrência espacial de um veículo numa zona de risco de queda de blocos. O AVR é obtido através da expressão [4.7].

$$AVR = \frac{ADT \times SL}{PSP} \times 100 \% \quad [4.7]$$

Onde:

ADT – *Average Daily Traffic*, isto é, a média diária de veículos por dia (veículos/dia);

SL – Extensão da zona de risco (km);

PSP – *Posted Speed Limit*, isto é, o limite de velocidade imposto na zona (km/h).

Um AVR de 100% indica que, em média, um veículo estará na zona de risco 100% do tempo estimado. Um valor superior a 100% indica que, mais do que um veículo estará na zona de perigo.

- iv. Distância de visibilidade de decisão (*Decision Sight Distance – DSD*): representa a extensão de estrada (km) que um condutor necessita para tomar uma decisão complexa ou instantânea derivada da queda de blocos. A percentagem de distância de visibilidade de decisão é obtida de maneira diferente consoante os países. Na formulação original esta é determinada pelas normas americanas; na versão de Budetta (2004) é utilizada as normas italianas; na presente dissertação optou-se por adaptar ao normativo português, isto é, ao proposto pelo INIR (2010) que indica que a DSD_{proj} é função da velocidade de tráfego (*VT*, em km/h) correspondente à expressão [4.8]:

$$DSD_{proj} = 3,3 VT \quad [4.8]$$

Uma vez que o parâmetro é obtido em percentagem, DSD é dado pela expressão [4.9]:

$$DSD = \frac{DSD_{real}}{DSD_{proj}} \times 100 \% \quad [4.9]$$

Onde:

DSD_{proj} – Distância de visibilidade de decisão de projecto (m);

DSD_{real} – Distância de visibilidade de decisão real (m).

- v. Largura da plataforma: valor constante medido ao longo do eixo da estrada.
- vi. SMR: o comportamento do maciço representa um parâmetro bastante importante para esta avaliação global, assim, a presença de descontinuidades, orientação e o tipo de material de enchimento deverão ser avaliados de acordo com esta classificação empírica;
- vii. Volume / tamanho dos blocos: introduzido por Budetta (2004) e corresponde volume dos blocos (V_b) antes da rotura e é avaliado estatisticamente pelos espaçamentos (S_n) e ângulos (ε_n) entre as famílias de descontinuidades, dado pela expressão [4.10]:

$$V_b = \frac{\sum_{i=1}^n S_n}{\prod_{i=1}^n \varepsilon_n} \quad [4.10]$$

O tamanho dos blocos (D_b) é dado pela expressão [4.11]:

$$D_b = \sqrt[3]{V_b} \quad [4.11]$$

- viii. Clima e presença de água no talude: chuvas intensas, ciclos de gelo-degelo e circulação de águas subterrâneas contribuem para a instabilidade dos taludes e meteorização dos maciços rochosos. Consideram-se zonas de precipitação moderada valores de precipitação na ordem dos 600mm e zonas de precipitação elevada para valores na ordem dos 1200mm/ano.
- ix. Historial de ocorrências: trata-se de um elemento importante para a previsão de futuras instabilidades.

A Tabela 4.14 apresenta o quadro para a aplicação da classificação RHRSm.

Tabela 4.14 – RHRSm (traduzido de Budetta, 2004)

Categoria	Critério por pontos			
	3 pontos	9 pontos	27 pontos	81 pontos
Altura do talude	7,5 m	15 m	22,5 m	> 30 m
Eficácia da valeta	Boa retenção: dimensionada correctamente de acordo com o ábaco de Ritchie + barreiras de protecção	Moderada retenção: dimensionada correctamente de acordo com o ábaco de Ritchie	Retenção limitada: dimensionada incorrectamente	Sem retenção
Risco médio para veículos	25%	50%	75%	100%
Distância de visibilidade de decisão	Adequada (100%)	Moderada (80%)	Limitada (60%)	Muito limitada (40%)
Largura da estrada	21,5 m	15,5 m	9,5 m	3,5 m
SMR	80	40	27	20
Tamanho dos blocos	30 cm	60 cm	90 cm	120 cm
Volume dos blocos	26 dm ³	0,21 m ³	0,73m ³	1,74m ³
Volume de blocos por evento	2,3m ³	4,6 m ³	6,9 m ³	9,2 m ³
Clima e presença de água no talude	h = 300mm ou sem períodos de gelo	h = 600mm ou ligeiros períodos de gelo	h = 900mm ou períodos de gelo contínuo	h = 1200mm ou períodos de gelo contínuos
Historial de ocorrências	1 por cada 10 anos	3 por ano	6 por ano	9 por ano

A escala final que define o risco de queda de blocos varia consoante o utilizador, não estando estabelecido um critério base. A condição imposta à sua definição é a existência de três níveis de risco (baixo, médio e alto). Nunes *et al.* (2002) definiram no seu trabalho os três níveis de risco e respectivas prioridades de intervenção apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Valores de RHRSm e correspondentes níveis de risco e actuação (traduzido de Nunes *et al.*, 2002)

Valores de RHRSm	Nível de risco	Actuação
30 – 90	Baixo	Médio prazo
90 – 180	Moderado	Curto prazo
180 – 270	Elevado	Imediata

4.2.4. Classificação SQI

A classificação *Slope Quality Index* (SQI) foi desenvolvida por Pinheiro *et al.* (2015) com a finalidade de atribuir um índice de qualidade para taludes rochosos de infraestruturas rodoviárias. Adicionalmente, o valor desse índice permite avaliar as condições do estado do talude e o nível de risco que lhe está associado. Este sistema é baseado em nove factores que contemplam a avaliação de parâmetros internos e externos relacionados com a qualidade e estabilidade de taludes (Tabela 4.16). Cada factor é classificado pelo grau de importância e influência através da atribuição de pesos.

Tabela 4.16 – Factores e parâmetros considerados no sistema SQI (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

Factores	Parâmetros
Geométrico	Altura e inclinação do talude; largura e ângulo das banquetas
Geológico	Classificações empíricas (RMR, SMR ou Q); Tipo de formação e risco de queda de blocos (RHRSm2)
Sistema de drenagem	Sistema de drenagem superficial e profunda (existência ou estado de conservação)
Inspecções visuais	Avaliação do estado de manutenção e conservação
Monitorização	Resultados dos sistemas de monitorização: Inclínómetros, marcas superficiais, piezómetros, etc.
Histórico	Histórico de acidentes no talude e intervenções
Ambiente / tráfego	Zona sísmica, precipitação e intensidade de tráfego
Protecções	Protecções superficiais (redes metálicas, pregagens, etc.) e coberto vegetal
Imediações	Existência de sobrecargas (habitações, etc.) e possíveis vibrações (trabalhos, etc.)

Conforme indicado na Tabela 4.16, o sistema SQI recorre a outras classificações empíricas, entre elas o RHRSm utilizado para a avaliação do potencial de ocorrência de queda de blocos. No entanto, esta classificação foi sujeita a algumas alterações e adaptações para melhor servir os interesses do SQI, resultando numa actualização que, Pinheiro *et al.* (2015) apelidaram de RHRSm2. Em primeiro lugar, a classificação final do RHRSm, isto é, a escala que define o risco de queda de blocos foi alterada de forma a obter não três níveis de risco (baixo, moderado e elevado) mas sim cinco níveis (muito baixo, baixo, moderado, elevado e muito elevado). Adicionalmente, algumas categorias foram adicionadas ou alteradas e que se descrevem em seguida (Pinheiro *et al.*, 2015):

- i. Inclinação do talude: parâmetro de importância relevante em ocorrências de queda de blocos. Quanto mais inclinado o talude, maior o risco de queda e maior será a velocidade de impacto do bloco na plataforma, logo maior será o ressalto e a probabilidade de acidente;
- ii. Zona de influência: distância entre o sopé do talude e a plataforma;

- iii. Quantidade de blocos soltos: número de blocos soltos com potencial de queda. Usualmente, quanto maior o número daqueles blocos, maior a probabilidade de acidentes;
- iv. Clima: precipitações elevadas podem criar instabilizações nos taludes aumentando a probabilidade de rotura associada à queda de blocos;
- v. Largura das banquetas: a inclusão deste parâmetro é justificada devido a uma maior capacidade de retenção/captação de blocos com a largura crescente das banquetas.

Com efeito, o cálculo do valor de RHRSm2 é feito de acordo com o apresentado no Anexo VIII. Os valores obtidos deste sistema, os cinco níveis de risco correspondentes e o nível urgência de intervenção no talude são apresentados na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Valores de RHRSm2 e correspondentes níveis de risco e actuação (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

Valores de RHRSm2	Nível de risco	Actuação
< 54	Muito baixo	–
54 – 162	Baixo	Médio prazo
163 – 324	Moderado	Curto prazo
325 – 486	Elevado	Urgente
≥ 487	Muito elevado	Imediata

O cálculo do valor de SQI é obtido pela expressão [4.12]:

$$SQI = \sum_{i=1}^n W_i \times X_i \quad [4.12]$$

Onde:

W_i – peso de cada um dos nove factores no intervalo entre 0 e 1;

X_i – valor da classificação atribuída a cada factor.

Cada factor é parcialmente calculado através do somatório dos parâmetros pela expressão [4.13]:

$$X_i = \sum_{i=1}^n W'_i \times X'_i \quad [4.13]$$

Onde:

W'_i – peso atribuído a cada parâmetro no intervalo entre 0 e 1;

X'_i – classificação obtida para cada parâmetro de 1 a 5;

No Anexo IX apresentam-se todos os factores, parâmetros, pesos e intervalos de valores necessários para a cálculo do SQI. Pinheiro *et al.* (2015) referem ainda que, uma vez que a informação referente aos factores e parâmetros do talude podem ser limitados, o peso

correspondente dos factores e/ou parâmetros em falta deve ser distribuído proporcionalmente pelos restantes, por grau de importância.

Depois da estimação do SQI, uma escala qualitativa e quantitativa pode ser obtida fornecendo uma rápida e intuitiva avaliação das condições do talude. Além disso, as cinco classes definidas podem ser associadas a um nível de risco para acidentes que possam ocorrer no talude (Pinheiro *et al.*, 2015) – Tabela 4.18.

Tabela 4.18 – SQI para taludes rochosos: classificações qualitativa e quantitativa e correspondente nível de risco (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

SQI	Estado do talude	Nível de risco
[1 ; 1,4]	Muito bom	Muito baixo
[1,5 ; 2,4]	Bom	Baixo
[2,5 ; 3,4]	Médio	Moderado
[3,5 ; 4,2]	Mau	Elevado
[4,3 ; 5]	Muito mau	Muito elevado

Os autores definem ainda que se o valor de SQI obtido for maior ou igual a 3,5, situação correspondente a um talude em mau estado e com nível de risco elevado, um alerta de segurança deve ser activado.

4.2.5. Outras classificações empíricas

Para além das classificações apresentadas faz-se referência à existência de outras que não foram utilizadas por se destinarem maioritariamente a explorações mineiras ou escavações subterrâneas, tais como:

- i. MRMR – *Mining rock mass rating* (Laubscher, 1990);
- ii. M-RMR – *Modified rock mass classification* (Unal, 1996);
- iii. RMS – *Rock mass strength* (Selby, 1980);
- iv. CSMR – *Chinese system for SMR* (Chen, 1995);
- v. SSR – *Slope Stability Rating* (Taheri & Tani, 2010).

A classificação MRMR (Laubscher, 1990), é aplicada em explorações mineiras de forma a avaliar o maciço rochoso em termos de um índice definindo a resistência do material cuja exploração será efectuada, sendo que a estabilidade ou instabilidade da escavação é relacionada com aqueles índices. Esta classificação avança ainda com técnicas de suporte para o maciço.

A classificação M-RMR (Unal, 1996) é aplicada em minas para rochas de baixa resistência, estratificadas, anisotrópicas e outros maciços rochosos argilosos, servindo para aferir a qualidade de maciços rochosos.

A classificação RMS (Selby, 1980), originalmente desenvolvida para escavações em meio subterrâneo, foi modificada para taludes de escavação (Pantelidis, 2009). Embora inclua a atitude das descontinuidades, não faz referência aos potenciais tipos de rotura – planar, cunha ou tombamento.

A classificação CSMR (Chen, 1995), para taludes de escavação, aplica factores de ajuste ao sistema SMR para as condições geométricas das descontinuidades e altura do talude. Ao contrário da classificação anterior, a CSMR faz referência ao tipo de rotura planar, cunha e tombamento.

A classificação SSR (Taheri & Tani, 2010), é um sistema de caracterização da estabilidade de taludes em maciços rochosos fortemente compartimentados. O índice SSR para o maciço é dado mediante o somatório de classificações individuais atribuídas a seis parâmetros. Como produto final da classificação, mediante a consulta de ábacos é possível a obtenção do ângulo limite para o talude ($FS=1,0$), bem como para outros ângulos de escavação mais conservadores ($FS = 1,2 ; 1,3 ; 1,5$). Nesta dissertação, esta classificação não foi aplicada, uma vez que as características geométricas dos taludes a analisar estão fora do domínio de aplicação dos ábacos propostos por aqueles autores.

A Tabela 4.19 mostra um resumo dos vários parâmetros necessários à aplicação de cada um dos sete métodos empíricos até agora referidos, onde se apresentam os pesos máximos e mínimos de cada um. Os factores incluídos na avaliação de cada parâmetro estão representados como um asterisco. Assinalados a cinzento-claro encontram-se os parâmetros básicos, e a cinzento-escuro os parâmetros de ajuste considerados em cada uma das classificações.

A classificação RHRSm, SQI e RHRSm2, não se incluem na referida tabela uma vez que estas consideram uma maior gama de parâmetros na sua definição.

A Tabela 4.19 mostra que a maioria das classificações analisadas tem em consideração a resistência à compressão uniaxial do material, as características das descontinuidades e a água subterrânea, o que leva a concluir que estes são os parâmetros que mais influenciam a qualidade e a estabilidade de taludes em maciços rochosos. Por outro lado, o tipo litológico apenas é tomado em consideração na classificação SSR o que, por oposição, leva a concluir que este é um parâmetro considerado como tendo influência fraca na qualidade ou na estabilidade daqueles taludes.

Tabela 4.19 – Comparação da atribuição dos pesos em diferentes classificações (adaptado de Duran & Douglas, 2000)

		RMR ₉₉	MRMR	RMS	SMR	CSMR	M-RMR	GSI	SSR	
PARÂMETROS BÁSICOS	RCU	0 – 15	0 – 20	5 – 20	0 – 15	0 – 15	0 – 15	0 – 15	0 – 43	
	Tamanho dos blocos	8 – 40	0 – 40	8 – 30	8 – 40	8 – 40	0 – 40	8 – 50	Considera o valor de GSI modificado (0 – 100)	
	- Espaçamento	*	*	*	*	*	*	*		
	- RQD	*	*		*	*	*	*		
	Descontinuidades	0 – 30	0 – 40	3 – 14	0 – 30	0 – 30	0 – 30	0 – 25		
	- Persistência	*	*	*	*	*	*	*		
	- Meteorização	*	*	*	*	*	*	*		
	- Rugosidade	*	*		*	*	*	*		
	- Enchimento	*	*		*	*	*	*		
	- Grau de alteração	*			*	*	*	*		
Água subterrânea	0 – 15	*	1 – 6	0 – 15	0 – 5	0 – 15	10	-18 – 0		
Litologia	–	–	–	–	–	–	–	0 – 25		
Acele. sísmica horiz.	–	–	–	–	–	–	–	-26 – 0		
AJUSTES	Orientação descont.	(60) – 0	63 – 100%	5 – (20)	-60 – 0	-60 – 0	-12 – (-5)			
	- Direcção	*	*		*	*				
	- Inclinação	*	*	*	*	*				
	- Inclinação do talude e descontinuidades				*	*				
	Método de escavação	–	80 – 100%	–	-8 – 15	-8 – 15	80 – 100%			-11 – 24
	Grau de meteorização	–	30 – 100%	3 – 10	–	–	60 – 115%			
	Tensões induzidas	–	60 – 120%	–	–	–				
Plano principal de fraqueza	–	–	–	–	–	70 – 100%				
TOTAL	-52 – 100	0 – 120	25 – 100	-60 – 115	-63 – 141	-7 – 105	18 – 100	-37 – 192		

4.1. Métodos numéricos

Variados problemas de estabilidade de taludes rochosos envolvem complexidades relativas à geometria, à anisotropia, ao comportamento não linear, às tensões *in situ* e à presença de vários processos associados – pressões intersticiais, presença de sismos, etc. (Stead *et al.*, 2001). De modo a lidar com essas complexidades foram desenvolvidos os métodos numéricos para obter as soluções aproximadas ao problema impossíveis de atingir utilizando técnicas convencionais (Eberhardt, 2003). Assim, os métodos numéricos são métodos computacionais que aplicam o conceito de tensão-deformação ao caso de estudo, tendo em consideração as propriedades de resistência e de deformabilidade do maciço rochoso e das descontinuidades (Ulusay, 2000).

Os métodos numéricos para análise da estabilidade de taludes rochosos podem ser agrupadas mediante diferentes abordagens, conforme ilustra a Figura 4.4.

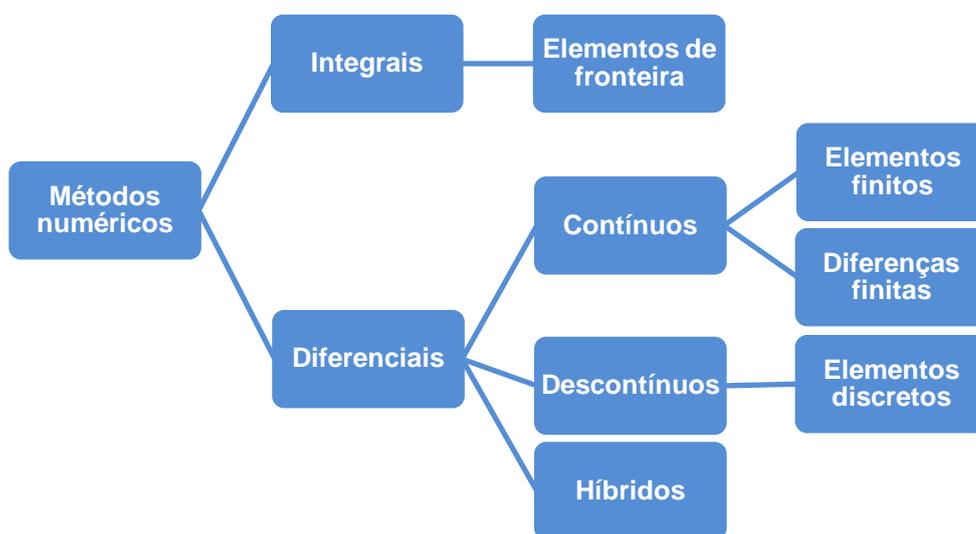


Figura 4.4 – Diferentes abordagens dos métodos numéricos

4.1.1. Métodos integrais

Os métodos integrais são representados pelas várias versões dos métodos de elementos de fronteira onde apenas os limites/fronteiras do problema são discretizados. No caso da avaliação da estabilidade de taludes rochosos, apenas a superfície da escavação é usada na análise sendo que o interior do domínio do problema não é representado explicitamente. Trata-se de um método restrito a comportamentos elásticos (Brady, 1992; Ladanyi, 1993; Ulusay, 2000).

Os métodos de elementos de fronteira são baseados em equações integrais, cuja principal vantagem é a reprodução de condições nos limites, uma característica que permite uma modelação eficiente dos meios infinitos ou semi-infinitos, tais como os geralmente encontrados na geomecânica (Manolis, 1991).

4.1.2. Métodos diferenciais

Os métodos diferenciais são baseados em formulações de equações diferenciais procurando soluções dividindo o maciço rochoso em elementos ou zonas dentro das quais essas equações são formalmente satisfeitas. Em oposição aos métodos integrais, o domínio do problema é definido e diferenciado distinguindo-se estes métodos pela sua capacidade em modelar comportamentos não lineares (Brady, 1992; Ulusay, 2000).

Dentro dos métodos diferenciais, estes podem ser divididos em três abordagens: contínuos, descontínuos e híbridos.

4.1.2.1. Métodos contínuos

Os métodos contínuos são os mais adequados para os taludes em rochas maciças, intactas, rochas de resistência baixa e maciços rochosos muito fracturados ou meteorizados. A maioria dos programas baseados nestes métodos incorporam com facilidade descontinuidades como falhas ou planos de estratificação, sendo inadequados para análise de meios compartimentados em blocos. A abordagem contínua usada em estabilidade de taludes rochosos inclui os métodos de elementos finitos e diferenças finitas (Stead *et al.*, 2001).

Tanto na abordagem pelo método de elementos finitos como no de diferenças finitas, o domínio do problema é dividido/diferenciado em subdomínios ou elementos. No caso das diferenças finitas, o procedimento de solução tem como base aproximações numéricas das equações que regem o comportamento do terreno, isto é, as equações diferenciais de equilíbrio, as relações deformação-deslocamento e as equações tensão-deformação. Alternativamente, o procedimento pode explorar aproximações para as ligações entre elementos, continuidade dos deslocamentos e tensões como no caso dos elementos finitos (Eberhardt, 2003).

4.1.2.2. Métodos descontínuos

Quando no talude contém várias famílias de descontinuidades que controlam o mecanismo de rotura, a abordagem por métodos descontínuos pode considerada a mais apropriada (Eberhardt, 2003). O maciço rochoso é visto como um material descontínuo representado como uma conjunto de blocos distintos, interagindo entre si, sujeitos a cargas externas, os quais prevê-se que irá sofrer uma movimentação significativa com o tempo (Ulusay, 2000).

Aqui destaca-se o método de elementos discretos. É um método relativamente novo, se comparado com anteriores, concentrando-se essencialmente em aplicações do domínio de meios geológicos fracturados. A essência do método é a representação do meio fracturado como uma associação de blocos formados por ligações entre fracturas no domínio do problema e a resolução das equações de movimento desses blocos. Os blocos podem ser rígidos ou deformáveis, discretizados através do método de diferenças finitas ou elementos finitos (Jing, 2003).

4.1.2.3. Métodos híbridos

Os métodos híbridos envolvem uma junção entre os métodos contínuos e descontínuos de forma a maximizar as suas vantagens. Segundo Jing (2003) os métodos existentes são basicamente usados para problemas de fluxos e tensão-deformação de rochas fracturadas, sendo os principais tipos a abordagem os elementos de fronteira/elementos finitos e a abordagem elementos discretos/elementos de fronteira.

O mesmo autor refere ainda que os elementos de fronteira são frequentemente utilizados em simulação de campo-distante (*far-field*), como rochas em meio elástico contínuo equivalente, e os elementos finitos e as diferenças finitas para simulação de campo-próximo (*near-field*), não linear ou fracturado, onde exista a necessidade de uma representação explícita de fracturas ou de comportamento mecânico não linear, como a plasticidade. Isto concilia a geometria da resolução necessária para o problema com técnicas numéricas disponíveis, proporcionando uma representação eficaz dos efeitos das rochas de campo-distante, ou de campo-próximo.

4.1.2.4. Comparação entre os diferentes métodos diferenciais

A Tabela 4.20 inclui uma pequena comparação entre os métodos numéricos anteriormente mencionados destacando-se os parâmetros críticos de *input*, as vantagens e as limitações ao uso desses mesmos métodos que foram entretanto referidos nas respectivas secções atrás apresentadas.

Tabela 4.20 – Comparação entre os diferentes métodos numéricos (traduzido de Coggan et al. 1998 in Eberhardt, 2003)

Método de análise	Parâmetros críticos de <i>input</i>	Vantagens	Limitações
Métodos contínuos – MC	Geometria representativa do talude; critérios de comportamento ou deformação (ex: elástico, elasto-plástico, fluências, etc.); características da água subterrânea; resistência ao corte das fracturas; estado de tensão <i>in situ</i> .	Permite rotura e deformação do material. Pode modelar mecanismos e comportamentos complexos. Capacidade de modelação 3-D. Pode modelar efeitos de água subterrânea e pressões intersticiais. Capaz de avaliar o efeito de variações de parâmetros na instabilidade. Resolução em computador com tempos de execução razoáveis. Pode incorporar fluências e análises dinâmicas.	Utilizadores com experiência e respeito pelas boas práticas de modelação. Necessário considerar as limitações do modelo/ <i>software</i> . Disponibilidade de <i>input</i> geralmente é pobre e os parâmetros de <i>input</i> não são, geralmente, medidos. Dificuldade em simular efeitos em maciços rochosos intensamente fracturados.
Métodos descontínuo – MD	Geometria representativa do talude e das descontinuidades; critério de constituição das zonas intactas; Dureza e resistência ao corte das descontinuidades; características da água subterrânea; estado de tensão <i>in situ</i> .	Permite deformações de blocos e movimentos relativos entre eles. Capaz de modelar comportamentos e mecanismos complexos (combinando comportamento da rocha intacta com as descontinuidades juntamente com análises hidromecânicas e dinâmicas). Capaz de avaliar o efeito de variações de parâmetros na instabilidade.	Tal como acima, são necessários utilizadores experientes para adoptar as boas práticas de modelação. Limitações gerais idênticas aos MC. Necessário estar familiarizado com efeitos de escala. Necessidade de simular uma geometria representativa das descontinuidades (espaçamento, persistência, etc.).

Tabela 4.20 – Comparação entre os diferentes métodos numéricos (traduzido de Coggan *et al.* 1998 in Eberhardt, 2003) (continuação)

Método de análise	Parâmetros críticos de input	Vantagens	Limitações
Métodos híbridos – MH	Combinação dos parâmetros de input dos MC e MD	Permitem simular a propagação de fracturas e a fragmentação de meios estratificados e diaclasados.	Problemas complexos exigem capacidade de memória RAM alevada. Pouca prática comparativamente aos anteriores. Requer calibrações e restrições quando o cálculo está em curso.

4.2. Medidas minimizadoras

Após a análise de estabilidade de taludes e conhecidas as condicionantes daquela estabilidade devem-se adoptar medidas minimizadoras que se enquadrem com os diferentes casos, cujo objectivo principal passa por um aumento da segurança associada a cada talude.

Segundo Vallejo *et al.* (2004) para projectar e aplicar tais medidas é necessário conhecer:

- i. As propriedades e o comportamento geomecânico do maciço que constitui o talude;
- ii. O tipo e mecanismo de rotura, incluindo velocidade, direcção e geometria;
- iii. Factores geológicos, hidrogeológicos, ambientais e relacionados com a actividade antrópica, bem como outros que influenciem a estabilidade.

Para além dos anteriores, há ainda que tomar em consideração a disponibilidade de materiais, a urgência da intervenção, a magnitude e dimensão da instabilização, bem como os custos associados que, devido ao prejuízo elevado associado às roturas são, muitas das vezes, economicamente justificados.

Segundo Wyllie & Mah (2004), as medidas minimizadoras para taludes rochosos dividem-se em dois grandes grupos: as medidas de estabilização e as medidas de protecção. As primeiras são medidas activas, isto é, actuam sobre a causa da instabilidade evitando o seu agravamento. As segundas, são passivas e visam minimizar possíveis danos em pessoas, bens e serviços, quando se desencadeia o processo de instabilização. Para além daquelas, devem-se ainda acrescentar as medidas de drenagem – Figura 4.5.

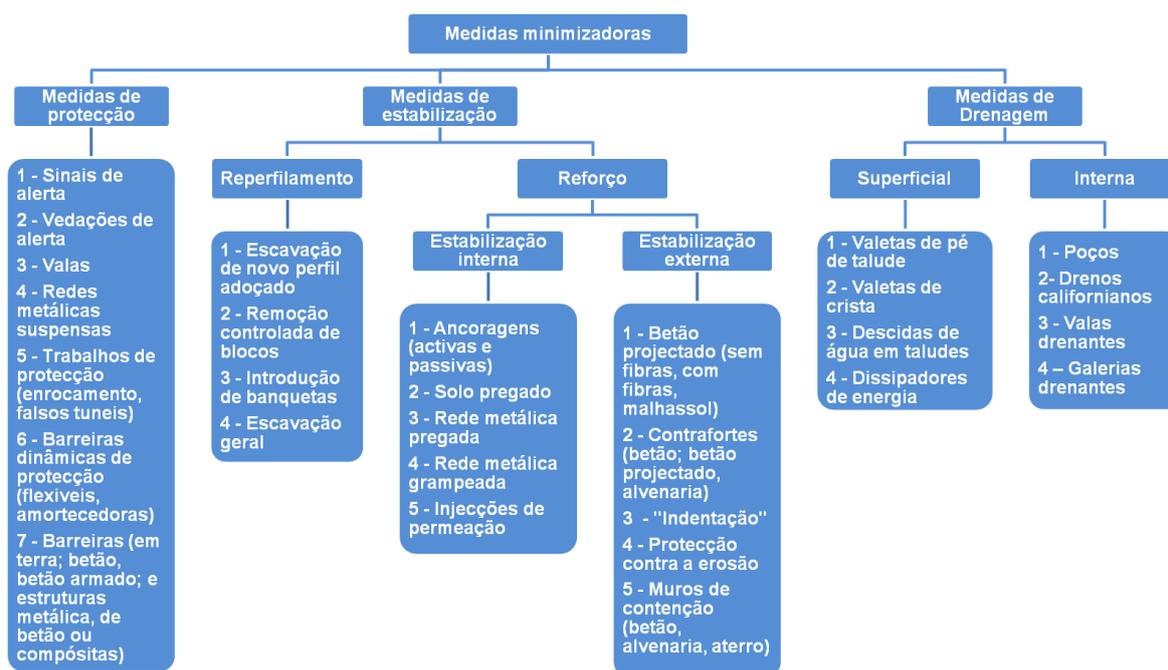


Figura 4.5 – Conjunto de medidas minimizadoras mais comuns

4.2.1. Medidas de protecção

As medidas de protecção são medidas passivas e visam-se, como referido minimizar possíveis danos. Podem ir desde sinais ou vedações de alerta até à construção de estruturas mais complexas.

Estas medidas permitem a queda de blocos rochosos, mas actuam impedindo que os mesmos causem danos em pessoas. A protecção pode controlar a trajetória de um conjunto de blocos, reduzir a sua energia e/ou proporcionar a sua captação. No entanto, uma vez que são externas ao talude, são medidas mais difíceis de esconder e integrar no contexto ambiental (Andrew *et al.*, 2011).

As barreiras podem ser estáticas ou dinâmicas dependendo das suas funções. As primeiras, são rígidas, não se deformam aquando do impacto de blocos rochosos, as outras, dissipam a energia do impacto de blocos rochosos através da sua auto-deformação, podendo ser flexíveis ou amortecedoras (Cano & Tomás, 2013).

As barreiras estáticas são colocadas na base ou à superfície do talude, com a finalidade de interceptar e parar os blocos. Geralmente são formadas por postes metálicos nos quais se fixam redes metálicas resistentes. Também se podem formar unicamente com postes ou vigas metálicas, com uma separação tal que impeça a passagem dos blocos entre elas. Tal como os muros rígidos, podem ser danificados pelo impacto dos blocos – Figura 4.6.



a) formada por postes e redes metálicas



b) de betão

Figura 4.6 – Barreiras estáticas (Vallejo *et al.*, 2004; Andrew *et al.*, 2011)

As barreiras dinâmicas são capazes de absorver a energia de impacto dos blocos mediante as deformações elásticas e plásticas das redes metálicas e dos elementos que as integram. Consistem em redes de cabos de aço entrelaçados, suportado por postes de aço cimentados e ancorados ao talude, unidos entre si mediante cabos. O sistema baseia-se na capacidade de deformação dos cabos e dos sistemas de paragem que os incorporam, que entram em funcionamento aquando do impacto. Podem ser construídos para reter blocos com energia cinética até 2500 kJ sendo, normalmente, instalados com inclinação contrária à do talude e com cerca de 3 m de altura, ainda que possam ser mais altas. O seu dimensionamento é feito em função da energia de impacto dos blocos, do tamanho e da velocidade da trajectória (Vallejo *et al.*, 2004) – Figura 4.7.

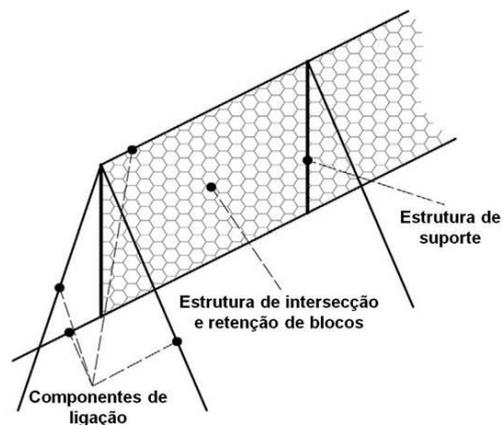


Figura 4.7 – Barreiras dinâmicas (traduzido de Gentilini *et al.*, 2013; Geomakt, 2015)

4.2.2. Medidas de estabilização

As medidas de estabilização podem-se classificar em três grupos principais: reperfilamento, reforço interno e reforço externo e descrevem-se separadamente.

4.2.2.1. Reperfilamento

A geometria do talude pode ser alterada através de um adoçamento da inclinação, remoção controlada de blocos, introdução de banquetas ou através de uma escavação geral. Em todas elas o conceito básico foca-se na remoção de material para que a nova geometria favoreça a estabilidade.

Em geral, a remoção de material rochoso é um método bastante usado na estabilização de taludes uma vez que essa remoção irá eliminar o risco de instabilização. No entanto, a remoção só deverá ser usada com a certeza de que o novo perfil adoptado é mais estável e não comporta risco de instabilização da parte superior do talude (Wyllie & Mah, 2004). A Figura 4.8 exemplifica os vários tipos de remoção de material num talude.

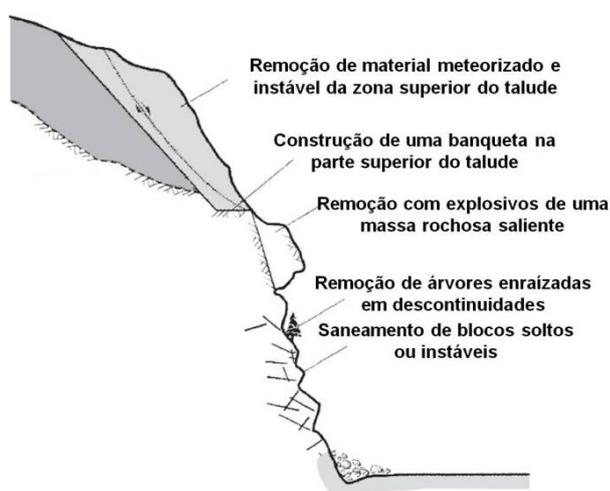


Figura 4.8 – Representação esquemática: remoção de material para estabilização de talude (traduzido de Wyllie & Mah, 2004)

Como medida de estabilização, a remoção de material é geralmente eficaz durante um período de tempo relativamente pequeno, dependendo das condições locais, não devendo por isso ser encarada como uma medida permanente. No entanto, é relativamente barata e serve como estratégia eficaz de curto prazo. Porque aumenta a segurança local, é geralmente combinada com medidas de reforço.

4.2.2.2. Reforço interno

Os trabalhos de reforço interno actuam, maioritariamente, para fortalecer internamente o maciço rochoso aumentando a sua resistência às tensões de corte. Destacando-se as ancoragens, activas e passivas, as redes metálicas pregadas e grampeadas e as injeções de permeação.

As ancoragens, são compostas por varões ou fios de aço, introduzidos no terreno em furos e ligadas ao maciço geralmente mediante caldas de cimento ou resinas epóxi. Podem ser utilizadas para estabilizar um único bloco ou o talude num seu todo, sendo o seu comprimento

variável e compatível com uma grande variedade de litologias, características estruturais e de resistências a mobilizar (Andrew *et al.*, 2011).

Segundo a Norma Portuguesa, NP EN 1997-1 (2010), as ancoragens podem ser utilizadas de forma provisória (vida útil inferior a dois anos) ou definitiva (vida útil superior a dois anos) com o objectivo de: (i) Apoiar uma estrutura de contenção; (ii) assegurar a estabilidade de taludes, de escavações ou de túneis; e (iii) resistir a forças de levantamento global em estruturas.

Podem-se dividir em ancoragens activas e passivas (ou pregagens): as primeiras, adquirem capacidade de carga depois de pré-esforçadas; as segundas, só entram em traccionamento quando solicitadas pelo terreno circundante. A aplicação de ancoragens passivas é relativamente rápida e requer menos meios e materiais que as activas; no entanto, não é adequada para estruturas que apresentem deformação rígida. A Figura 4.9 ilustra um exemplo da utilização de ancoragens.



Figura 4.9 – Representação esquemática: utilização de ancoragens activas e passivas (traduzido de Wyllie & Mah, 2004)

As redes e malhas metálicas constituem um sistema que reveste a face do talude, estando associadas a estruturas resistentes, unidimensionais, introduzidas no maciço (ancoragens activas ou passivas).

As redes metálicas são exemplos de revestimentos flexíveis. Recebem e aplicam impulsos ao terreno de forma contínua. Têm uma função estabilizadora, suportando o material que se destaque entre as ancoragens. O seu comportamento depende do espaçamento entre as ancoragens, visto que existe uma interacção entre estes elementos. São estruturas de suporte ligeiras e flexíveis, adaptam-se a superfícies irregulares, confinam e evitam a progressiva desagregação superficial do maciço (Cardoso & Quintanilha, 2009).

Além de promover a estabilidade de taludes, a rede melhora o comportamento da estrutura de contenção, na medida em que permite a redistribuição de tensões, aumenta a capacidade de carga do sistema, e confere uma maior independência da eventual malha de ancoragens em relação à compartimentação do maciço rochoso (*op. cit.*).

A Figura 4.10 apresenta um exemplo da associação de redes metálicas com ancoragens.

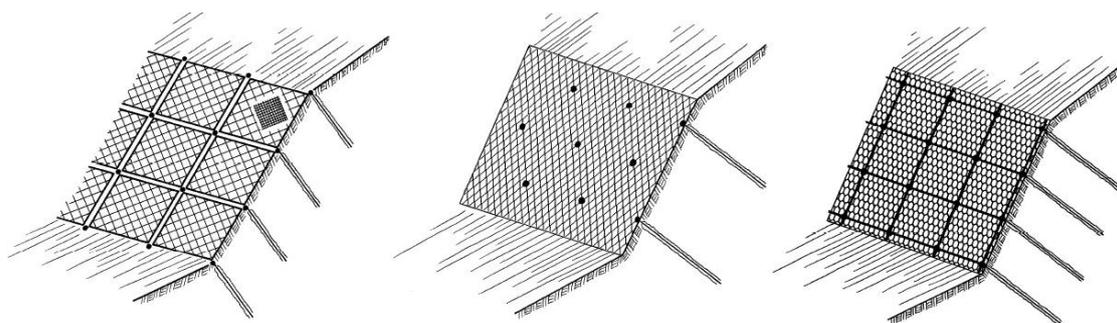


Figura 4.10 – Representação esquemática: redes metálicas aplicadas associadas a ancoragens (Cardoso & Quintanilha, 2009)

As injeções de permeação é uma técnica utilizada em maciços rochosos quando as condições geológicas e geotécnicas permitem a colmatação de fracturas, substituindo-se o ar e/ou água ali existente por caldas, geralmente, à base de cimento, sendo a injeção realizada a pressões baixas de forma a fracturação hidráulica e/ou evitar empolamentos.

4.2.2.3. Reforço externo

Os trabalhos de reforço externo actuam no exterior e protegem o maciço da meteorização e erosão superficial, associando-lhes algum reforço estrutural. Como trabalhos de reforço externo destacam-se a colocação de betão projectado, os contrafortes, a indentação, as protecções contra a erosão e os muros de contenção.

O betão projectado é uma mistura entre água, cimento, areia e, por vezes, aditivos que é pulverizado directamente sobre a face do talude através de ar comprimido.

Se aplicado sem fibras, fornece apoio estrutural e protege contra a meteorização podendo ser usado para prevenir erosão diferencial entre diferentes litologias. Pode, igualmente, ser aplicado em redor da parte exposta de ancoragens, ajudando a prevenir a corrosão (Andrew *et al.*, 2011). A sua colocação é uma técnica de fácil e rápida execução pelo que, em muitos casos, aos primeiros sinais de instabilização é a ela que se recorre (Romana, 1993). Para além daquela aplicação, pode ser associado com fibras metálicas ou de vidro, ou com malhassol fornecendo um maior reforço estrutural ao maciço.

Em qualquer tipo de aplicação é necessária a combinação de drenagem por furos de forma a escoar a água acumulada por detrás da camada de betão com o intuito de impedir que se atinjam pressões de tal forma elevadas que conduzam ao aparecimento de fissuras.

Importa ainda referir que essa aplicação pode ser feita através de via seca ou via húmida. Na via seca, a mistura a aplicar é transportada, ainda seca, ao longo de uma mangueira, até à extremidade onde, então, por um anel especial acoplado ao canhão de ejeção, é-lhe adicionada água de maneira uniforme e em quantidade necessária para promover a hidratação da mistura. Na aplicação por via húmida, a mistura é transportada, ao longo da mangueira, já com água, até ao canhão ejector.

A Figura 4.11 exemplifica a aplicação de betão projectado com fibras.



Figura 4.11 – Aplicação de betão projectado com fibras (Andrew *et al.*, 2011)

Os contrafortes são estruturas colocadas em cavidades resultantes do desprendimento de blocos ou da meteorização. Segundo Wyllie & Mah (2004), o contraforte cumpre duas funções: primeiro, preserva e protege áreas de rochas meteorizadas e, segundo, suporta o maciço sobrejacente a tais cavidades.

Um sistema singular de suporte por contraforte é a “indentação” que consiste, em primeiro lugar, na remoção do material meteorizado, seguido pela colocação de um filtro na cavidade resultante, em conjunto com um sistema de drenagem e protecção contra a meteorização e lasqueamento por descompressão, através de alvenaria, betão ou betão projectado (Cano & Tomás, 2013)

A protecção contra a erosão é mais frequente usada em rochas de baixa resistência, e incluem, geralmente, valetas na crista do talude, reperfilamento por introdução de banquetas e/ou revestimento superficial com terra vegetal (Cano & Tomás, 2013).

Os muros de contenção são estruturas que se executam, habitualmente, na frente do talude como elementos resistentes, de contenção ou de sustimento, ocupando relativamente pouco espaço. Os diferentes tipos de muros de contenção apresentam uma série de características que os tornam adequados para diferentes casos de estabilização conforme se queira: (i) muros flexíveis ou rígidos; (ii) contrariar um movimento; ou (iii) introduzir uma resistência adicional (Vallejo *et al.*, 2004).

Os muros de contenção rígidos são, nos casos mais comuns, muros de betão não armado, muros de betão, muros de alvenaria e muros de gabiões, frequentemente também designados por muros de gravidade. Segundo a Norma Portuguesa, NP EN 1997-1 (2010), o peso próprio dos muros de gravidade e, às vezes o das massas estabilizantes de solo, de rocha ou de aterro, desempenham uma função significativa no suporte do material retido.

Os muros de contenção apresentam, como limitações, a necessidade de escavar a zona de sopé do talude o que favorece a instabilidade e não evitam a possibilidade de roturas a favor de superfícies de descontinuidades, acima ou abaixo do muro (Vallejo *et al.*, 2004).

4.2.3. Medidas de drenagem

Estas medidas têm como finalidade eliminar ou reduzir a água presente no talude e, portanto, reduzir as pressões intersticiais que actuam como factor instabilizador nas descontinuidades. A presença de água em taludes rochosos contribui para a respectiva instabilidade uma vez que reduz a resistência ao corte ao longo de qualquer superfície de descontinuidade. A sua presença contribui, igualmente, para a meteorização do maciço e, em climas extremos, para a expansão de fracturas durante ciclos de gelo-degelo (Andrew *et al.*, 2011).

Estas medidas são, possivelmente, as mais efectivas uma vez que a água é o principal agente causador de problemas de instabilidade nos taludes (Vallejo *et al.*, 2004).

As medidas de drenagem podem-se dividir em drenagem superficial e interna ou profunda e sintetizam-se em seguida.

4.2.3.1. Drenagem superficial

Estes dispositivos evitam que as águas de escorrência se infiltrem no talude ou penetrem em descontinuidades dando lugar a pressões intersticiais que instabilizem o maciço. Adicionalmente, evitam os efeitos erosivos das águas de escorrência e a lavagem das descontinuidades. Por estes motivos, podem ser consideradas como medidas preventivas (Vallejo *et al.*, 2004).

Nos sistemas de drenagem superficial destacam-se as valetas de pé de talude, as valetas de crista de talude e as descidas de água.

As valetas de pé de talude e de crista constituem elementos de drenagem colocados longitudinalmente ao talude. Segundo Ramos (2010), a capacidade de vazão depende das dimensões da secção transversal, da inclinação longitudinal e da rugosidade das paredes.

A secção transversal hidraulicamente mais favorável é a semi-circular, não sendo este, no entanto, o único critério que deve presidir à definição dessa secção. A solução técnica e economicamente mais favorável é a que resulta da minimização dos custos de construção e de manutenção (*op. cit.*).

Sempre que possível, as inclinações longitudinais das valetas devem ter valores superiores a 1%, o que permite garantir o adequado escoamento e, conseqüentemente, a não acumulação de água em resultado de assoreamentos. Por outro lado, devem-se evitar mudanças bruscas no alinhamento, em planta ou na inclinação, do perfil longitudinal. Reduções de inclinação

podem conduzir a deposições de material sólido transportado por arrastamento e em suspensão, enquanto aumentos de inclinação podem dar origem a erosões (*op. cit.*).

Adicionalmente, as valetas de pé de taludes acumulam a função de reter blocos provenientes de quedas; no entanto e para estarem aptas à sua função principal, devem ser mantidas livres de blocos, necessitando por isso de uma manutenção periódica.

As descidas de água em taludes têm por objectivo reencaminhar a água “intersectada” por outros dispositivos de drenagem para locais próprios como, por exemplo, para caixas colectoras. Podem, ou não, incluir dissipadores de energia.

Os dissipadores de energia como o nome indica, são dispositivos destinados a dissipar a energia do fluxo de água reduzindo, conseqüentemente, a sua velocidade, quer no escoamento através do dispositivo de drenagem quer na restituição para o sistema natural. Podem ser classificados em dissipadores localizados ou contínuos (DNIT, 2006).

Os dissipadores localizados ou bacias de amortecimento destinam-se, por dissipação de energia, a diminuir a velocidade da água quando esta passa de um qualquer dispositivo de drenagem superficial para o terreno natural, evitando o fenómeno de erosão (*op. cit.*).

Os dissipadores contínuos destinam-se a diminuir a velocidade da água, continuamente, ao longo do seu percurso, de modo a evitar fenómenos erosivos em locais que possam comprometer a estabilidade. Apresentam-se, geralmente, sob a forma de degraus ou cascatas (*op. cit.*).

4.2.3.2. *Drenagem interna*

Esta drenagem tem por finalidade rebaixar o nível freático e drenar a água do interior do talude, sendo uma solução frequente em taludes rochosos com problemas de estabilidade. Na concepção da drenagem interna devem-se considerar os seguintes aspectos (Vallejo *et al.*, 2004):

- i. Permeabilidade e características hidrogeológicas dos materiais, os caudais a drenar o e raio de acção do elemento drenante;
- ii. Os drenos devem alcançar as cotas nas quais se encontra a água;
- iii. Dependendo da sua localização e profundidade, os elementos drenantes podem romper e ficar inutilizados se houver movimentos no talude; conseqüentemente, poderão causar o efeito contrário ao pretendido, introduzindo água para o interior do talude.

Nos sistemas de drenagem interna destacam-se os poços, os drenos californianos, as valas e as galerias drenantes.

Os poços são sistemas verticais com diâmetro de 30 a 150 cm (ou superior), com a finalidade de drenar a água mediante bombas introduzidas no seu interior que se colocam em funcionamento ao atingir a água a uma determinada cota dentro do poço, ou mediante gravidade através de drenos que comunicam com o exterior (Vallejo *et al.*, 2004). Devem dispor-se entre o fluxo de água e o elemento a proteger. Podem ser projectados com carácter provisório ou definitivo, tanto individualmente como formando alinhamentos conectados entre si (Alcaide, García, & Álvarez, 2004)

Os drenos californianos são furações de pequeno diâmetro e grande comprimento, em relação ao diâmetro, efectuados no interior do maciço, dentro dos quais se colocam geralmente tubos, que na maioria dos casos, são ranhurados ou perfurados. A sua inclinação deve ser próxima da horizontal, com mínimo de 3%, descendente para a face do talude, denominando-se igualmente por drenos subhorizontais (Alcaide *et al.*, 2004).

Em maciços rochosos, uma vez que a maior parte da água subterrânea está contida nas descontinuidades, deverão ser alinhados de modo a intersectarem aquelas que transportem água (Wyllie & Mah, 2004).

As valas drenantes, executadas em maciços rochosos com fresadoras, são valas preenchidas por material drenante e isoladas das águas superficiais, no fundo das quais geralmente se coloca um tubo colector. A água fluirá às valas através das paredes laterais ou infiltrar-se-á pelo material de enchimento até ao fundo onde escoará através do mesmo ou do tubo colector (Alcaide *et al.*, 2004). Distribuem-se perpendicularmente ao sentido de fluxo ou paralelamente ao elemento a proteger.

A Figura 4.12 apresenta uma vala drenante em que a descarga para o exterior é feita de forma directa, isto é, sem antes passar, por exemplo, por uma caixa colectora.

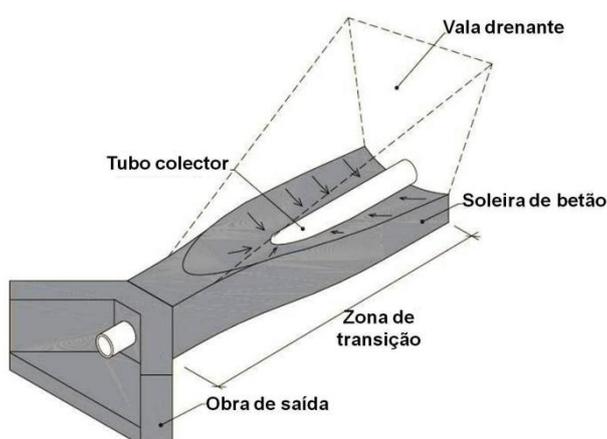


Figura 4.12 – Representação esquemática: vala drenante (adaptado de Alcaide *et al.*, 2004)

As galerias drenantes, geralmente, subhorizontais escavadas em terreno natural e dotadas de dispositivos de captação e retirada de águas subterrâneas, são obras pouco frequentes que requerem um conhecimento adequado da estrutura geológica e do comportamento hidrogeológico da zona, devendo localizar-se em terrenos estáveis (Alcaide *et al.*, 2004). São igualmente obras de elevado custo e, por isso mesmo, em maciços rochosos, apenas se executam em situações excepcionais quando existe a necessidade de retirar água do interior do maciço. Podem estar associadas a drenos subhorizontais e/ou poços realizados a partir do seu interior de forma a aumentar a sua eficácia.

Em função das características dos terrenos atravessados, as paredes das galerias podem precisar de diferentes tipos de sustimento e revestimento devendo, contudo, apresentar permeabilidade suficiente para captar a água para o seu interior e evacuá-las para o exterior, por gravidade (*op. cit.*).

5. CASOS DE ESTUDO, RESULTADOS E DISCUSSÃO

O primeiro caso de estudo é referente a um talude natural onde não existe qualquer tipo de intervenção por parte do Homem. Trata-se de uma arriba litoral localizada nos arredores de Lisboa, constituída por granitos/sienitos, que foi alvo de análise cinemática de estabilidade com a finalidade de averiguar as possibilidades de rotura naqueles maciços e identificar os tipos de perigo associados a tais roturas. Posteriormente aplica-se a classificação geomecânica de taludes rochosos – SMR.

O segundo caso consta de uma escavação em rochas gabróicas sobranceira ao acesso a uma antiga estação ferroviária, hoje desactivada, onde se procurou realizar o mesmo tipo de análise na prossecução de objectivo idêntico e, para além da classificação SMR, aplicou-se o RHRSm2 e o SQI.

Na primeira e segunda secção apresentam-se vários enquadramentos da zona de estudo referentes aos taludes naturais da Praia da Ursa e Beja, nomeadamente: o geográfico, o geológico e o geotectónico bem como uma referência ao contexto hidrogeológico. O enquadramento sísmico é apresentado em conjunto para ambos os casos, na secção 5.3 e a metodologia adoptada na secção 5.4.

Na secção 5.5 apresentam-se e discutem-se os resultados dos trabalhos realizados tanto no terreno como em laboratório no âmbito dos casos de estudo. Uma vez que os procedimentos e a forma de apresentar os resultados são idênticas optou-se por uma apresentação e discussão conjunta dos dois casos.

5.1. Talude natural da Praia da Ursa

5.1.1. Enquadramento geográfico

Encastrada entre arribas, a praia da Ursa localiza-se em pleno Parque Natural de Sintra-Cascais, no Distrito de Lisboa, Concelho de Sintra, Freguesia de Colares, aproximadamente a cerca de 1 km a Norte do Cabo da Roca e cerca de 1,5 km a Oeste da localidade mais próxima, Ulgueira.

O Concelho é limitado a Norte pelo Concelho de Mafra, a Este por Loures, Odivelas e Amadora, a Sul por Oeiras e Cascais e a Oeste é banhado pelo Oceano Atlântico.

Trata-se de uma das praias mais belas de Portugal, porém de acesso difícil e perigoso; acesso esse que se faz ao longo das referidas arribas pelo que a estabilidade daquelas, e não só, convém estar assegurada.

A Figura 5.1, mostra o enquadramento geográfico da praia da Ursa.



Figura 5.1 – Enquadramento geográfico da Praia da Ursa (adaptado de geoPortal – LNEG, 2015)

5.1.1.1. Localização e características gerais dos trechos de taludes estudados

A Tabela 5.1 mostra a georreferenciação e algumas particularidades dos taludes da área de estudo, complementada com fotografia aérea e vista geral na Figura 5.2 (referente ao talude designado pelo símbolo 1-U, onde se consideram duas frentes de estudo – 1a-U e 1b-U); na Figura 5.3 (referente ao talude designado pelo símbolo 2-U, com duas frentes – 2a-U e 2b-U); e na Figura 5.4 (referente ao talude designado pelo símbolo 3-U).

Tabela 5.1 – Localização e algumas particularidades dos taludes estudados na Praia da Ursa

Localização	Talude 1 – U		Talude 2 – U		Talude 3 – U
	Latitude	38°47'28.19"N		38°47'26.87"N	
Longitude	9°29'30.26"W		9°29'31.16"W		9°29'30.53"W
Litologia	Granito		Granito		Sienito
Frente	1a – U	1b – U	2a – U	2b – U	–
Orientação geral	N50°E, 80°N	N25°E, 43°SW	E-W, 80°N	N15°W, 65°SW	N15°E, 80°W
Altura aproximada (m)	60		20		15



a) Fotografia aérea

b) Vista da frente 1a – U (fotografia tirada para SE)

Figura 5.2 – Talude 1-U: Fotografia aérea (adaptado de Google Earth, 2015) e vista geral

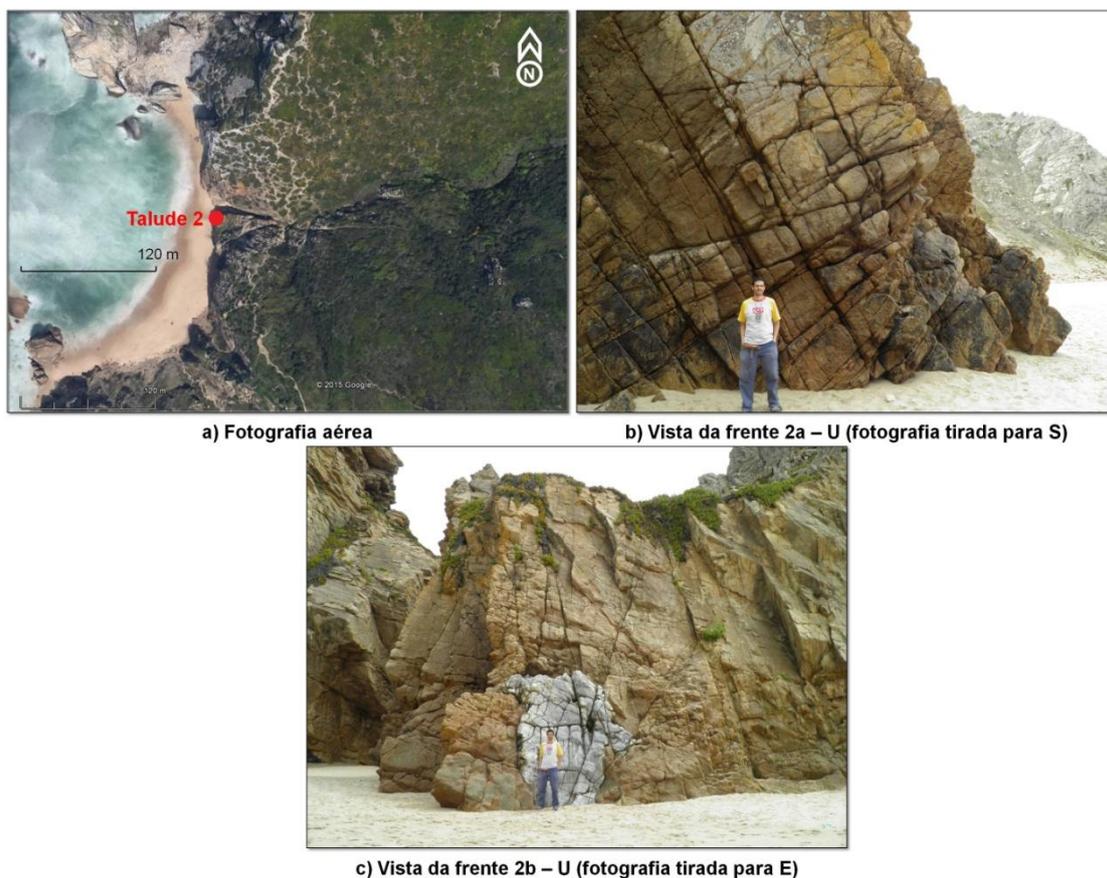


Figura 5.3 – Talude 2–U: Fotografia aérea (adaptado de Google Earth, 2015); vista da frente 2a–U e 2b–U

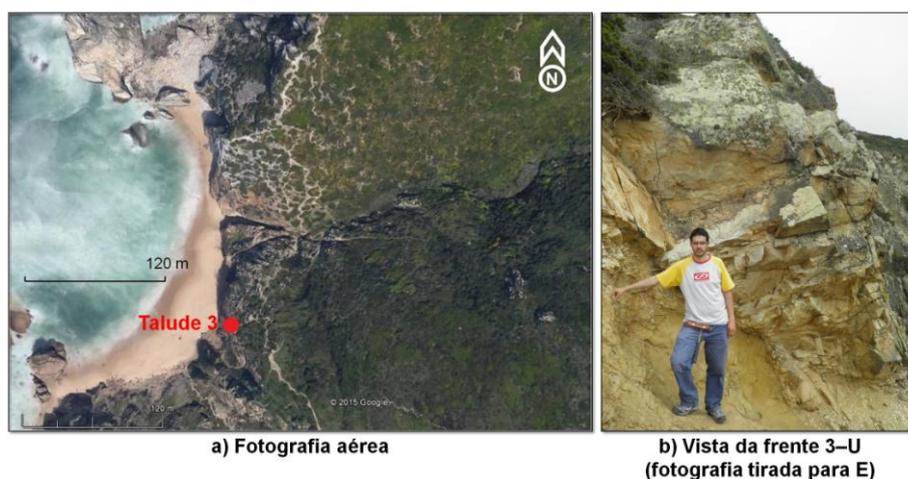


Figura 5.4 – Talude 3–U: fotografia aérea (adaptado de Google Earth, 2015) e vista da frente

5.1.2. Enquadramento geológico e geotectónico

A praia da Ursa localiza-se na península de Lisboa estando integrada na Orla Mesocenozóica Ocidental do Maciço Hespérico, ou Bacia Lusitaniana, cuja evolução teve início no Pérmico, aquando dos fenómenos de “rifting” que conduziram à abertura e formação do oceano Atlântico.

A geologia da região é fortemente influenciada pela presença do Maciço Eruptivo de Sintra que intruiu os calcários margosos e calcários do Jurássico Superior e Cretácico durante os últimos tempos do Cretácico terminal e/ou durante o princípio do Paleogénico. Teixeira (1962) considera-o mesmo como “o acidente geológico e geomorfológico de maior importância da península de Lisboa” (Figura 5.5).

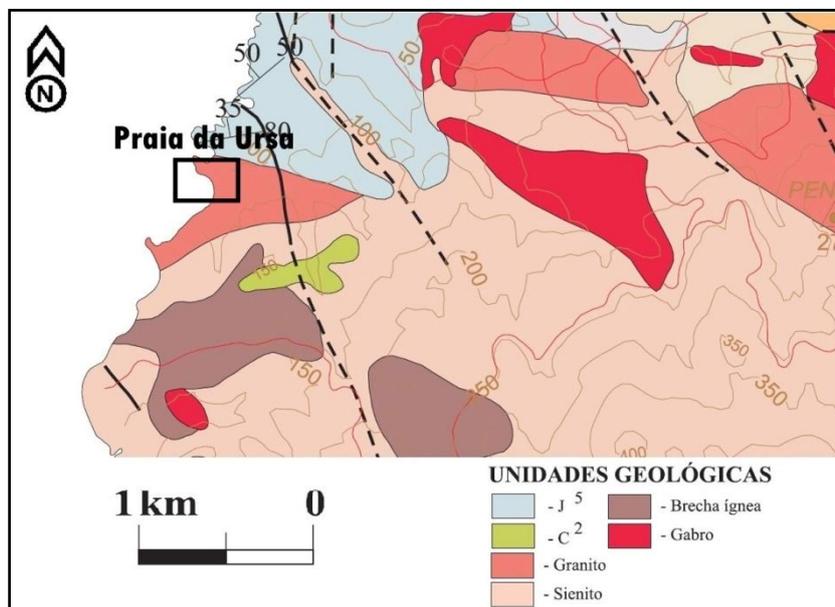


Figura 5.5 – Unidades geológicas presentes na zona de estudo (adaptado de Kullberg & Kullberg, 2000)

A estrutura da intrusão é complexa, podendo ser descrita de forma breve como um núcleo de natureza sienítica envolvido por um largo anel granítico e por um anel gabro-diorítico descontínuo que, no sector mais a sul, se dispõe entre os sienitos e os granitos e no sector mais a norte surge periféricamente em relação ao anel granítico (Ramalho *et al.*, 1993). A intrusão magmática de Sintra na sequência sedimentar mesozóica, praticamente não deformada, induziu a formação de um doma, actualmente exumado; o respectivo testemunho cartográfico apresenta geometria assimétrica, alongada segundo a direcção E-W, e exhibe acentuada vergência para norte. O maciço ígneo está localizado num acidente crustal profundo de orientação NW-SE a NNW-SSE, direito, que atravessa toda a Margem Oeste Ibérica e que controlou a instalação do maciço, a qual, segundo Mougénot (1981) e Kullberg (1983), foi acompanhada por compressão regional de direcção aproximada N-S (Kullberg & Kullberg, 2000).

Margina, assim, o doma, um sinclinal anelar resultante da deformação das rochas mesozóicas pré-existentes. Segundo Terrinha *et al.* (2003), os eventos de inversão tectónica que provocaram o levantamento e o encurtamento da Bacia Lusitânica também afectaram a região de Sintra: i) a cobertura sedimentar da intrusão foi erodida, como mostram os depósitos continentais que contêm clastos da cobertura sedimentar, na base e de rochas ígneas do

maciço, no topo; ii) o sinclinal anelar foi encurtado e o seu flanco norte invertido e reactivado como cavalgamento.

Os taludes escolhidos para a análise de estabilidade situam-se, dois deles (talude 1-U e 2-U), em materiais graníticos sendo que também se procede à análise de um terceiro talude (talude 3-U) em material sienítico considerado, naquela zona, como parte de uma intrusão filoniana.

5.1.2.1. Granitos

É o tipo petrográfico que constitui a rocha mais abundante do maciço, ocupando uma área grosseiramente elíptica, cortada a ocidente pelo mar. É neles que se localizam os taludes anteriormente mencionados como talude 1-U e 2-U. A sua composição mineralógica é, na generalidade, quartzo, ortose de cor avermelhada, oligoclase e, às vezes, andesina de cor creme, biotite, apatite e alanite (Ramalho *et al.*, 1993). Uma amostra de mão está ilustrada na Figura 5.6.



Figura 5.6 – Amostra de mão de material granítico

Na proximidade da zona de estudo é possível verificar o contacto entre granitos do maciço intrusivo de Sintra e os calcários margosos e calcários do Jurássico Superior, marcado por uma superfície de descontinuidade clara, conforme a Figura 5.7.



Figura 5.7 – Contacto litológico entre materiais granítico e calcário a Norte da Praia da Ursa

5.1.2.2. Sienitos

Como referido, é o material sienítico que ocupa o núcleo do maciço sendo, como os granitos, interrompido a ocidente pelo Oceano Atlântico. São rochas pouco homogêneas, com fácies variáveis, estabelecendo a transição para materiais de natureza granítica e diorítica.

Embora a transição do sienito para o granito se possa ver em vários locais de forma clara, outros há, onde parece haver uma transição gradual (Ramalho *et al.*, 1993). Na zona estudada, nomeadamente no local do talude 3-U, o material é claramente sienítico; no entanto, a transição não se dá de uma forma clara, mas sim gradual.

A Figura 5.8 ilustra uma amostra de mão de rocha sienítica.



Figura 5.8 – Amostra de mão de material sienítico

5.1.3. Enquadramento hidrogeológico

A maioria do concelho de Sintra, cerca de 70%, situa-se na Região Hidrográfica das Ribeiras do Oeste, estando a restante parte inserida na Região Hidrográfica do Tejo (Oliveira *et al.*, n.d.)

A região apresenta um relevo acidentado, onde têm origem vários cursos de água, em geral muito encaixados nas formações que os ladeiam, destacando-se, entre outros, as ribeiras de Cheleiros, Colares e, muito próximo da praia da Ursa, a Ribeira da Ursa que nasce a este de Azóia terminando suspensa numa arriba sobre a praia.

Do ponto de vista hidrogeológico pode-se subdividir a região em dois tipos distintos (Ramalho *et al.*, 1993):

- i. Maciço eruptivo e rochas filonianas;
- ii. Formações sedimentares.

O maciço eruptivo, abrangido nesta investigação, compreende dois tipos de sistemas hidrogeológicos: o meio poroso, resultante da alteração da rocha, que se comporta como um aquífero; e o meio fissurado, correspondente a rocha sã, que faz a drenagem da zona alterada. Por este mecanismo, surgem nascentes em vários locais da serra, quase sempre de fraco caudal, algumas delas temporárias, podendo ter maior significado quando a sua alimentação é feita a partir de zonas de maior profundidade de alteração da rocha ou de maior fraturação. Nesses casos, pode considerar-se um comportamento local de aquífero (Albuquerque *et al.*, 2003)

Nas formações sedimentares destacam-se o sistema aquífero de Pisões-Atrozela e o de Vale de Lobos. O primeiro, situado no flanco Sul e Este da serra de Sintra e, o segundo, na zona Sudeste do concelho.

O sistema aquífero de Pisões-Atrozela constitui um aquífero cársico, com uma forma alongada e estreita com uma área aproximada de 22 km². As formações aquíferas dominantes são margo-calcários xistosos, os calcários nodulares de Farta Pão e margas e calcários com corais e oncólitos.

O sistema aquífero de Vale de Lobos consta de um aquífero poroso, multicamada, livre e confinado, com uma área de cerca de 6,6 km². A formação aquífera dominante são os arenitos de Vale de Lobos.

5.2. Talude de escavação em Beja

5.2.1. Enquadramento geográfico

A segunda zona de estudo é referente a um talude de escavação de um antigo trecho da Estrada Nacional 260. O talude localiza-se no Baixo Alentejo, Distrito e Concelho de Beja, Freguesia de Quintos, no limite com o Concelho de Serpa. Distanto aproximadamente 9 km da vila de Serpa e 20 km da cidade de Beja, o local de estudo situa-se nas proximidades da margem direita do Rio Guadiana e de uma antiga ponte ferro e rodoviária que ligava as duas margens daquele.

A Figura 5.9, mostra o enquadramento geográfico do talude de escavação em Beja.



Figura 5.9 – Enquadramento geográfico da zona de estudo (adaptado de geoPortal – LNEG, 2015)

5.2.1.1. Localização e características gerais do talude

A Tabela 5.2 mostra a georreferenciação e algumas particularidades do talude da área de estudo de Beja que se chamou de 1-B. De forma a facilitar o estudo o talude foi dividido em 4 zonas com características estruturais distintas, as quais se designaram de 1.1-B a 1.4-B. A Figura 5.10 é referente à fotografia aérea da zona; a Figura 5.11 apresenta a vista de geral conjunta da zona 1.1-B e 1.2-B; a Figura 5.12 mostra a vista geral das zonas 1.3-B e 1.4-B.

Tabela 5.2 – Localização do talude de Beja e particularidades das diferentes zonas

Localização		Talude 1 – B			
		Latitude	37°58'57.16"N		
		Longitude			
		7°39'16.64"W			
Litologia		Gabro			
Zonas		1.1 – B	1.2 – B	1.3 – B	1.4 – B
Orientação		N25°E, 86°SE	N31°E, 86°SE	N40°E, 89°SE	N46°E, 89°SE
Altura aproximada (m)		6,30	6,20	5,90	5,00



Figura 5.10 – Talude 1-B: fotografia aérea (adaptado de Google Earth, 2015)



Figura 5.11 – Vista geral correspondente às zonas 1.1-B e 1.2-B – fotografia tirada para W



a) Zona 1.3 – B



b) Zona 1.4 – B

Figura 5.12 – Vista geral das restantes zonas do talude de Beja, situada a nascente das outras duas – fotografia tirada para NW

5.2.2. Enquadramento geológico e geotectónico

A zona de estudo localiza-se em plena penepalanície alentejana estando integrada na Zona de Ossa Morena (ZOM) do Maciço Hespérico. Pedro *et al.* (2005) referem que, embora não sendo unanimemente aceite, em termos gerais é possível definir para a ZOM dois ciclos tectónicos: um cadomiano, responsável pela acreção da ZOM ao Autóctone Ibérico durante o Proterozóico Superior; e outro varisco, responsável pela maioria das fases de deformação, estruturas e eventos metamórficos e magmáticos observáveis na ZOM.

Os registos magmáticos, metamórficos e sedimentares da ZOM variam em função do andar estrutural e da idade das formações, o que permite dividi-la em diferentes domínios. Um deles, o Complexo Ígneo de Beja (CIB), unidade geológica à qual pertence o talude analisado, individualiza-se junto ao bordo SW da ZOM.

O CIB é uma estrutura intrusiva alongada de aproximadamente 100 quilómetros de comprimento (Jesus *et al.*, 2003) que se instalou ao longo do bordo SW da ZOM entre o Devónico médio-superior e o Carbónico (Pedro *et al.*, 2005). Associado a episódios de actividade vulcânica, o CIB, é constituído por diferentes maciços de rochas intrusivas geneticamente relacionados com a subducção varisca entre a ZOM e a Zona Sul Portuguesa. Pode ser dividido em três unidades maiores: A Sequência Gabróica Bandada (SGB), o Complexo Cuba-Alvito e o Complexo Pórfiro de Baleizão (Jesus, 2011). A zona de estudo está inserida na SGB (Figura 5.13).

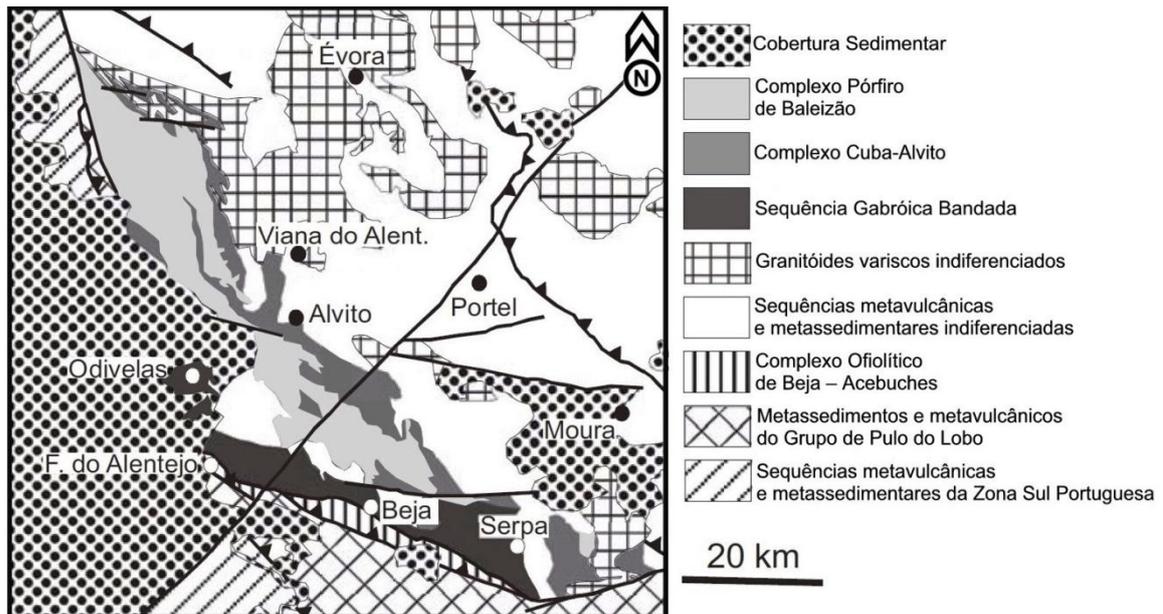


Figura 5.13 – Enquadramento geológico sistematizado da zona de estudo (adaptado de Jesus *et al.*, 2003)

Jesus (2011) refere-se à SGB como uma sequência bandada de rochas gabróicas bordejadas por dioritos heterogéneos resultantes de extensões variáveis de misturas de magmas ou assimilações crustais na margem da intrusão.

A Figura 5.14 apresenta uma amostra do material gabróico do talude em estudo.



Figura 5.14 – Tarolo de material gabróico

5.2.3. Enquadramento hidrogeológico

Embora constituída, maioritariamente, por rochas eruptivas e metassedimentares, a ZOM distingue-se pela presença de alguns maciços carbonatados importantes e de maciços de rochas básicas de extensão significativa, que assumem grande relevância hidrogeológica (Almeida *et al.*, 2000b).

Na região de estudo destaca-se o sistema aquífero por fracturação dos gabros de Beja, localizado nas Bacias Hidrográficas do Guadiana e do Sado, com uma área aproximada de 387 km², compreendendo tanto litologias do Complexo Ígneo de Beja como do Complexo Ofiolítico de Beja-Acebuches (COBA), sendo as dominantes os gabros, anortositos, serpentinitos, metavulcanitos básicos com espessuras que, geralmente, não ultrapassam os 50 metros (Figura 5.15).

Embora se trate essencialmente de um meio fissurado, aquele aquífero possui algumas características semelhantes às de um meio poroso, apresentando-se em geral como aquífero livre (Almeida *et al.*, 2000a).

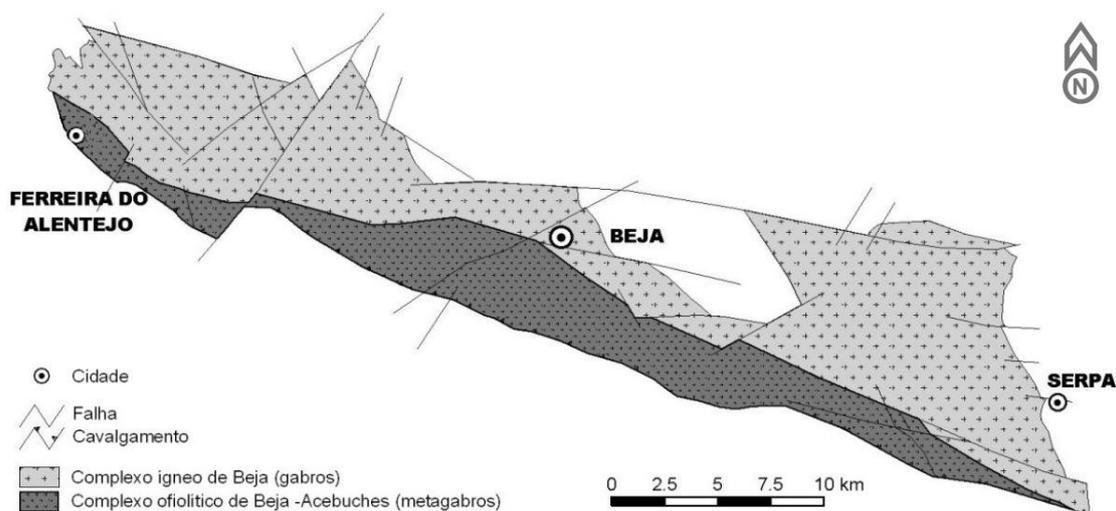


Figura 5.15 – Sistema aquífero dos gabros de Beja, simplificado (Paralta *et al.*, 2005)

Quanto ao seu funcionamento hidráulico, o Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH), faz referência a uma parte superficial constituída por uma zona alterada, com espessura média de 22 metros e uma zona subjacente, fracturada, atingindo 40 a 60 metros de espessura, fazendo-se a circulação, principalmente, na zona de alteração

No contexto da piezometria, esta mostra que a superfície freática acompanha aproximadamente a topografia e que a região do vale do rio Guadiana é uma zona preferencial de descarga. Realmente é comum a descarga contínua de água no aquífero, mesmo durante o Verão, em muitas das linhas de água e exurgências que ocorrem um pouco por todo o lado (Duque & Almeida, 1998).

5.3. Enquadramento sísmico dos casos de estudo

No contexto da tectónica de placas, Portugal está situado na placa Euroasiática, limitada a sul pela falha Açores-Gibraltar que corresponde à fronteira entre as placas Euroasiática e a Africana e, a oeste, pela Dorsal do Atlântico Norte. A sismicidade observada mostra que a actividade sísmica do território português resulta de fenómenos interplacas e de fenómenos localizados no interior da placa (intraplacas); o primeiro, caracterizado por sismos de magnitude elevada e de pequena profundidade (< 70km) e o segundo caracterizado por sismicidade baixa a moderada (LNEC, 2005). Do ponto de vista global, Borges *et al.* (2001) consideram a actividade sísmica de Portugal como moderada, caracterizada por abalos de pequena magnitude porém, ocasionalmente de média a elevada.

Caracterizado por uma actividade sísmica histórica bastante relevante, a informação disponível acerca de manifestações de instabilidade desencadeadas por abalos sísmicos nas vertentes portuguesas é contudo praticamente inexistente (Zêzere *et al.*, 2001).

Localmente, no mapa de intensidade macrossísmica de Portugal continental, a zona de estudo da praia da Ursa localiza-se na zona de intensidade de grau IX; no caso dos taludes de Beja inserem-se na zona classificada com grau VIII (Figura 5.16).

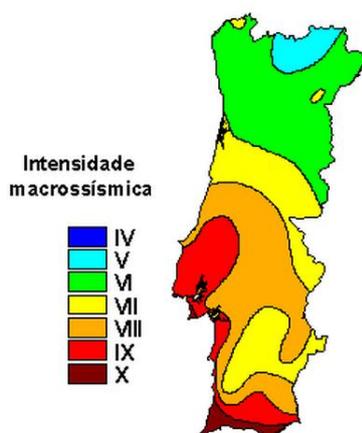


Figura 5.16 – Mapa de intensidade macrossísmica de Portugal continental (LNEC, 2005)

De acordo com a Norma Portuguesa, NP EN 1998-1 (2010), a região da Praia da Ursa situa-se na zona sísmica 1.3 e 2.3, respectivamente para a acção sísmica do tipo 1 e 2, às quais correspondem acelerações de $1,5 \text{ m/s}^2$ e $1,7 \text{ m/s}^2$. Os taludes de Beja situam-se na zona sísmica 1.4 e 2.4 estando-lhe associadas acelerações de $1,0 \text{ m/s}^2$ e $1,1 \text{ m/s}^2$, respectivamente.

Conforme referido acima, uma vez que as manifestações de instabilidade desencadeadas por eventos sísmicos em Portugal são praticamente inexistentes, a análise de estabilidade dos taludes em estudo é realizada em condições estáticas.

5.4. Metodologia adoptada

Em ambos os casos analisados realizaram-se visitas ao local para proceder ao levantamento geológico e geotécnico adequado das condicionantes à estabilidade dos taludes em referência. Cada talude e conjuntos de descontinuidades presentes, foram alvo de medições de atitudes com auxílio de bússola com clinómetro. Medições de espaçamentos, persistências e aberturas das descontinuidades foram executadas com fita métrica metálica. A rugosidade, o enchimento e o estado de meteorização das paredes das descontinuidades foram quantificados mediante inspecções visuais. Foram seguidas as recomendações propostas pela ISRM (1978 e 1981) e por Bieniawski (1989). Para os taludes da Praia da Ursa foram realizadas 36 medições na zona do talude 1-U; 32 na do talude 2-U; e 35 na do talude 3-U. Para o talude de Beja efectuaram-se 66 medições na zona 1.1-B; 22 na da 1.2-B; 14 na do trecho 1.3-B; e 25 na zona 1.4-B. Salienta-se o difícil acesso às diversas zonas estudadas por se tratarem de taludes declivosos e altos.

Devido à impossibilidade de se recorrer à observação de tarolos de sondagens, a obtenção do valor do índice RQD faz-se recorrendo ao método proposto por Priest & Hudson (1976) que relaciona o espaçamento entre as descontinuidades e o valor de RQD, conforme descrito na secção 3.3. Os espaçamentos foram obtidos através da execução de linhas de amostragem (*scanlines*) realizadas paralelamente à direcção da face livre de cada talude.

Além das avaliações mencionadas, os trabalhos de campo foram acompanhados de ensaios *in situ*, nomeadamente pela utilização do esclerómetro tipo L, segundo as recomendações da ISRM (Aydin, 2009), para avaliar a dureza ao resalto e, apartir dela, estimar-se a resistência do material. Aydin (2009) refere que nenhuma leitura deve ser descartada pelo que, para cálculos estatísticos são utilizadas todas as leituras ensaiadas.

Adicionalmente, procedeu-se à recolha de blocos para caracterização laboratorial de amostras, onde se procedeu à determinação do peso volumico aparente.

Na determinação do peso volúmico aparente do material constituinte dos taludes em estudo segue-se a EN 1936:2006, descrita previamente. Uma vez que não é possível a preparação dos provetes conforme a norma, ensaiaram-se provetes de forma irregular num total de, para a praia da Ursa, sete provetes para o talude 1-U, seis para 2-U e nove para o talude 3-U, e no talude em Beja, utilizam-se seis provetes para cada uma das zonas 1.1-B, 1.2-B, 1.3-B e 1.4-B.

Procede-se à avaliação do ângulo de atrito das descontinuidades ($\phi_{\text{básico}}$) por ensaio de *tilt*, segundo a abordagem de Stimpson (1981), no caso de Beja, onde foi possível preparar-se tarolos cilíndricos. O ângulo de atrito pode variar consoante a direcção do deslocamento relativo entre superfícies e, por isso, ensaiam-se três séries/disposições diferentes com 10 determinações para cada uma. A média de cada série foi calculada e, posteriormente,

determinado a média das médias de cada série, sendo esse valor o estimado para o $\phi_{\text{básico}}$. Para os taludes da praia da Ursa, onde é difícil recolher e transportar amostras de dimensões que permitam a preparação de tarolos para ensaio, opta-se por estimar o ângulo de atrito do maciço rochoso.

Para o cálculo do valor de GSI opta-se pela aplicação do GSI modificado, proposto por Sonmez & Ulusay (1999). A escolha prende-se, essencialmente, pelo facto do índice sugerido por estes autores recorrer ao cálculo de uma ponderação a atribuir à estrutura rochosa e às condições das superfícies de descontinuidades, respectivamente *Structure Rating* (SR) e *Surface Condition Rating* (SCR), e não apenas a uma inspecção visual daquelas condições. O cálculo deste índice serve de base para a determinação da estimativa do do ângulo de atrito do maciço rochoso, em ambos os casos de estudo.

Com os resultados até então obtidos, aplica-se o índice $RMR_{\text{básico}}$ para determinação de um índice de qualidade dos maciços rochosos que, posteriormente, é utilizado como *input* na classificação SMR.

Os elementos recolhidos servem de base para a realização de uma análise cinemática, com o *software* DipAnalyst 2.0, onde se procede à identificação dos modos de rotura inerentes em cada talude, numa primeira fase, através da abordagem qualitativa, e numa segunda, através da abordagem quantitativa. Posteriormente, procede-se a uma análise de sensibilidade de forma a investigar em que medida variam os índices de rotura (planar, por cunha e por tombamento) com o ângulo de inclinação dos taludes, o ângulo de atrito das descontinuidades ($\phi_{\text{básico}}$) e a direcção da face do talude.

Para a abordagem qualitativa, as famílias de descontinuidades tidas como representativas são identificadas visualmente na rede estereográfica e calculadas as médias das inclinações (*dip*) e respectivos azimutes (*dip direction*); para tal recorre-se ao *software* Dips e analisam-se os diagramas de isodensidades dos pólos definindo as zonas de maior concentração.

Por último, procede-se à aplicação de classificações geomecânicas de taludes rochosos – SMR, RHRSm2 e SQI – e tiram-se as respectivas conclusões.

5.5. Resultados e discussão

Na presente secção são apresentados e discutidos os resultados dos trabalhos realizados tanto no terreno como em laboratório no âmbito dos casos de estudo já apresentados.

5.5.1. Caracterização geotécnica realizada

Aqui apresentam-se os resultados dos trabalhos de caracterização realizados para os dois casos de estudo, nomeadamente a determinação do peso volúmico aparente, a determinação da dureza ao ressalto associado à determinação de uma gama de valores de resistência do

material, a determinação do índice RQD, a determinação do índice GSI modificado, a determinação do ângulo de atrito do maciço rochoso e das descontinuidades e, por último, a determinação do índice $RMR_{básico}$.

5.5.1.1. Determinação do peso volúmico aparente

Os resultados da determinação do peso volúmico aparente encontram-se na Tabela 5.3, provenientes da realização de ensaios em sete provetes para o talude 1-U, seis para 2-U e nove para o talude 3-U. Para a zona 1.1-B, 1.2-B, 1.3-B e 1.4-B foram usados seis provetes para cada uma.

Tabela 5.3 – Valores de densidade aparente e peso volúmcicos aparentes

Talude	Densidade aparente, ρ_a [Mg/m ³]	Peso volúmico aparente, γ_a [kN/m ³]
1-U	2,56	25,1
2-U	2,48	24,3
3-U	2,38	23,3
1.1 - B	2,87	28,1
1.2 - B	2,87	28,1
1.3 - B	2,73	26,7
1.4 - B	2,85	28,0

Para os taludes da praia da Ursa, nomeadamente para os taludes 1-U e 2-U os valores determinados para o peso volúmico aparente (γ_a) foram, respectivamente, de 25,1 e 24,3 kN/m³. Estes valores consideram-se aceitáveis quando comparados com os definidos por Zhang (2006) que, para a litologia granítica, apresenta o intervalo de 24,7 a 27,5 kN/m³, como uma gama de valores típicos de γ_a para aquele material. Para o talude 3-U, determinou-se um valor de γ_a de 23,3 kN/m³ que, embora um pouco mais distante da gama de valores definido pelo mesmo autor para a material sienítico (25,8 a 28,4 kN/m³), ainda se considera aceitável, uma vez que tal diferença pode ser explicada pelo grau de meteorização deste maciço, que se considera medianamente meteorizado, com trechos muito meteorizado.

No talude de escavação de Beja, uma vez que as diferentes zonas são constituídas pelo mesmo material gabróico, e apesar de se ter obtido um valor inferior de γ_a igual a 26,7 kN/m³ na zona 1.3-B quando comparada com as restantes, de 28,0 e 28,1 kN/m³, ainda se observa alguma proximidade de valores para o peso volúmico aparente. Zhang (2006) considera que para o material gabróico, o peso volúmico aparente está compreendido entre 27,9 e 30,6 kN/m³, pelo que os valores obtidos consideram-se aceitáveis. Gomes (2011) e Soares (2012), chegaram a uma média de pesos volúmcicos aparentes de cerca de 28,6 kN/m³ para o material gabroico pertencente à SGB pelo que, uma vez mais, os valores obtidos na presente dissertação são concordantes com resultados anteriores provenientes de outros autores.

5.5.1.2. Determinação da dureza ao ressalto e resistência à compressão uniaxial

A Tabela 5.4 apresenta o resumo dos resultados obtidos para a dureza ao ressalto e para a resistência à compressão uniaxial. Para os taludes 1–U, bem como para o talude 2–U foram contabilizadas quarenta e cinco leituras distribuídas por três estações. Para o talude 3–U foram realizadas trinta leituras distribuídas por duas estações. Na zona 1.1–B, do talude de escavação de Beja, realizou-se um total de quinze leituras numa estação e cinco leituras noutra. Para as zonas 1.2–B, 1.3–B e 1.4–B foram realizadas dez leituras em cada uma.

Todas as leituras bem como o tratamento dos dados e resultados integrais são apresentados no Apêndice II.

Tabela 5.4 – Resumo dos resultados de leituras do esclerómetro e cálculo da resistência do material com martelo do tipo L

Talude	Estação	θ	Martelo do tipo L - R_L				γ_a [kN/m ³]	RCU médio [MPa]
			Máximo	Mínimo	Desvio padrão	Média		
1 – U	1	0°	52	36	5,0	43	25,1	95,7 ± 37,5
	2	0°	49	30	6,6	40		
	3	45°	55	36	6,5	46		
2 – U	1	0°	54	39	4,6	47	24,3	104 ± 40,5
	2	45°	56	40	4,5	48		
	3	45°	49	40	3,1	45		
3 – U	1	0°	58	42	4,0	49	23,3	94,5 ± 37
	2	0°	66	38	7,4	47		
1.1 – B	1	0°	56	40	4,9	45	28,1	150 ± 65,6
	2	45°	59	46	5,3	51		
1.2 – B	1	-90°	50	36	5,1	44	28,1	125 ± 50
1.3 – B	1	0°	51	42	3,2	47	26,7	123 ± 46,7
1.4 – B	1	0°	52	38	4,5	45	28,0	125 ± 50

θ – Ângulo de impacto com referência à horizontal. Verticalmente para baixo corresponde a ângulos positivos e, para cima, a ângulos negativos

Da análise dos resultados verifica-se que se tratam, efectivamente, de taludes de rochas de resistência elevada. Embora o talude 3–U seja aquele que manifesta a resistência menor, 94,5 ± 37 MPa, é considerado ainda de resistência elevada.

Vallejo *et al.* (2004) e Zhang (2006) apresentam, para rocha granítica intacta, valores típicos de resistência entre 50 a 300 MPa e 14 a 338 MPa, respectivamente, pelo que a gama de valores de resistência obtidos para o talude 1–U de 95,7 ± 37,5 MPa, e para o talude 2–U de 104 ± 40,5 MPa, situam-se dentro dos intervalos definidos pelos autores citados. Relativamente ao talude 3–U (material sienítico), a gama de valores obtida de 94,5 ± 37 MPa, situa-se fora do intervalo de 179 a 427 MPa definido por Zhang (2006), situação que pode, mais uma vez ser explicada pelo maior grau de meteorização do material *in situ*, como referido na secção anterior.

Para o talude de Beja, conclui-se que os valores estimados de $150 \pm 65,6$ MPa para a zona 1.1–B, de 125 ± 50 MPa para a zona 1.1–B e 1.4–B e de $123 \pm 46,7$ MPa para a zona 1.3–B, são resultados bastante fiáveis, uma vez que Soares (2012), recorrendo a ensaios de resistência à compressão uniaxial para o material gabroico pertencente à SGB, obteve valores entre 123 MPa e 157 MPa, intervalo no qual se encaixam a gama de valores acima mencionadas para os diferentes trechos do talude de Beja.

5.5.1.3. Índice RQD

Os resultados dos índices RQD são apresentados na Tabela 5.5 o que permite caracterizar a qualidade do maciço.

Tabela 5.5 – Cálculo do índice RQD

Talude	Espaçamento médio, S [m]	Frequência das descontinuidades, λ [m^{-1}]	RQD [%]	Qualidade do maciço rochoso
1 – U	0,16	6,25	87	Bom
2 – U	0,16	6,25	87	Bom
3 – U	0,04	25	29	Fraco
1.1 – B	0,08	12,5	65	Razoável
1.2 – B	0,10	10	74	Razoável
1.3 – B	0,10	10	74	Razoável
1.4 – B	0,09	11,1	70	Razoável

A análise dessa tabela permite verificar que os maciços rochosos para os taludes da praia da Ursa são de boa qualidade na zona dos taludes 1–U e 2–U (índice RQD de 87%), e de fraca qualidade na zona do talude 3–U - índice RQD de 29%.

Relativamente aos taludes de escavação de Beja, todas as zonas apresentam uma qualidade razoável evidenciada pela variabilidade fraca nos valores de RQD que, para a zona 1.1–B foi de 65%, para a zona 1.2–B e 1.3–B de 74% e para a zona 1.4–B de 70%.

5.5.1.4. Índice GSI modificado

Os resultados do índice GSI modificado são apresentados na Tabela 5.6 e discutem-se em seguida.

Tabela 5.6 – Cálculo de GSI modificado

Talude	R _r	R _w	R _f	SCR	J _v	SR	GSI modificado
1 – U	4	3	2	9	8,5	42,3	41
2 – U	4	3	2	9	8,5	42,3	41
3 – U	2	2	2	6	26,2	22,6	27
1.1 – B	3	2	2	7	15,3	32,1	33
1.2 – B	3	2	2	7	12,5	35,6	35
1.3 – B	3	2	2	7	12,5	35,6	35
1.4 – B	3	1	2	6	13,8	33,9	32

R_r – Rugosidade das descontinuidades; R_w – Estado de alteração das descontinuidades; R_f – Preenchimento das descontinuidades; SCR – Condições das superfícies de descontinuidades (R_r + R_w + R_f); J_v – descontinuidades por m³; SR – Estrutura rochosa [-17,5 ln (J_v) + 79.8]

Os taludes da Praia da Ursa, 1–U e 2–U, apresentam índice de GSI modificado de 41 e o talude 3–U de 27. No caso do talude 1–U e 2–U, o índice de GSI de 41 pode considerar-se um valor relativamente subestimado quando comparado com as observações de campo, um vez que, do ponto de vista teórico, aquele valor indica a presença de quatro ou mais famílias de descontinuidades, o que não se verificou, conforme se refere adiante (secção 5.5.2); no caso do talude 3–U, um índice de 27 indica a presença de um maciço de fraca qualidade com a presença de blocos angulares, situação coerente com o reconhecimento de campo.

Para as diferentes zonas do talude de Beja, as diferenças no valor de GSI modificado são pequenas (valores entre 32 e 35) o que denota uma relativa homogeneidade nas condições das superfícies de descontinuidade e da estrutura rochosa. De notar que as zonas 1.2–B e 1.3–B apresentam tanto o mesmo valor de RQD (secção 5.5.1.3), como de GSI; as zonas 1.1–B e 1.4–B, onde se obtiveram valores de RQD inferiores, apresentam também valores de GSI menores. Pode-se afirmar assim que, como seria de esperar, quanto maior o valor de RQD, maior o valor de GSI modificado.

5.5.1.5. Estimativa do ângulo de atrito

A estimativa do ângulo de atrito básico das descontinuidades ($\phi_{\text{básico}}$) é realizada para o talude da praia da Ursa apenas com base no índice GSI modificado. Para os taludes de Beja recorre-se àquele índice, mas também se realizam ensaios de *tilt*. Não foi possível efectuar estes ensaios para os taludes da Praia da Ursa devido à extrema dificuldade de recolha e transporte de amostras de dimensões que permitissem a preparação dos tarolos para ensaio.

a) Com o ensaio de tilt

Os resultados obtidos incluem a Tabela 5.7. O valor médio obtido para $\phi_{\text{básico}}$ é de 31°. Da análise desta tabela infere-se que a gama de valores, aproximados à unidade, está compreendida entre 24° e 36°, reflectindo este intervalo de valores amplo uma certa

fracturação dos provetes ensaiados, que se traduziu nalguma dispersão de valores ao rodar os provetes durante os ensaios executados.

Soares (2012), para o material gabroico idêntico pertencente à SGB, obteve valores de 31° e 33°, pelo que os valores aqui obtidos estão de acordo com o esperado.

Tabela 5.7 – Resultados do ensaio de tilt para o talude de escavação de Beja

Ensaio	1ª Série		2ª Série		3ª Série	
	α (graus)	$\Phi_{\text{básico}}$ (graus)	α (graus)	$\Phi_{\text{básico}}$ (graus)	α (graus)	$\Phi_{\text{básico}}$ (graus)
1	32	35,3	24	27,2	26	29,4
2	32	35,3	24	27,2	26	28,9
3	28	31,0	27	29,9	28	31,6
4	32	35,3	30	33,7	26	29,4
5	31	34,2	32	35,8	32	35,8
6	26	29,4	29	32,6	26	29,4
7	21	23,9	26	29,4	23	26,1
8	27	29,9	25	28,3	25	28,3
9	23	26,1	25	28,3	30	33,2
10	31	34,8	24	27,2	32	35,3
Média	28,1	31,5	26,6	30,0	27,3	30,7

Valor médio	31°
--------------------	------------

b) Com base no índice GSI modificado

Através da relação do índice GSI modificado, estimado na secção 5.5.1.4, com o parâmetro m_i , foi possível proceder à estimativa do ângulo de atrito do maciço (ϕ_m) para os diferentes taludes, segundo o ábaco proposto por Hoek & Brown (1997), na Figura 3.3 da secção 3.4.1. Trata-se de uma propriedade que assume grande importância na análise de estabilidade. A Tabela 5.8 compreende os valores estimados para os taludes da praia da Ursa e de Beja.

Tabela 5.8 – Valores de ângulo de atrito, $\phi_{\text{maciço}}$

Talude	GSI modificado	m_i	$\phi_{\text{maciço}}$ (°)
1 – U	41	29	37
2 – U	41	29	37
3 – U	27	20	31
1.1 – B	33	24	34
1.2 – B	35	24	34
1.3 – B	35	24	34
1.4 – B	32	24	34

A Tabela 5.8 mostra que os taludes 1–U e 2–U apresentam uma estimativa de ângulo de atrito (ϕ_m) de 37° e o talude 3–U de 31°. Para o talude de Beja a estimativa é de 34° para todas as zonas.

A FHWA (1989) tabela valores típicos de ϕ_m para material ígneo de resistência elevada, como granitos, no intervalo de 35° a 45°, intervalo dentro do qual se situa o valor estimado de 37° para o talude 1-U e 2-U, pelo que se considera uma boa estimativa. Os resultados estimados de ϕ_m de 34° para o material gábrico nas diferentes zonas do talude de Beja, estão de acordo com o valor de 35°, tabelado por Vallejo *et al.* (2004), para este tipo de material.

Não existem valores na literatura consultada relativamente aos sienitos, mas face aos resultados concordantes para os outros dois taludes, consideram-se estes também fiáveis.

c) Comentário aos resultados

Comparando os resultados obtidos nas duas secções anteriores para o talude de escavação de Beja verifica-se que o valor de $\phi_{\text{básico}}$, obtido mediante o ensaio de tilt, é de 31°; resultado inferior em três graus ao obtido para o ϕ_m , estimado mediante o auxílio do GSI modificado.

Uma vez que a estabilidade de taludes rochosos é condicionada fortemente pela resistência ao deslizamento das descontinuidades tentou-se, recorrendo aos valores obtidos do ϕ_m , ter uma estimativa para o valor do $\phi_{\text{básico}}$ em todos os casos estudados, recorrendo a uma relação semelhante para todos os taludes da praia da Ursa, que se apresentam na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Ângulo de atrito das descontinuidades

Talude	$\phi_{\text{básico}}$ (°)
1 – U	34
2 – U	34
3 – U	28
1.1 – B	31
1.2 – B	31
1.3 – B	31
1.4 – B	31

5.5.1.6. Índice RMR

Os cálculos do valor de $\text{RMR}_{\text{básico}}$, juntamente com os pesos atribuídos a cada parâmetro, constam da Tabela 5.10 para os taludes da praia da Ursa e na Tabela 5.11 para as diferentes zonas do talude de Beja. A Tabela 5.12 faz a descrição da qualidade do maciço com base naqueles valores, indicando a respectiva classe de qualidade de acordo com Bieniawski (1989).

Relativamente à percolação de água importa referir que as condições gerais atribuídas na Tabela 5.10 para os talude 1-U e 2-U são devidas a dois factores: o primeiro resulta da existência de marés vivas que, face à localização dos taludes, são banhados pelo mar na zona basal; o segundo resulta da existência de nevoeiros persistentes naquela região. A conjugação destes factores favorece assim uma cerca infiltração da humidade nas fracturas existentes no

maciço. Quanto ao talude 3-U, a atribuição da designação de 'ligeiramente húmido' deve-se apenas à existência dos nevoeiros persistentes.

Tabela 5.10 – Cálculo do índice de RMR_{básico} para os taludes da praia da Ursa.

Parâmetros		Valores			
		1 – U	2 – U	3 – U	
1	RCU (MPa)	95,7	104	94,5	
	Peso	7	12	7	
2	RQD (%)	87	87	28,5	
	Peso	17	17	8	
3	Espaçamento das descontinuidades	160 mm	160 mm	40 mm	
	Peso	8	8	5	
4	Condição das descontinuidades	Persistência	> 20 m	> 20 m	> 20 m
		Peso	0	0	0
		Abertura	1 – 5 mm	> 5 mm	1 a > 5mm
		Peso	1	0	0,5
		Rugosidade	Rugosa a ligeiramente rugosa		Ligeiramente a macia
		Peso	4	4	2
		Enchimento	Enchimento mole < 5 mm		
		Peso	2	2	2
		Alteração	Moderada		Moderada a muito
		Peso	3	3	2
Peso		10	9	6,5	
5	Percolação de água	Condições gerais	Húmido	Húmido	Ligeiramente húmido
		Peso	7	7	10
RMR		49	53	36,5	

Tabela 5.11 – Cálculo do índice de RMR_{básico} para as diferentes zonas do talude de Beja.

Parâmetros		Valores				
		1.1 – B	1.2 – B	1.3 – B	1.4 – B	
1	RCU (MPa)	150	125	123	125	
	Peso	12	12	12	12	
2	RQD (%)	64,5	73,6	73,6	69,5	
	Peso	13	13	13	13	
3	Espaçamento das descontinuidades	80 mm	100 mm	100 mm	90 mm	
	Peso	8	8	8	8	
4	Condição das descontinuidades	Persistência	1 – 10 m	1 – 3 m	1 – 3 m	1 – 3 m
		Peso	3	4	4	4
		Abertura	1 – 5 mm	1 – 5 mm	1 – 5 mm	1 – 5 mm
		Peso	1	1	1	1
		Rugosidade	Ligeiramente rugosa a macia			
		Peso	2	2	2	2
		Enchimento	Duro	Duro	Mole	Mole
		Peso	2	2	2	2
		Alteração	Moderada a muito			Muito alterada
		Peso	2	2	2	1
Peso		10	11	11	10	
5	Percolação de água	Condições gerais	Completamente seco			
		Peso	15	15	15	15
RMR		58	59	59	58	

Tabela 5.12 – Descrição da qualidade do maciço e intervalos de ϕ_m com base no valor de $RMR_{básico}$

Talude	$RMR_{básico}$	Classe	Descrição	ϕ_m (°)
1 – U	49	III	Rocha razoável	25 – 35
2 – U	53	III	Rocha razoável	25 – 35
3 – U	36,5	IV	Rocha fraca	15 – 25
1.1 – B	58	III	Rocha razoável	25 – 35
1.2 – B	59	III	Rocha razoável	25 – 35
1.3 – B	59	III	Rocha razoável	25 – 35
1.4 – B	58	III	Rocha razoável	25 – 35

Conforme a Tabela 5.12, os taludes 1–U e 2–U são maciços de qualidade razoável pertencentes à classe III de Bieniawski (1989). Esta classificação indica para esta classe um intervalo de valores para o ângulo de atrito do maciço rochoso (ϕ_m) que, no caso daqueles taludes, se situa no intervalo [25° – 35°]. Em 5.5.1.5 estimou-se, recorrendo ao índice GSI modificado, um valor de ϕ_m igual a 37°, mas adoptou-se um valor de 34° – Tabela 5.9. Apesar do primeiro valor estar fora daquele intervalo, o adoptado já pertence a ele, pelo que se considera como um valor aceitável. Para o talude 3–U o intervalo de valores de ϕ_m para a classe IV é [15° – 25°], pelo que o valor anteriormente estimado de 31° é ligeiramente sobrestimado quando comparado com este intervalo, mas adoptou-se um valor de 28° – Tabela 5.9 que já se encontra próximo do limite superior e se considera também adequado.

Relativamente às diferentes zonas do talude de Beja, todas elas pertencem à classe III estando ϕ_m no intervalo [25° – 35°]. Recorrendo ao índice GSI modificado, estimou-se para o mesmo parâmetro um valor de 34°, concordante com aquele intervalo, bem como o valor final adoptado de 31° – Tabela 5.9.

5.5.2. Análise cinemática

Nesta secção apresentam-se e discutem-se os resultados relativos à análise cinemática, onde se incluem a identificação dos modos de rotura inerentes em cada talude. Apresenta-se, ainda, uma análise de sensibilidade ao ângulo de inclinação dos taludes, ao ângulo de atrito ($\phi_{básico}$) e à direcção da face do talude.

5.5.2.1. Abordagem qualitativa e quantitativa

Para a abordagem qualitativa, as famílias de discontinuidades tidas como representativas são identificadas visualmente na rede estereográfica e calculadas as médias das inclinações (*dip*) e respectivos azimutes (*dip direction*).

Os resultados dos taludes da praia da Ursa são apresentados em seguida. Os do talude 1–U são apresentados na Tabela 5.13 e Figura 5.17 (referente à frente designada por 1a–U e 1b–U); os do talude 2–U são apresentados na Tabela 5.14 e Figura 5.18 (referente à frente designada por 2a–U e 2b–U); os referentes ao talude 3–U são mostrados na Tabela 5.15 e

Figura 5.19. Os diagramas de isodensidades, obtido mediante a utilização do *software Dips*, que conduzem à escolha das famílias de descontinuidades apresentadas podem ser consultados no Apêndice III.

De notar que, nos casos em que se consideram duas frentes distintas, as famílias de descontinuidades consideradas são as mesmas uma vez que a estrutura geológica é a mesma; muda sim a orientação da frente em apreço.

Tabela 5.13 – Orientação média das famílias de descontinuidades do talude 1a-U e 1b-U

Talude	Inclinação (°)	Azimute (°)
1a – U	80	320
1b – U	43	245

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	85	65
F2	59	255
F3	28	74

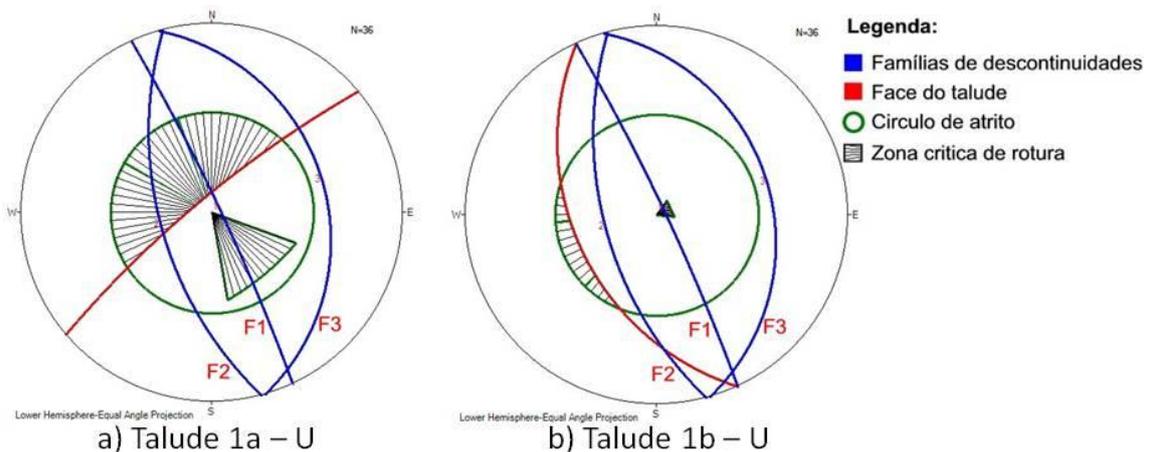


Figura 5.17 – Representação estereográfica do talude 1a-U, 1b-U e famílias de descontinuidades

Tabela 5.14 – Orientação média das famílias de descontinuidades do talude 2a-U e 2b-U

Talude	Inclinação (°)	Azimute (°)
2a – U	80	0
2b – U	65	255

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	33	81
F2	66	249
F3	80	191

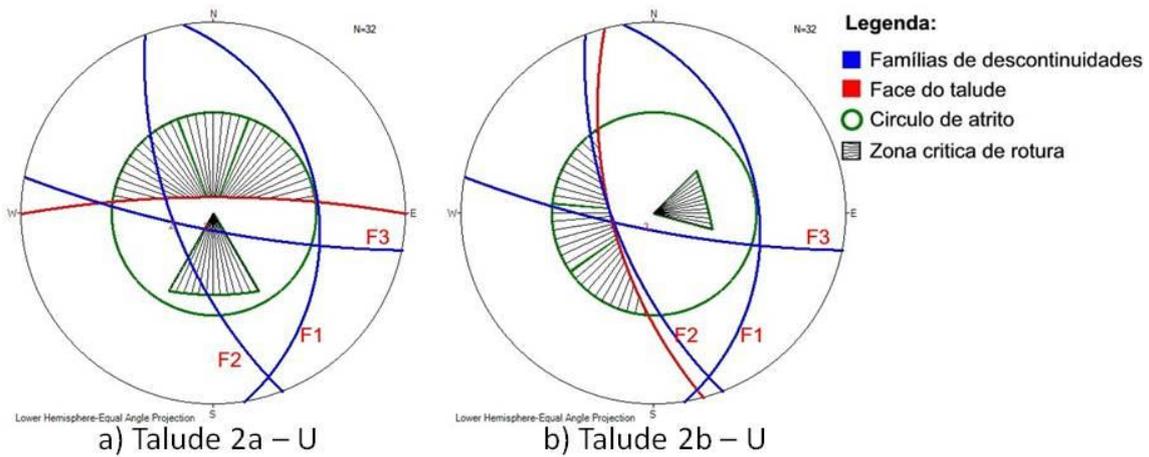


Figura 5.18 – Representação estereográfica do talude 2a–U (à esquerda), 2b–U (à direita) e famílias de descontinuidades

Tabela 5.15 – Orientação média das famílias de descontinuidades do talude 3–U

Talude	Inclinação (°)	Azimute (°)
3 – U	80	285

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	49	108
F2	84	17
F3	69	244
F4	47	3

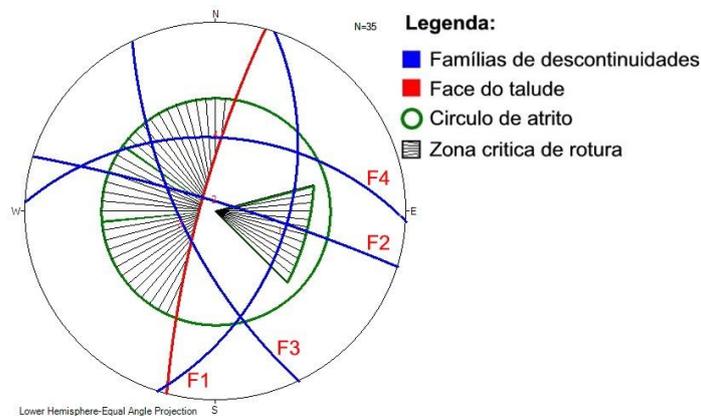


Figura 5.19 – Representação estereográfica do talude 3–U e famílias de descontinuidades

Para os taludes naturais da Praia da Ursa identificam-se três famílias de descontinuidades no talude 1–U e 2–U, e duas no talude 3–U.

Baseado nos valores médios de inclinação e respectivo azimute identificam-se os modos de rotura inerentes para cada talude:

- i. O talude 1a–U não mostra sinais de potenciais roturas; o talude 1b–U evidencia sinal para rotura por tombamento evidenciado pela família de descontinuidade F1 que exhibe a sua linha de maior inclinação dentro da zona crítica triangular referente ao tombamento;
- ii. O talude 2a–U mostra potencial para rotura por tombamento, evidenciado pela família de descontinuidades F3; a frente 2b–U não mostra sinais de potenciais roturas;
- iii. O talude 3–U mostra potencial para rotura por cunha, derivado das intersecções entre as famílias de descontinuidade F2–F3 e F3–F4 que se manifestam dentro da zona crítica de rotura, bem como potencial rotura por tombamento evidenciado pela família F1.

Os resultados desta análise são mostrados na Tabela 5.16, referente à abordagem de rotura do tipo qualitativa.

Tabela 5.16 – Resultados da análise cinemática utilizando o software DipAnalyst 2.0 para os taludes da praia da Ursa

Talude	Abordagem de rotura					
	Qualitativa – Tipo			Quantitativa – Índices		
	Planar	Cunha	Tombamento	IRP	IRC	ICT
1a – U	Não	Não	Não	0	0,11	0
1b – U	Não	Não	Sim	0	0	0,25
2a – U	Não	Não	Sim	0	0,01	0,28
2b – U	Não	Não	Não	0,12	0,14	0
3 – U	Não	Sim	Sim	0	0,13	0,23

Para além daquela abordagem, os índices de rotura foram quantificados através das expressões [4.2], [4.3] e [4.4], respectivamente, para o índice de rotura planar (IRP), por tombamento (IRT) e por cunha (IRC) e podem ser consultados na Tabela 5.16, referentes à abordagem de rotura quantitativa.

A escolha de um valor de índice de rotura aceitável, acima do qual a probabilidade de rotura é demasiado elevada para ser aceitável, leva a resultados diferentes. Nesta dissertação, conforme Admassu (2010), considera-se que para aqueles índices de rotura, valores inferiores a 0,1, são tidos como aceitáveis, isto é, probabilidades de ocorrências inferiores a 10% não são suficientemente elevadas para possibilitarem a rotura, indicando um talude cinematicamente estável.

Assim, considera-se que:

- i. O talude 1a–U apresenta uma possibilidade de ocorrência de rotura por cunha de 11%, enquanto que para os outros tipos de rotura a possibilidade de ocorrência é de 0%; a frente 1b–U evidencia potencial para rotura por tombamento com probabilidade de 25%;

- ii. O talude 2a–U exibe potencial de rotura por tombamento com possibilidade de ocorrência de 28%, não se admitindo a existência de rotura planar (0%) nem por cunha (1%); por outro lado, a frente 2b–U apresenta potencial de rotura planar e por cunha, respectivamente, com 12% e 14% de probabilidade;
- iii. O talude 3–U manifesta sinais de possibilidade de ocorrência de rotura por cunha (13%) e por tombamento (20%).

Os resultados da identificação das famílias de descontinuidades tidas como representativas para as diferentes zonas do talude de Beja são apresentados em seguida. Os da zona 1.1–B são exibidos na Tabela 5.17 e Figura 5.20; os da zona 1.2–B na Tabela 5.18 e Figura 5.21; os da zona 1.3–B na Tabela 5.19 e Figura 5.22; por último, são apresentados na Tabela 5.20 e Figura 5.23 os resultados da zona 1.4–B.

Tabela 5.17 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.1–B

Zona	Inclinação (°)	Azimute (°)
1.1 – B	86	115

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	70	100
F2	65	279
F3	15	209

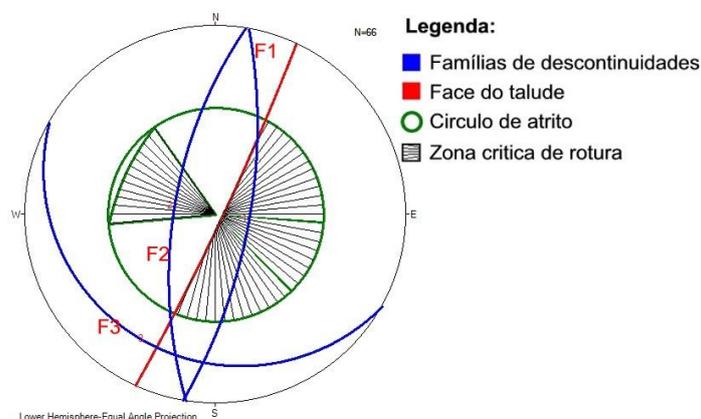


Figura 5.20 – Representação estereográfica da zona 1.1–B e famílias de descontinuidades

Tabela 5.18 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.2–B

Zona	Inclinação (°)	Azimute (°)
1.2 – B	86	121

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	74	224
F2	69	277
F3	12	172
F4	86	197

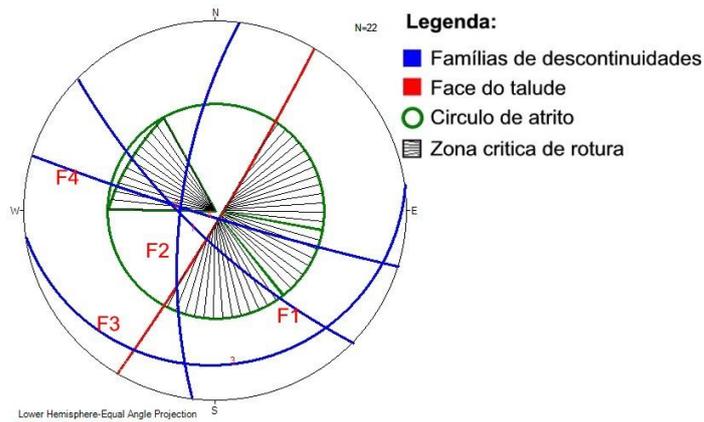


Figura 5.21 – Representação estereográfica da zona 1.2-B e famílias de descontinuidades

Tabela 5.19 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.3-B

Zona	Inclinação (°)	Azimute (°)
1.3 – B	89	130

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	65	96
F2	68	258
F3	22	148
F4	87	33

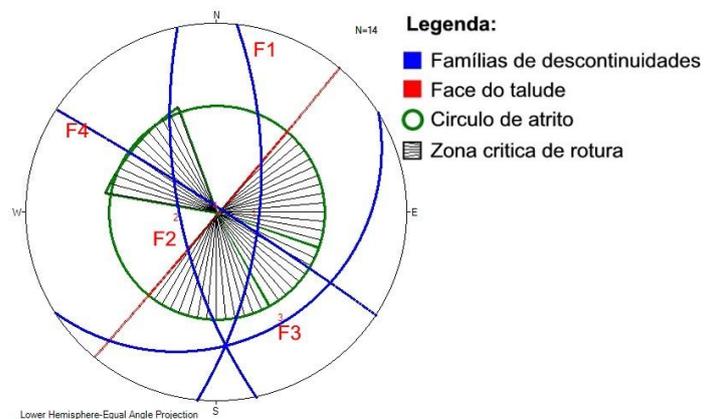


Figura 5.22 – Representação estereográfica da zona 1.3-B e famílias de descontinuidades

Tabela 5.20 – Orientação média das famílias de descontinuidades da zona 1.4-B

Zona	Inclinação (°)	Azimute (°)
1.4 – B	89	136

Família	Inclinação (°)	Azimute (°)
F1	35	168
F2	77	105
F3	77	34
F4	5	330

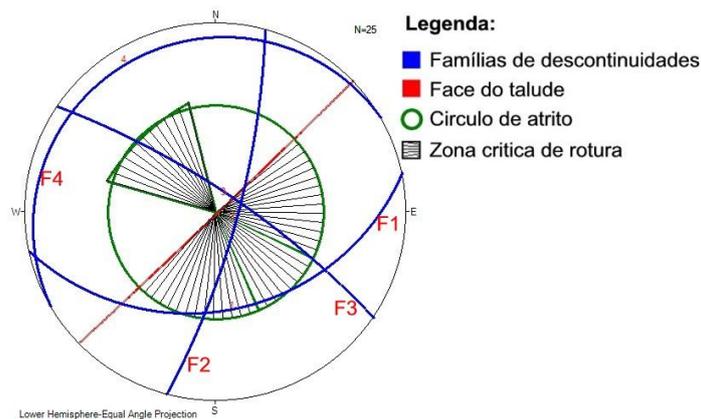


Figura 5.23 – Representação estereográfica da zona 1.4-B e famílias de descontinuidades

Para o talude de Beja, identificam-se três famílias na zona 1.1-B e quatro na zona 1.2-B; é visível que as identificadas como F2 e F3 surgem nas duas zonas, embora com um pequeno desvio angular na atitude considerada. Na zona 1.3-B e 1.4-B, identificam-se quatro famílias em cada.

Com base nos valores tidos como representativos, pela abordagem qualitativa da análise cinemática para os taludes de Beja, observam-se os modos de rotura inerentes para cada zona:

- i. A zona 1.1-B apresenta potencial de rotura planar possibilitado pela família de descontinuidade F1 e potencial para rotura por tombamento evidenciado pela família F2. Não apresenta potencial para rotura por cunha;
- ii. Na zona 1.2-B apenas se verifica potencial para rotura por tombamento provocado pela família de descontinuidade F2;
- iii. Na zona 1.3-B não se verifica potencial para rotura planar nem por tombamento. Existe, no entanto, possibilidade de rotura por cunha derivada das intersecções entre as famílias de descontinuidade F1-F4 que se manifestam dentro da zona crítica de rotura;
- iv. Na zona 1.4-B não existe potencial nem para rotura planar nem por tombamento, verificando-se a possibilidade de rotura por cunha através das intersecções entre as famílias de descontinuidades F1-F2 e F2-F3.

Os resultados desta análise são mostrados na Tabela 5.21, referente à abordagem qualitativa.

A quantificação dos índices de rotura planar (IRP), por tombamento (IRT) e por cunha (IRC), podem ser consultados, igualmente, na Tabela 5.21, referentes à abordagem quantitativa tendo-se, conforme referido, que valores inferiores a 0,1 (10%) são considerados como aceitáveis.

Tabela 5.21 – Resultados da análise cinemática utilizando o software DipAnalyst 2.0 para os taludes de Beja

Zona	Abordagem de rotura					
	Qualitativa – Tipo			Quantitativa – Índices		
	Planar	Cunha	Tombamento	IRP	IRC	ICT
1.1 – B	Sim	Não	Sim	0,35	0,4	0,12
1.2 – B	Não	Não	Sim	0	0,11	0,18
1.3 – B	Não	Sim	Não	0,07	0,19	0,07
1.4 – B	Não	Sim	Não	0	0,24	0,08

A quantificação dos índices de rotura planar (IRP), por tombamento (IRT) e por cunha (IRC), podem ser consultados na Tabela 5.21, referentes à abordagem quantitativa tendo-se, conforme referido, que valores inferiores a 0,1 (10%) são considerados como aceitáveis.

Assim, pela abordagem quantitativa, considera-se que:

- i. Na zona 1.1–B existe potencial instabilidade para os mecanismos de rotura planar (35%), por cunha (40%) e por tombamento (12%), verificando-se que os dois primeiros apresentam probabilidades de ocorrência elevadas;
- ii. Na zona 1.2–B existe potencial para rotura por tombamento (18%) e uma possibilidade, próxima do limite aceitável, de 11%, para a rotura por cunha. Não se admite existir possibilidade de rotura planar;
- iii. Na zona 1.3–B a possibilidade de rotura planar e por tombamento, ambos de 7%, encontrando-se dentro do limite aceitável. No entanto, existe a possibilidade de rotura por cunha (19%);
- iv. Na zona 1.4–B verifica-se a probabilidade de ocorrência de rotura por cunha de 24%, enquanto que para a rotura por tombamento a probabilidade de 8% está dentro do limite considerado aceitável. Não se admite existir possibilidade de rotura planar.

5.5.2.2. *Análise de sensibilidade*

Quando se procede a uma análise cinemática, principalmente em taludes rochosos, a orientação adoptada para o talude acaba por ser uma orientação geral aproximada sendo às vezes realizada de forma grosseira, isto é, a direcção e inclinação da face livre do talude toma localmente direcções e inclinações diversas que, quando aproximadas, conduzem a incertezas nos resultados. No entanto, estas incertezas podem ser contornadas através de abordagem quantitativa, efectuada através de uma análise de sensibilidade à direcção e inclinação da face do talude, obtendo-se uma variação dos índices de rotura. Tal análise poderá determinar um ângulo de inclinação estável em que os índices de rotura sejam próximos de zero ($\leq 0,1$). Para além da sensibilidade à direcção e inclinação do talude, a análise de sensibilidade pode ser realizada para o ângulo de atrito ($\phi_{\text{básico}}$).

Assim, para os dois casos de estudo realiza-se uma análise de sensibilidade àqueles três parâmetros (ângulo de inclinação do talude, direcção do talude e ângulo de atrito – $\phi_{\text{básico}}$), cujas conclusões se apresentam em seguida.

a) Ângulo de inclinação dos taludes

Mediante a análise de sensibilidade ao ângulo de inclinação para os taludes da Praia da Ursa observa-se que:

- i. Para valores de inclinação menores que 35° , o talude 1a–U apresenta índices de rotura igual a zero, isto é, cinematicamente não é possível a rotura planar, por cunha ou por tombamento. Para valores superiores a 35° , a rotura planar e por tombamento continuam a não ser possíveis enquanto que a rotura por cunha, apesar de poder ocorrer, apresenta índices baixos – Figura 5.24; para a frente 1b–U a inclinação adoptada para o talude (43°) é das que combina os menores índices de rotura, sendo que o ideal seria uma inclinação por volta de 30° – Figura 5.25;
- ii. O talude 2a–U apresenta índices de rotura planar e por cunha de zero até uma inclinação de 80° , enquanto que a melhor situação para o tombamento ronda um ângulo de inclinação de 35° pelo que, cinematicamente, 35° é o melhor ângulo possível – Figura 5.26; a frente 2b–U para uma inclinação menor ou igual a 50° , tem também os índices de rotura nulos – Figura 5.27;
- iii. Para ângulos de inclinação até cerca de 50° , o talude 3–U exhibe índices de rotura de zero ou bastante próximo, pelo que aquelas inclinações são as melhores. À medida que se aumenta a inclinação para além dos 50° , os índices de rotura por cunha e por tombamento vão aumentando gradualmente. Por outro lado, apenas para valores superiores a 80° se verifica um aumento, ainda que bastante próximo de zero, para o índice de rotura planar – Figura 5.28.

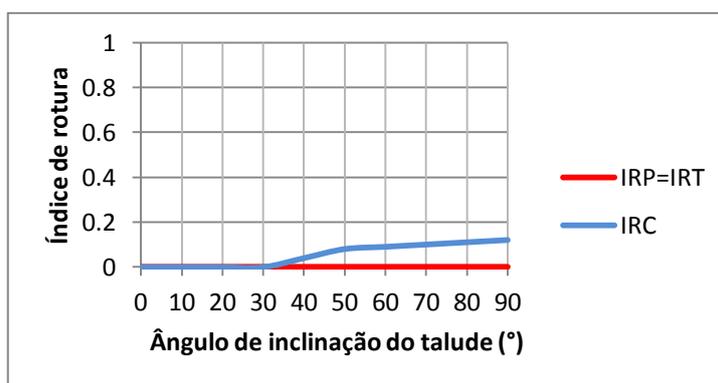


Figura 5.24 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 1a–U

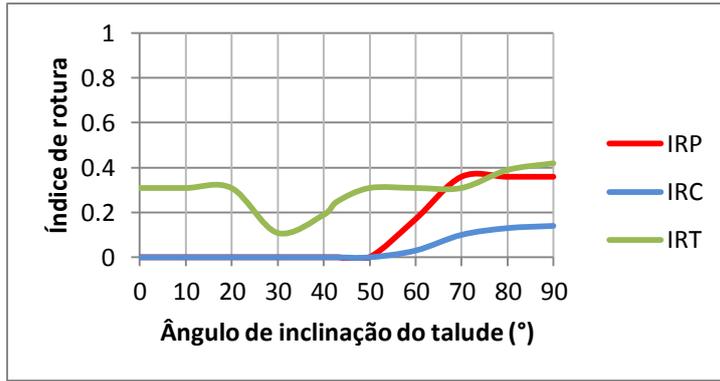


Figura 5.25 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 1b-U

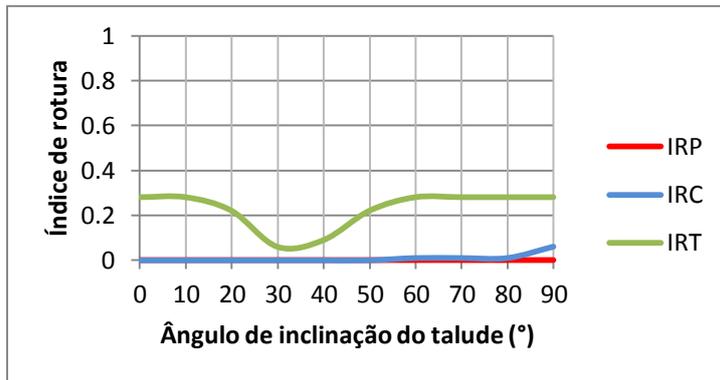


Figura 5.26 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 2a-U

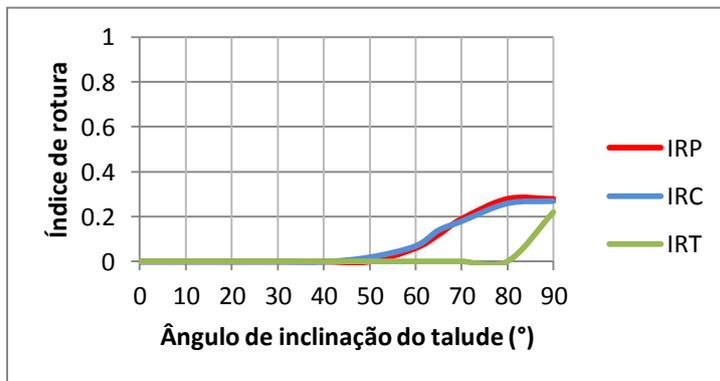


Figura 5.27 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 2b-U

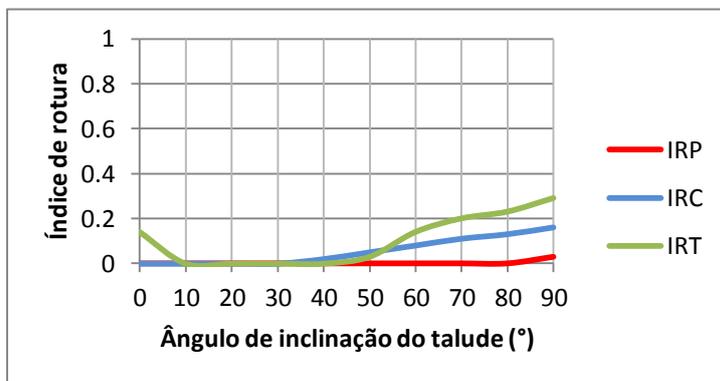


Figura 5.28 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação do talude 3-U

Relativamente ao talude de Beja, e ainda no âmbito do ângulo de inclinação da face das diferentes zonas observa-se que:

- i. Para a zona 1.1–B, ângulos de inclinação entre 15° e 45° são os que apresentam índices de rotura igual a zero, aumentado os índices para inclinações superiores a 45° – Figura 5.29; conclusões idênticas se podem tirar para a zona 1.2–B, apesar de aqui os índices serem inferiores aos da primeira zona – Figura 5.30;
- ii. Na zona 1.3–B observa-se um menor intervalo de valores para ângulos de inclinação do talude (10° a 30°) correspondentes a índices de rotura próximos de zero – Figura 5.31;
- iii. Por outro lado, a zona 1.4–B é aquela que apresenta uma menor gama de valores de ângulo de inclinação do talude (30° a 35°) para os quais os índices de rotura são iguais a zero – Figura 5.32.

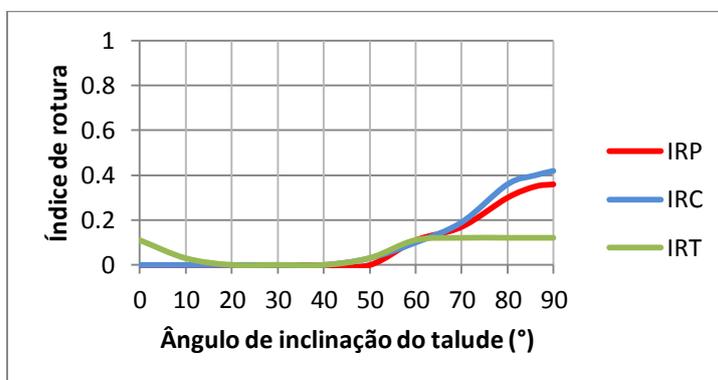


Figura 5.29 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.1–B

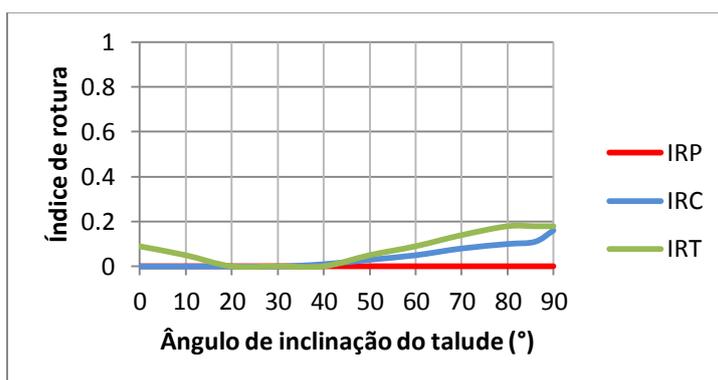


Figura 5.30 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.2–B

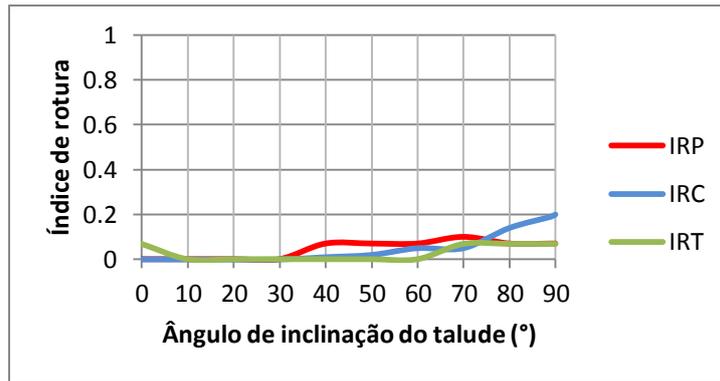


Figura 5.31 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.3–B

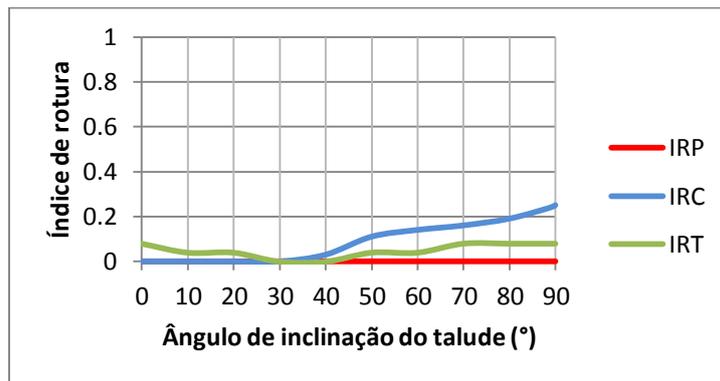


Figura 5.32 – Relação entre os índices de rotura e a inclinação da zona 1.4–B

b) Ângulo de atrito básico

Da análise de sensibilidade aos ângulos de atrito ($\phi_{\text{básico}}$) pode-se afirmar que, independente do talude estudado, quanto maior o ângulo de atrito menor os índices de rotura, o que seria de esperar uma vez que este parâmetro funciona como um elemento importante para assegurar a estabilidade de taludes rochosos. Os resultados desta análise podem ser consultados no Apêndice IV.

c) Direcção dos taludes

Relativamente às direcções do talude da Praia da Ursa observa-se que:

- i. Para o talude 1a–U, o IRC é o menos afectado por eventuais mudanças azimutais na direcção do talude, por outro lado, o IRP e IRT podem apresentar valores até cerca de 0,4. Observa-se ainda que a direcção tomada pelo talude (320°) é das mais favoráveis, na medida em combina valores menores para os índices de rotura – Figura 5.33; Para a frente 1b–U, observa-se que o IRP é sempre próximo de zero, assim como o IRC, independentemente da direcção considerada. Relativamente ao IRT, observa-se que a direcção adoptada para o talude (245°) é aquela que comporta a maior possibilidade de ocorrência deste tipo de mecanismo – Figura 5.34;

- ii. Para o talude 2a-U com azimute adoptado de 0°, o IRT tem um dos valores mais elevados de entre os possíveis, pelo contrário, o IRT e o IRP tomam os valores mais baixos – Figura 5.35; Na frente 2b-U com azimute tomado de 255°, tanto o IRP como o IRC têm os valores mais elevados, enquanto que o IRT tem o mais baixo – Figura 5.36;
- iii. No talude 3-U a direcção azimutal do talude de 285° é das mais favoráveis, na medida em que o IRP toma o valor de zero e IRC o menor valor entre os possíveis; por outro lado o IRT é o mais elevado – Figura 5.37.

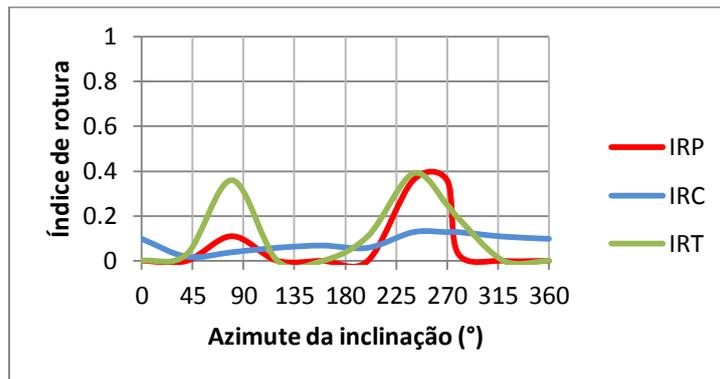


Figura 5.33 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação talude 1a-U

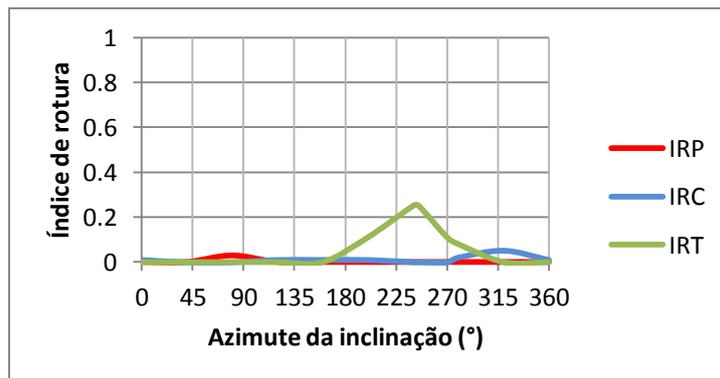


Figura 5.34 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 1b-U

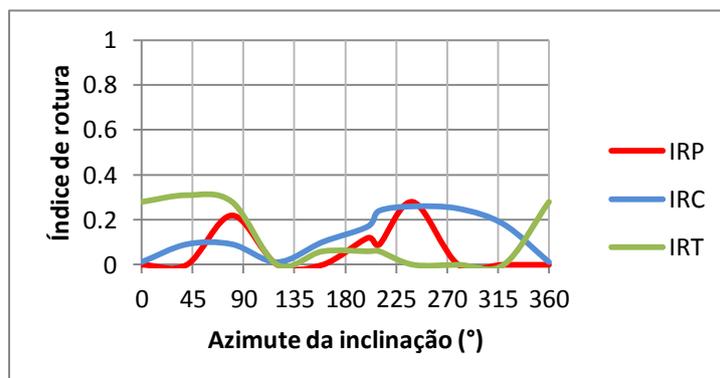


Figura 5.35 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 2a-U

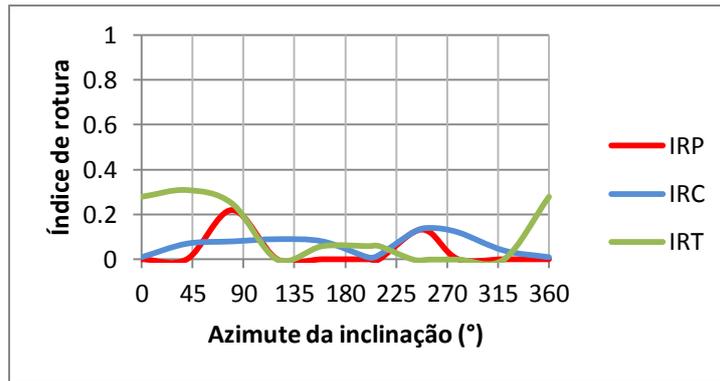


Figura 5.36 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 2b–U

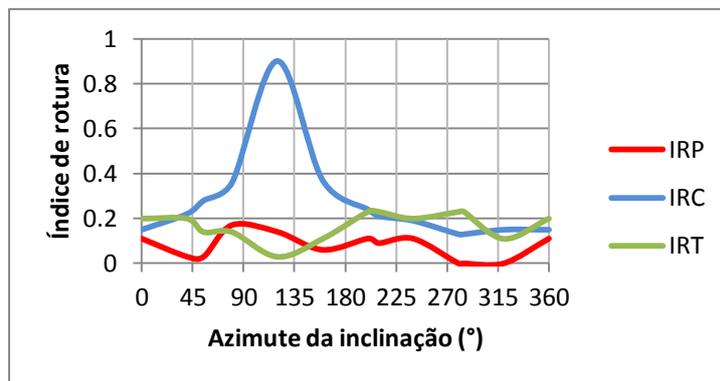


Figura 5.37 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação do talude 3–U

Para o talude de Beja, analisando as direcções azimutais das diferentes zonas observa-se que:

- i. Com azimute adoptado de 115° para a zona 1.1–B, verifica-se que o IRP (0,35) e o IRC (0,4) tomam os valores mais elevados dos possíveis de tomarem, isto é, aquela direcção é uma das mais desfavoráveis para a ocorrência de rotura planar e por cunha; o IRT nem toma o valor mais desfavorável nem o mais favorável. Para esta zona a direcção azimutal que combina os menores índices de rotura ronda os 230° (IRP=0,02; IRC=0,13; IRT=0,3), bastante longe daquela que se verifica no campo – Figura 5.38;
- ii. Na zona 1.2–B com direcção azimutal adoptada igual a 121°, o IRT tem um dos valores mais elevados de entre os possíveis (0,18); pelo contrário, tanto o IRP como o IRC tomam os valores mais baixos, 0 e 0,12, respectivamente; por outro lado, o IRT toma o valor mais desfavorável (0,18) – Figura 5.39;
- iii. Com azimute tomado de 130° para a zona 1.3–B, observa-se que esta direcção azimutal é tal que implica um dos valores mais baixos para o IRP (0,07), pelo que para este índice é das melhores direcções tomadas; para o IRT, uma diminuição na direcção de cerca de 10° conduzirá a um índice nulo, sem produzir mudanças no IRC – Figura 5.40;
- iv. Para a zona 1.4–B, são tiradas conclusões idênticas às do ponto anterior – Figura 5.41.

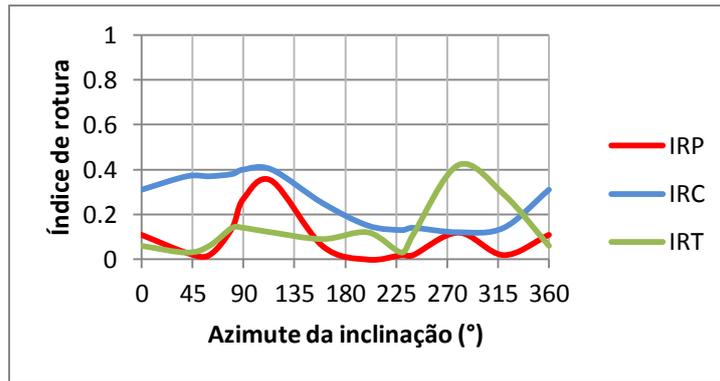


Figura 5.38 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação da zona 1.1-B

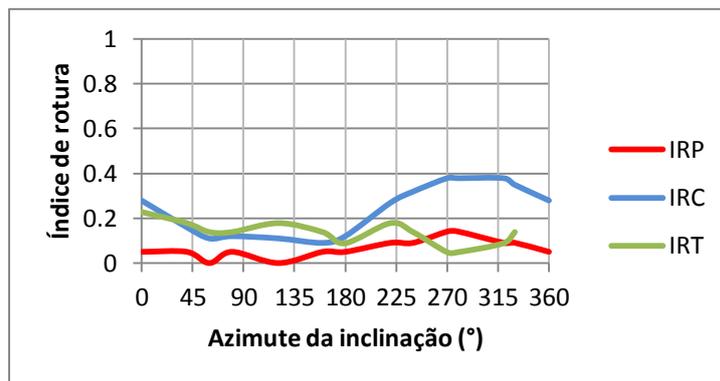


Figura 5.39 – Relação entre os índices de rotura e a direcção azimutal da zona 1.2-B

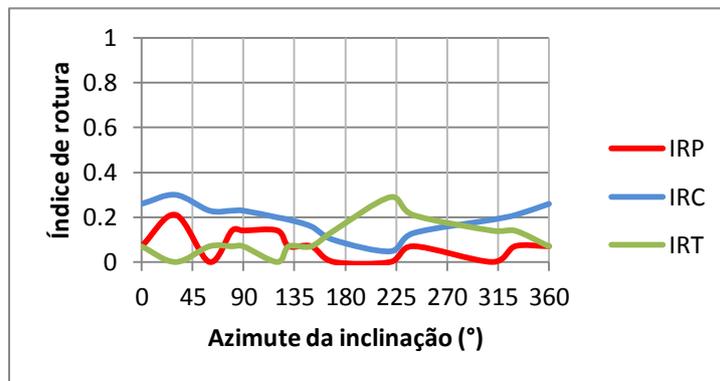


Figura 5.40 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação da zona 1.3-B

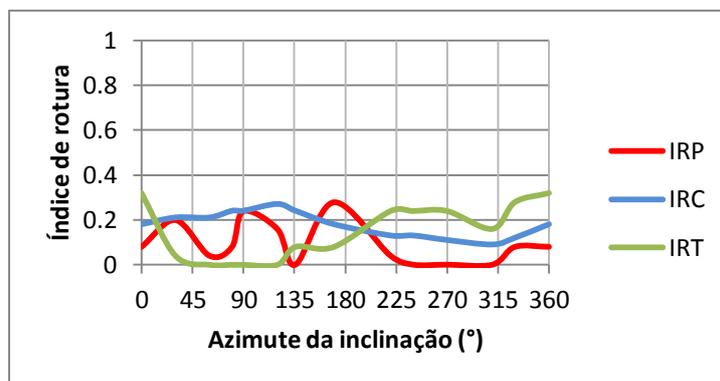


Figura 5.41 – Relação entre os índices de rotura e o azimute da inclinação da zona 1.4-B

5.5.3. Classificações empíricas para taludes rochosos

Com base nos dados até aqui obtidos, é possível a aplicação de classificações geomecânicas de taludes rochosos, com vista à análise qualitativa da estabilidade dos mesmos.

Aqui é apresentado uma síntese da aplicação das classificações empíricas usadas – a classificação SMR de Romana *et al.* (2003) e o sistema SQI de Pinheiro *et al.* (2015) auxiliado pela classificação RHRSm2 dos mesmos autores.

5.5.3.1. Classificação SMR

Com o valor de $RMR_{\text{básico}}$ – Tabela 5.12; secção 5.5.1.6 – procede-se à determinação do índice SMR através de dois métodos: o proposto por Romana *et al.* (2003) e o procedimento gráfico de Tomás *et al.* (2012) – secção 4.2.2. Os valores atribuídos a cada parâmetro por cada método podem ser consultados no Apêndice V; no Apêndice VI apresentam-se os ábacos de obtenção de η ; o valor de SMR final correspondente às famílias de descontinuidades mais desfavoráveis, bem como a respectiva classe e condições de estabilidade para cada talude, são apresentados na Tabela 5.22. As categorias de medidas minimizadoras para cada caso de estudo, obtidas com base no índice final, são apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.22 – Valor de índice SMR para as famílias mais desfavoráveis, respectiva classe e condições de estabilidade

Talude	Família mais desfavorável	Tipo de rotura	Método	SMR	Classe	Estabilidade
1a – U	F2	P	G.	55	III	Parcialmente estável
			C.	55		
1b – U	F1	T	G.	39	IV	Instável
			C.	39		
2a – U	F3	T	G.	51	III	Parcialmente estável
			C.	51		
2b – U	F2	P	G.	63	II	Estável
			C.	63		
3 – U	F1	T	G.	27	IV	Instável
			C.	27		
1.1 – B	F1	P	G.	16	V	Completamente instável
			C.	16		
1.2 – B	F2	T	G.	45	III	Parcialmente estável
			C.	45		
1.3 – B	F3	P	G.	38	IV	Instável
			C.	38		
1.4 – B	F2	P	G.	45	III	Parcialmente estável
			C.	45		

P – Planar; **T** – Tombamento; **G.** – Método gráfico; **C.** – Método convencional.

Da aplicação da classificação SMR, verifica-se que, para os taludes da Praia da Ursa:

- i. A frente 1a-U apresenta, tanto através do método convencional como do método gráfico, um valor de SMR de 55 o que a leva a pertencer à classe III de SMR evidenciando ser um talude em condições de parcial estabilidade, onde a família de descontinuidade mais desfavorável é a F2 (inclinação = 59°; azimute= 225°), com tipo de rotura planar; a frente 1b-U apresenta um valor de SMR de 39 o que conduz a uma condição de instabilidade evidenciada pela rotura por tombamento resultante da família de descontinuidade F1 (inclinação = 85°; azimute= 65°) concordante, alias, com a análise cinemática efectuada;
- ii. Na frente 2a-U, com SMR de 51 para ambos os métodos de cálculo, o talude pertence à classe III de SMR e encontra-se em parcialmente estável, sendo o tipo de rotura por tombamento evidenciado pela famílias de descontinuidade F3 (inclinação= 80°; azimute= 191°), o compatível com a frente em apreço, também identificada na análise cinemática; A frente 2a-U, apresenta um SMR de 63, pertencente o talude à classe II de SMR, estando o talude em condições estáveis;
- iii. O talude 3-U encontram-se numa situação de instabilidade com a família de descontinuidade mais desfavorável a F1 (inclinação= 49°; azimute= 108°) com mecanismo de rotura compatível por tombamento, igualmente identificado na análise cinemática. Apresenta um SMR de 27 e pertence à classe IV de SMR.

Para as diferentes zonas do talude de Beja, verifica-se que:

- i. A zona 1.1-B é aquele que se encontra em piores condições de estabilidade, sendo classificada como completamente instável, com SMR de 16 pertencente à classe V. O mecanismo de rotura compatível é o planar com a família de descontinuidade F1 a mais desfavorável (inclinação= 70°; azimute= 100°);
- ii. A zona 1.2-B e 1.4-B apresentam índice de SMR de 45, encontrando-se ambas em parcialmente estáveis. O mecanismos de rotura compatível com a zona 1.2-B é por tombamento evidenciado pela família de descontinuidade F2 (inclinação= 69°; azimute= 277°), enquanto que o mecanismo compatível com a zona 1.4-B é do tipo planar evidenciado pela família F2 (inclinação= 77°; azimute= 105°);
- iii. Na zona 1.3-B estamos perante um talude instável com mecanismo de rotura planar evidenciado pela família de descontinuidade F3 (inclinação= 22°; azimute= 148°). O valor de SMR é 38, pertencente à classe IV.

Tabela 5.23 – Categorias de medidas minimizadoras propostas para os diferentes casos de estudo segundo Romana *et al.* (2003)

Talude	SMR final	Medidas propostas por Romana <i>et al.</i> (2003)					
		Correcção	Drenagem	Reforço (com betão)	Reforço (com inclusões)	Protecção	Sem suporte
1a – U	55			✓	✓	✓	
1b – U	39		✓	✓	✓		
2a – U	51			✓	✓	✓	
2b – U	63				✓	✓	
3 – U	27	✓	✓	✓			
1.1 – B	16	✓	✓				
1.2 – B	45			✓	✓	✓	
1.3 – B	38		✓	✓	✓		
1.4 – B	45			✓	✓	✓	

De acordo com as categorias de medidas minimizadoras propostas por Romana *et al.* (2003), para os taludes da Praia da Ursa, verifica-se que:

- i. O talude 1a–U necessita de medidas de reforço com betão e inclusões para além de medidas de protecção, não necessitando de medidas de correcção e drenagem; no talude 1b–U, para além de medidas de reforço idênticas à do 1a–U, necessita também de medidas de drenagem;
- ii. No talude 2a–U verifica-se situação idêntica à referida para 1a–U; No talude 2b–U carece de medidas de reforço com inclusões e medidas de protecção;
- iii. O talude 3–U, carece de medidas de correcção, drenagem e reforço com betão.

Para o talude de escavação de Beja, e de acordo com as categorias de medidas minimizadoras propostas por Romana (*op. cit.*), verifica-se que:

- i. A zona 1.1–B necessita de medidas de correcção e drenagem;
- ii. A zona 1.2–B e 1.4–B carecem de medidas de reforço com betão e inclusões, bem como medidas de protecção;
- iii. Na zona 1.3–B existe a necessidade de medidas de drenagem e reforço com betão e inclusões.

Do acima referido, conclui-se que nenhum dos taludes analisados pode ficar sem suporte, existindo sempre a necessidade de alguma intervenção. Verifica-se ainda que nos casos de maior instabilidade, as primeiras medidas a tomar são as de correcção e drenagem, só se partindo depois para medidas de reforço e protecção até situações em que não existe a necessidade de qualquer tipo de suporte.

A Tabela 5.24 apresenta uma listagem de possíveis medidas minimizadoras propostas por Romana (1993), tendo-se em conta que apesar daquelas medidas serem as propostas pela

classificação SMR há que ter em consideração a sua viabilidade e o contexto em que se inserem. Esta listagem confirma ainda, o referido no parágrafo relativamente à ordem de intervenção das respectivas medidas.

Importa também referir que, aquando da implementação das possíveis medidas existe a necessidade da realização de inspecções visuais de rotina ou de carácter excepcional para averiguar não só a eficácia de tais medidas como o estado geral do talude.

Tabela 5.24 – Listagem de possíveis medidas minimizadoras para os diferentes casos de estudo segundo Romana (1993)

Talude	SMR final	Medidas propostas por Romana (1993)
1a – U	55	Valas de pé de talude e/ou redes Pregagens esporádicas ou sistemáticas Betão projectado esporádico
1b – U	39	Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou vigas de betão (Reperfilamento) Drenagem
2a – U	51	Valas de pé de talude e/ou redes Pregagens sistemáticas; Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou betão de limpeza
2b – U	63	Valas de pé de talude; Redes Pregagens esporádicas ou sistemáticas
3 – U	27	Betão projectado com fibras Muros no pé do talude e/ou vigas de betão Reperfilamento. Drenagem interna
1.1 – B	16	Muros de gravidade ou ancorados Reperfilamento.
1.2 – B	45	Valas de pé de talude e/ou redes Pregagens sistemáticas; Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou betão de limpeza
1.3 – B	38	Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou vigas de betão (Reperfilamento) Drenagem
1.4 – B	45	Valas de pé de talude e/ou redes Pregagens sistemáticas; Ancoragens Betão projectado sistemático Muros no pé do talude e/ou betão de limpeza

5.5.3.2. Classificação RHRSm2

Uma vez que se utiliza o sistema SQI e este se auxilia do sistema RHRSm modificado e adaptado para o RHRSm2, optou-se por utilizar este último.

Utilizado para avaliar o potencial de ocorrência de queda de blocos ao longo de infraestruturas rodoviárias, esta classificação apenas pode ser aplicada ao talude de Beja cujas, características e respectivos pontos atribuídos são apresentados na Tabela 5.25.

Tabela 5.25 – Aplicação da classificação RHRSm2 às diferentes zonas do talude de Beja

Categoria	Zona 1.1 – B		Zona 1.2 – B		Zona 1.3 – B		Zona 1.4 – B	
	Valor	P. ^{ts}						
Altura do talude	6.3 m	3	6.18 m	3	5.88 m	3	4.95 m	3
Inclinação do talude	86	81	86	81	90	81	90	81
Largura das banquetas	-	81	-	81	-	81	-	81
Eficácia da valeta	Retenção muito limitada	81						
Zona de influência	Muito perto	81						
Largura da estrada	4.5 m	67	5.3 m	58	6.15 m	50	5.7 m	54
Condição estrutural	Descontinuidade com orientação desfavorável	27						
Grau de meteorização	Elevado W=3-4	27						
Erosão	Moderada	9	Moderada	9	Moderada	9	Moderada	9
Tamanho dos blocos	0,9 m	27						
Volume de blocos por evento	6,9 m ³	27						
Quantidade de blocos	Muitos	81	Muitos	81	Muitos	81	Muitos	81
Irregularidade da face	Muito elevada	81						
Presença de água	Seco	3	Seco	3	Seco	3	Seco	3
Histórico de queda de blocos	Muitas quedas (6/ano)	27						
Risco médio para veículos	0.333%	1	0.267%	1	0.275%	1	0.167%	1
Distância de visibilidade de decisão	71%	15	56%	34	45%	60	31%	131
Clima	Baixa precipitação < 1000 mm	3						
	Total	722	Total	732	Total	750	Total	825

P.^{ts} – Pontos

Da Tabela 5.25 chegou-se a um total de 722 pontos para a zona 1.1-B; 732 pontos para a zona 1.2-B; 750 pontos para a zona 1.3-B; e 825 pontos para a zona 1.4-B. De acordo com o total daquelas pontuações e com base na informação referente aos valores de RHRSm2 e correspondentes níveis de risco e actuação, as zonas em questão apresentam um risco muito

elevado, conseqüentemente, carecem de uma actuação/intervenção de carácter imediato, para evitar ou minimizar a ocorrência de queda de blocos.

5.5.3.3. Classificação SQI

Com finalidade de atribuir um índice de qualidade para o talude rochoso de Beja, o qual dá a conhecer as condições do estado do talude e o nível de risco que lhe está associado, aplica-se a classificação SQI de Pinheiro *et al.* (2015). Um dos primeiros procedimentos é o de avaliar o risco de queda de blocos através da classificação RHRSm2, cujos resultados foram apresentados na secção anterior.

Uma vez que não existe monitorização nas diferentes zonas do talude de Beja, procede-se a uma redistribuição do peso do factor referente à monitorização pelos restantes factores, de acordo com a importância de cada um. Para além deste, na zona 1.3-B e 1.4-B, a inexistência de falhas conduziu a uma redistribuição do peso deste parâmetro na classificação pelos restantes, isto é pelo tipo litológico e pelo grau de meteorização.

Na Tabela 5.26 é apresentado o resultado da aplicação da classificação SQI para o talude de Beja, onde se incluem todas as características necessárias para a obtenção do índice final. A Tabela 5.27 apresenta os valores finais de SQI, o estado qualitativo do talude e o nível de risco associado a cada zona. Observa-se que a zona 1.1-B apresenta um valor de índice de qualidade, SQI, igual a 3,2, sendo que para as restantes zonas foram obtidos valores de 3,1. Pelos índices obtidos conclui-se que todas as zonas se qualificam como sendo de qualidade média e com existência de risco moderado carecendo de intervenções/acções de manutenção.

Através da análise dos valores obtidos para os factores, pode-se concluir que os que mais contribuem para a classificação das diferentes zonas são os factores relativos à geometria e ao sistema de drenagem, sendo a soma dos dois cerca de 1,2.

Tabela 5.26 – Aplicação da classificação SQI para o talude de Beja

Factor e Peso	Parâmetro	Zona 1.1 – B		Zona 1.2 – B		Zona 1.3 – B		Zona 1.4 – B	
		Input	Cla.	Input	Cla.	Input	Cla.	Input	Cla.
Geométrico 0,19	Altura	6,30 m	1	6,18 m	1	5,88 m	1	4,95 m	1
	Inclinação	86°	5	86°	5	89°	5	89°	5
	Inclinação da bancada	Inc.	5	Inc.	5	Inc.	5	Inc.	5
	Largura da bancada	0	1	0	1	0	1	0	1
Geológico 0,16	Litologia	Gabro	1	Gabro	1	Gabro	1	Gabro	1
	Grau de meteorização	W=3-4	4	W=3-4	4	W=3-4	4	W=4	4
	Falhas	Sim	5	Sim	5	Não	–	Não	–
	RHRSm2	722	5	732	5	750	5	825	5
	SMR	16	5	45	3	38	4	45	3
Sistema de drenagem 0,14	Drenagem superficial - conservação	Muito mau	5						
	Drenagem superficial - manutenção	Mau	3	Mau	3	Mau	3	Mau	3

Tabela 5.26 – Aplicação da classificação SQI para o talude de Beja (continuação)

Factor e Peso	Parâmetro	Zona 1.1 – B		Zona 1.2 – B		Zona 1.3 – B		Zona 1.4 – B	
		<i>Input</i>	<i>Cla.</i>	<i>Input</i>	<i>Cla.</i>	<i>Input</i>	<i>Cla.</i>	<i>Input</i>	<i>Cla.</i>
	Drenagem superficial - presença	Sim	2	Sim	2	Sim	2	Sim	2
	Drenagem profunda - presença	Não	5	Não	5	Não	5	Não	5
	Drenagem de bancada	Não	5	Não	5	Não	5	Não	5
Inspecções visuais 0,12	Estado de conservação	Mau	4	Mau	4	Mau	4	Mau	4
	Estado de manutenção	Mau	3	Mau	3	Mau	3	Mau	3
Histórico 0,08	Queda de blocos	Mt. act.	5						
	Rotura planar	Activas	4	Nenhuma	1	Nenhuma	1	Nenhuma	1
	Rotura por cunha	Activas	4	Algumas	3	Activas	4	Activas	4
	Rotura circular	Nenhuma	1	Nenhuma	1	Nenhuma	1	Nenhuma	1
	Intervenções	Nível 2	3						
Ambiental / tráfego 0,09	Zona sísmica - Tipo 2	2.4	2	2.4	2	2.4	2	2.4	2
	Zona sísmica - Tipo 1	1.4	2	1.4	2	1.4	2	1.4	2
	Precipitação anual (mm)	100–500	2	100–500	2	100–500	2	100–500	2
	Tráfego - Vel. máx. (km/h)	30	1	30	1	30	1	30	1
	Tráfego - TMD	10	1	10	1	10	1	10	1
Protecções 0,11	Protecções superficiais	< 25%	5	< 25%	5	< 25%	5	< 25%	5
	Coberto vegetal	Não existe	5						
Imediações 0,11	Sobrecargas	Não	1	Não	1	Não	1	Não	1
	Vibrações	Não	1	Não	1	Não	1	Não	1

Cla. – Classificação; **Inc.** – Incorrecta; **Mt. act.** – Muito activas; **Vel. máx.** – Velocidade máxima

Tabela 5.27 – SQI: avaliação quantitativa, qualitativa e nível de risco

Zona	SQI	Estado do talude	Nível de risco
1.1 – B	3,2	Médio	Moderado
1.2 – B	3,1		
1.3 – B	3,1		
1.4 – B	3,1		

5.5.4. Síntese global

Nesta secção sintetizam-se os casos de estudo e todos os resultados obtidos no âmbito da caracterização geotécnica dos maciços rochosos que compõe os respectivos taludes, bem como os resultados da análise cinemática e da aplicação de classificações geomecânicas empíricas.

5.5.4.1. Praia da Urso

Dos cinco taludes na Praia da Urso, dois deles, designados por 1–U e 2–U, apresentam duas frentes distintas (1a–U; 1b–U; 2a–U; 2b–U) e os respectivos maciços rochosos são de litologia granítica. O terceiro talude, designado por 3–U, é de litologia sienítica. O talude 1–U tem uma altura aproximada de 60 m; o talude 2–U de 20 m; e o talude 3–U de 15 m.

Quanto aos resultados da caracterização geotécnica realizada – Tabela 5.28 – conclui-se que se tratam de maciços rochosos de resistência elevada, de qualidade razoável a boa de acordo com o $RMR_{básico}$ e RQD para o talude 1-U e 2-U. No talude 3-U, a rocha é igualmente de resistência elevada, porém o maciço é de qualidade inferior – fraca, resultado coerente com o reconhecimento de campo, principalmente derivado ao grau de meteorização deste trecho do maciço, que se considera medianamente meteorizado, com alguns trechos muito meteorizados.

Tabela 5.28 – Síntese da caracterização geotécnica dos taludes da Praia da Ursa

Talude	γ_a [kN/m ³]	RCU [MPa]	RQD		GSI modificado	ϕ_m (°)	$\phi_{básico}$ (°)	RMR _{básico}	
			RQD [%]	Qualidade do maciço				Índice	Descrição
1-U	25,1	95,7 ± 37,5	87	Bom	41	37	34	49	Rocha razoável
2-U	24,3	104 ± 40,5	87	Bom	41	37	34	53	Rocha razoável
3-U	23,3	94,5 ± 37	29	Fraco	27	31	28	36,5	Rocha fraca

A Tabela 5.29 apresenta, de forma resumida, os resultados obtidos na abordagem qualitativa e quantitativa da análise cinemática, onde se identificam os mecanismos de rotura que cinematicamente podem ocorrer. Dela verifica-se ainda que os mecanismos de rotura por cunha e por tombamento são os mais frequentes nas arribas litorais da Praia da Ursa.

Tabela 5.29 – Síntese da análise cinemática aos taludes da Praia da Ursa

Talude	Famílias de descontinuidades			Abordagem de rotura			
		Inclinação (°)	Azimute (°)	Qualitativa		Quantitativa	
1-U	F1	85	65	1a-U:	-	1a-U:	Cunha (11%)
	F2	59	255	1b-U:	Tombamento	1b-U:	Tombamento (25%)
	F3	28	74				
2-U	F1	33	81	2a-U:	Tombamento	2a-U:	Tombamento (28%)
	F2	66	249	2b-U:	-	2b-U:	Planar (12%) Cunha (14%)
	F3	80	191				
3-U	F1	49	108	Tombamento Cunha		Tombamento (23%) Cunha (13%)	
	F2	84	17				
	F3	69	244				
	F4	47	3				

Na Tabela 5.30 inclui-se o resumo dos resultados provenientes da aplicação da classificação empírica SMR.

Tabela 5.30 – Síntese da classificação SMR para os taludes da Praia da Ursa

Talude	SMR			
	Valor	Família mais desfavorável	Tipo de rotura	Estabilidade
1a - U	55	F2	P	Parcialmente estável
1b - U	39	F1	T	Instável
2a - U	51	F3	T	Parcialmente estável
2b - U	63	F2	P	Estável
3 - U	27	F1	T	Instável

Conforme referido anteriormente, a classificação SMR sugere um conjunto de medidas minimizadoras a aplicar em cada caso; no entanto, há que levar em consideração a sua viabilidade num talude natural e o contexto em que se inserem. Tendo em conta estas condicionantes e apesar das medidas sugeridas serem as apresentadas na secção 5.5.3.1, propõem-se a implementação das seguintes para os taludes da Praia da Ursa:

- i. Talude 1a–U: Tratando-se de um talude de uma arriba litoral, sugere-se a aplicação de medidas protectoras como sinaléticas alertando para o perigo eminente de ‘derrocada’ e interdição de ocupação de uma faixa na praia, no sopé;
- ii. Talude 1b–U: Sugerem-se medidas protectoras idênticas ao caso anterior, reperfilamento do talude com adoçamento da inclinação e remoção de blocos instáveis;
- iii. Talude 2a–U: Sugerem-se as mesmas medidas referidas no talude 1a–U;
- iv. Talude 2b–U: Apenas se aconselham alguma sinalética de alerta e a remoção de blocos eventualmente instáveis. Tal é justificado pela conjugação da frente de talude ser considerada estável com a dificuldade de execução no local das técnicas recomendadas para esta classe pela classificação SMR;
- v. Talude 3–U: Sugerem-se as medidas protectoras aplicadas aos casos anteriores, contudo, e uma vez que este talude é avaliado como estando numa situação instável, aconselha-se um reperfilamento localizado, com adoçamento da inclinação e remoção de blocos instáveis.

De notar que as medidas acima sugeridas, em regra mais ligeiras que as recomendadas no âmbito das respectivas classes de estabilidade, são também justificadas pela quase ausência de elementos em perigo.

5.5.4.2. Talude de Beja

Em Beja, analisou-se um talude numa escavação em rochas gabróicas que confronta com um acesso a uma antiga estação ferroviária. Este talude foi dividido em zonas com características estruturais distintas, as quais se designaram de 1.1–B a 1.4–B. As alturas aproximadas são de 6,3 ; 6,2 ; 5,9 e 5,0 m, respectivamente para as zonas 1.1–B, 1.2–B, 1.3–B e 1.4–B.

Relativamente aos resultados da caracterização geotécnica realizada, incluem-se na Tabela 5.31. Dela é possível verificar uma certa homogeneidade das propriedades do material gábrico, tratando-se de maciço rochoso de resistência elevada e de qualidade razoável devido à fragmentação que apresenta.

Tabela 5.31 – Síntese da caracterização geotécnica do talude de Beja

Zona	γ_a [kN/m ³]	RCU [MPa]	RQD		GSI modificado	ϕ_m (°)	$\phi_{básico}$ (°)	RMR _{básico}	
			RQD [%]	Qualidade do maciço				Índice	Descrição
1.1 – B	28,1	150 ± 65,6	65	Razoável	33	34	31	58	Rocha razoável
1.2 – B	28,1	125 ± 50	74	Razoável	35	34	31	59	Rocha razoável
1.3 – B	26,7	123 ± 46,7	74	Razoável	35	34	31	59	Rocha razoável
1.4 – B	28,0	125 ± 50	70	Razoável	32	34	31	58	Rocha razoável

A Tabela 5.32 inclui uma síntese dos resultados obtidos mediante a abordagem qualitativa e quantitativa da análise cinemática, onde se incluem as famílias de descontinuidades para cada zona e os mecanismos de rotura que, cinematicamente, são prováveis de acontecer. Dela observa-se que o mecanismo de rotura por cunha e por tombamento são os mais frequentes também no talude de Beja.

Tabela 5.32 – Síntese da análise cinemática ao talude de Beja

Zona	Famílias de descontinuidades		Abordagem de rotura	
	Inclinação (°)	Azimute (°)	Qualitativa	Quantitativa
1.1 – B	F1	70	Planar Tombamento	Planar (35%) Cunha (40%) Tombamento (12%)
	F2	65		
	F3	15		
1.2 – B	F1	74	Tombamento	Cunha (11%) Tombamento (18%)
	F2	69		
	F3	12		
	F4	86		
1.3 – B	F1	65	Cunha	Cunha (19%)
	F2	68		
	F3	22		
	F4	87		
1.4 – B	F1	35	Cunha	Cunha (24%)
	F2	77		
	F3	77		
	F4	5		

Na Tabela 5.33 mostra-se a síntese dos resultados provenientes das classificações empíricas utilizadas.

Tabela 5.33 – Síntese das classificações empíricas para o talude de Beja

Zona	SMR				RHRSm2			SQI		
	Valor	Família mais desf.	Tipo de rotura	Estabilidade	Valor	Nível de risco	Actuação	Valor	Estado do talude	Nível de risco
1.1-B	16	F1	P	Completamente instável	722	Muito elevado	Imediata	3,2	Média	Moderado
1.2-B	45	F2	T	Parcialmente estável	732			3,1		
1.3-B	38	F3	P	Instável	750					
1.4-B	45	F2	P	Parcialmente estável	825					

Verifica-se que, através da classificação RHRSm2, o talude de Beja apresenta um nível de risco de queda de blocos muito elevado pelo que necessita de uma actuação/intervenção de carácter imediato, para evitar ou minimizar a ocorrência de queda de blocos. Pela classificação SQI conclui-se que o talude de Beja tem estabilidade média, quantificando-se a existência de um risco moderado carecendo de intervenções/acções de manutenção.

Tendo em conta o conjunto de medidas sugeridas pela classificação SMR, listadas na secção 5.5.3.1, e os resultados provenientes das classificações acima mencionadas, nomeadamente a sua necessidade de intervenção, sugerem-se para o talude de escavação em Beja, que bordeja uma via onde circulam viaturas de acesso ao Rio Guadiana, em especial na época estival, as seguintes medidas:

- i. Zona 1.1-B: Estando este trecho numa situação completamente instável, é necessário proceder-se ao seu reperfilamento, nomeadamente à remoção de blocos e a um adoçamento da inclinação. Conforme se observou na análise de sensibilidade ao ângulo de inclinação, uma redução daquele irá baixar significativamente os índices de rotura associados a esta zona. Sugere-se, ainda, a construção de vala de pé de talude (com 1m de largura/profundidade) acumulando a função de drenagem com a de intersecção de blocos caídos;
- ii. Zona 1.2-B: Trata-se de um trecho considerado parcialmente estável, pelo que, tal como na zona anterior aconselha-se a construção de uma vala de pé de talude;
- iii. Zona 1.3-B: É uma zona instável na qual se sugere proceder à remoção de blocos e ao adoçamento da inclinação geral. Aconselha-se, ainda, a construção de vala de pé de talude;
- iv. Zona 1.4-B: Tal como a zona 1.2-B, trata-se de uma trecho parcialmente estável, pelo que, se aconselha o prolongamento da vala de pé de talude construídas para as zonas anteriores.

Importa referir que, caso este talude se tratasse de um local com maior frequência de pessoas, justificar-se-ia do ponto de vista do risco envolvido, a colocação de medidas de reforço, nomeadamente a instalação de redes metálicas fixas cobrindo a face das diferentes zonas.

Refere-se ainda a necessidade de monitorização da vala de pé de talude de forma a assegurar o cumprimento das suas funções. Deste modo aconselha-se uma limpeza periódica, pelo menos duas vezes ao ano, uma em Janeiro/Fevereiro, de forma a garantir o funcionamento aquando dos períodos de precipitação intensa e outra em Setembro/Outubro para remoção do material que possa ter caído durante aqueles períodos e durante o Verão.

6. CONCLUSÕES E PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

Esta dissertação tem como objectivo contribuir para a avaliação da potencial instabilidade de taludes em rochas de resistência elevada, mediante a utilização de métodos de estudo expeditos, empíricos e analíticos, pouco difundidos em Portugal. Para o efeito foram seleccionados dois tipos de taludes, ambos muito inclinados. Uns naturais, em granitos/sienitos, sem qualquer tipo de intervenção por parte do Homem, numa arriba litoral localizado na Praia da Ursa, em Sintra, e outro de escavação, em rochas gabroicas, resultante do desmonte por explosivos, num acesso a uma antiga estação ferroviária, em Beja.

Primeiramente, no âmbito do estudo geotécnico do maciço rochoso, procedeu-se à usual caracterização geológica e geotécnica, nos quais se utilizaram os métodos de avaliação descritos pelo ISRM (1978 e 1981), baseado na inspecção visual e que incluíram o ensaio com esclerómetro (tipo L) para determinação da dureza ao ressalto dos blocos de rocha. Adicionalmente, procedeu-se à recolha de blocos de rocha para ulterior caroteamento em laboratório e determinação do peso volúmico e ângulo de atrito das descontinuidades.

Os resultados da caracterização realizada para determinação das propriedades intrínsecas do material, isto é, a determinação do peso volúmico, da resistência à compressão uniaxial, por estimativa, e do ângulo de atrito básico, foram considerados compatíveis com os publicados por diversos autores (secção 5.5.1) para o mesmo tipo de material.

Na determinação do ângulo de atrito do maciço utiliza-se o ábaco proposto por Hoek & Brown (1997). No entanto, em vez de se utilizar como parâmetro de entrada o índice GSI, utilizou-se o índice GSI modificado (Sonmez & Ulusay, 1999) uma vez que este último se baseia no cálculo de uma ponderação a atribuir à estrutura rochosa e às condições das superfícies de descontinuidades, e não apenas a uma observação visual daquelas condições. Esta alteração revela-se pertinente, uma vez que os valores de ângulo de atrito básicos obtidos para em provetes gabroicos de Beja foram compatíveis com os valores típicos tabelados para aqueles maciços.

Em seguida e para aferir a qualidade dos maciços rochosos, aplicou-se a classificação geomecânica de onde se obteve, maioritariamente, índices de $RMR_{básico}$ acima de 50, relativos a maciços rochosos de qualidade razoável.

A Figura 6.1 inclui uma síntese dos resultados da caracterização geotécnica realizada nos taludes da Praia da Ursa e a a Figura 6.2 os referentes ao talude de Beja.

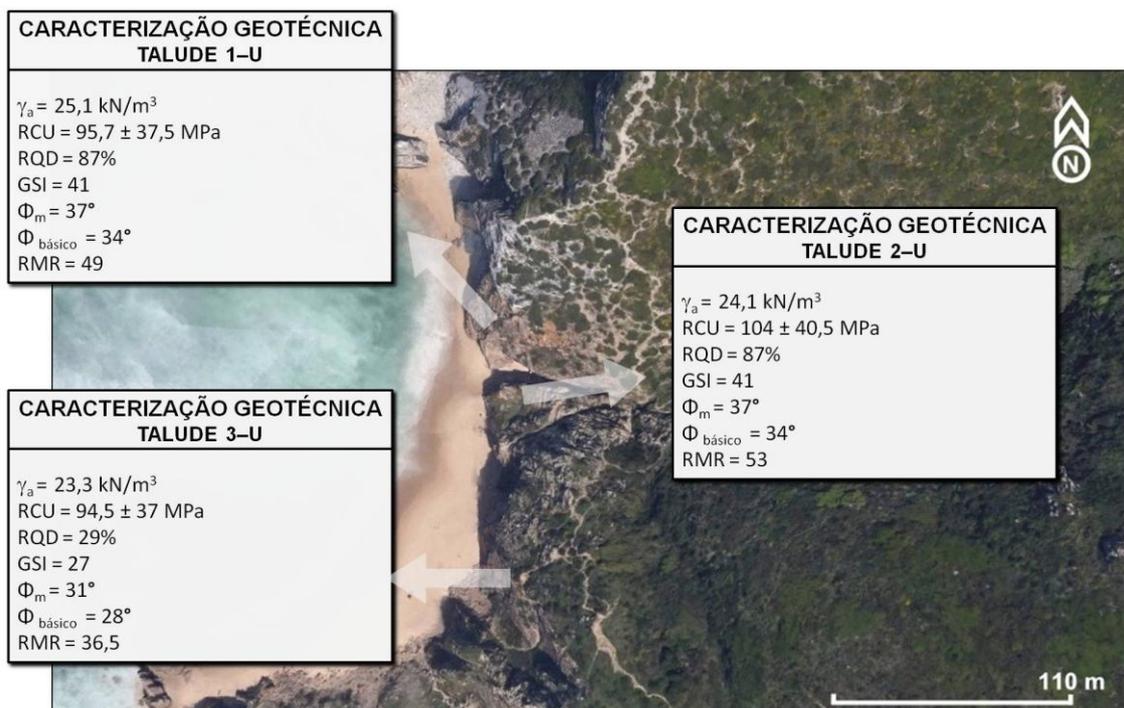


Figura 6.1 – Síntese de resultados da caracterização geotécnica para os taludes da Praia da Ursa (fotografia aérea adaptada de Google Earth, 2015)

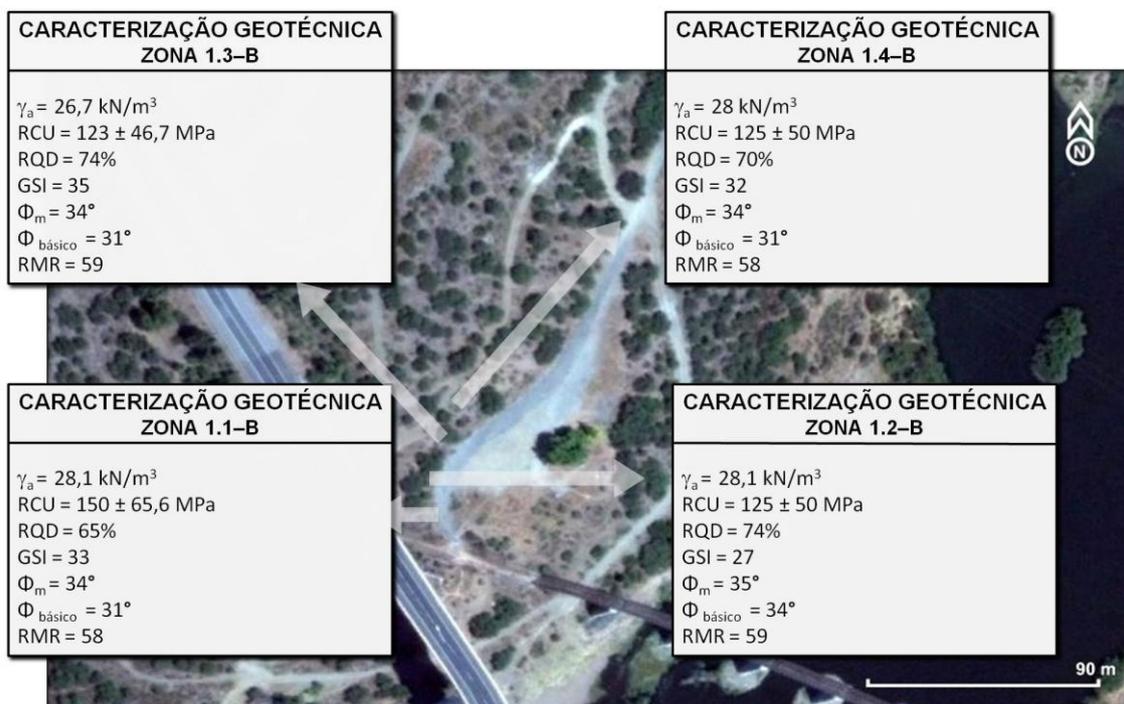


Figura 6.2 – Síntese de resultados da caracterização geotécnica para o Talude de Beja (fotografia aérea adaptada de Google Earth, 2015)

Após a caracterização e aferição da qualidade dos maciços, procede-se à avaliação da instabilidade potencial para mecanismos de rotura por cunha (onde se inclui o planar) e por tombamento, mediante uma análise cinemática desenvolvida por duas abordagens, qualitativa e quantitativa. Na abordagem qualitativa, consideram-se os valores representativos das

atitudes médias das famílias de diaclases presentes nos maciços em análise (ver secção 5.5.2.1) e avaliam-se as possibilidades de rotura inerentes. Muitas das vezes, o agrupamento circular daquelas atitudes na identificação de famílias é de tal forma extenso que torna os resultados pouco fiáveis. De forma a contornar esta limitação, recorre-se à abordagem quantitativa que apresenta a vantagem de analisar todas as descontinuidades e respectivas intersecções, quantificando-se a rotura relativa em termos de probabilidade de ocorrência. Um vez que são analisadas as relações entre as descontinuidades pode-se afirmar que, quanto maior o número de dados recolhidos e analisados, maior a fiabilidade daquelas probabilidades.

Da análise cinemática mediante a abordagem qualitativa, para os taludes da Praia da Ursa foi possível verificar que em nenhum deles existe a possibilidade de rotura planar, num existe a possibilidade de rotura por cunha (talude 3-U) e, em três, a possibilidade de rotura por tombamento (talude 1b-U, 2a-U e 3-U). Pela abordagem quantitativa, existe possibilidade de rotura planar na frente 2b-U; em 2b-U e em 3-U a possibilidade de rotura por cunha, enquanto que em 1b-U, 2b-U e 3-U a possibilidade de rotura por tombamento – Figura 6.3.

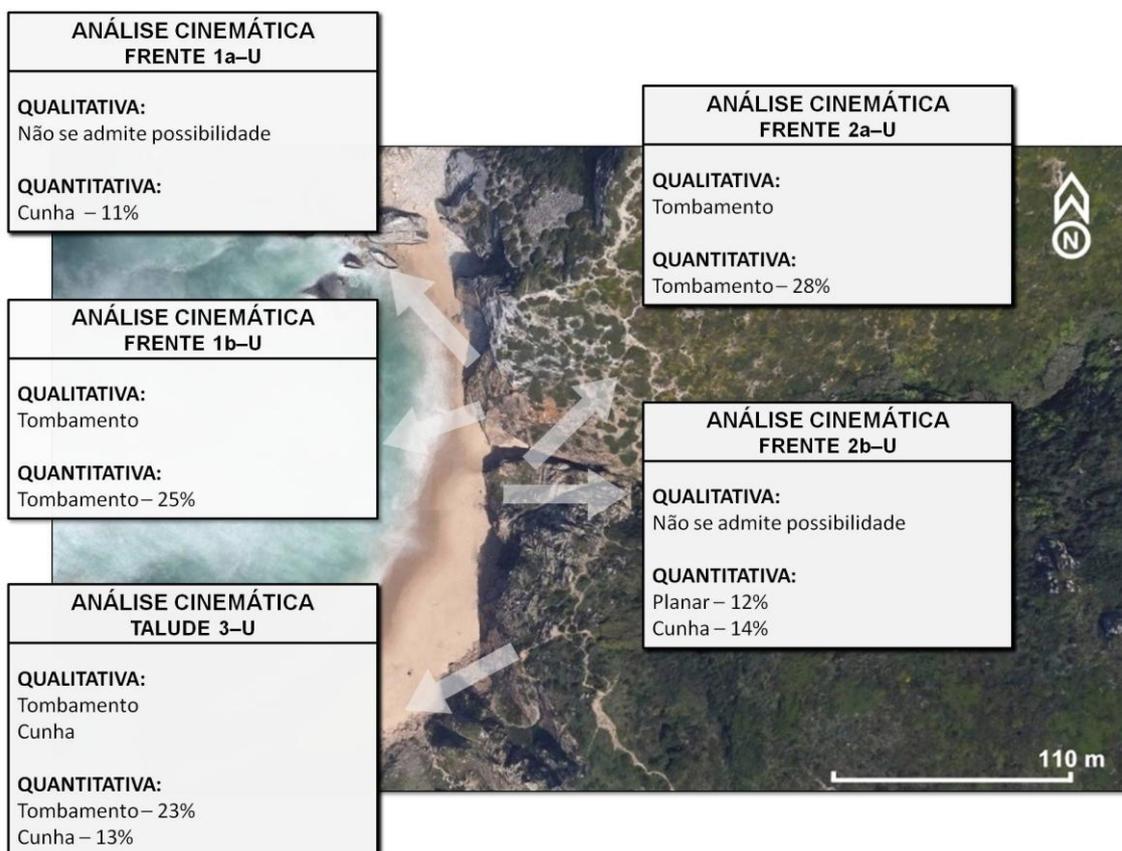


Figura 6.3 – Síntese de resultados da análise cinemática para os taludes da Praia da Ursa (fotografia aérea adaptada de Google Earth, 2015)

O talude de escavação em Beja foi dividido em quatro zonas com características estruturais distintas de forma a facilitar o seu estudo. A respectiva análise cinemática qualitativa identifica a possibilidade de rotura planar na zona 1.1-B, de rotura por cunha na zona 1.3-B e 1.4-B, e a possibilidade de rotura por tombamento em 1.1-B e 1.2-B. Pela abordagem quantitativa, existe

numa zona a possibilidade de rotura planar (1.1-B), e em todas as zonas a possibilidade por cunha e, em duas, de rotura por tombamento (1.1-B e 1.2-B) – Figura 6.4.

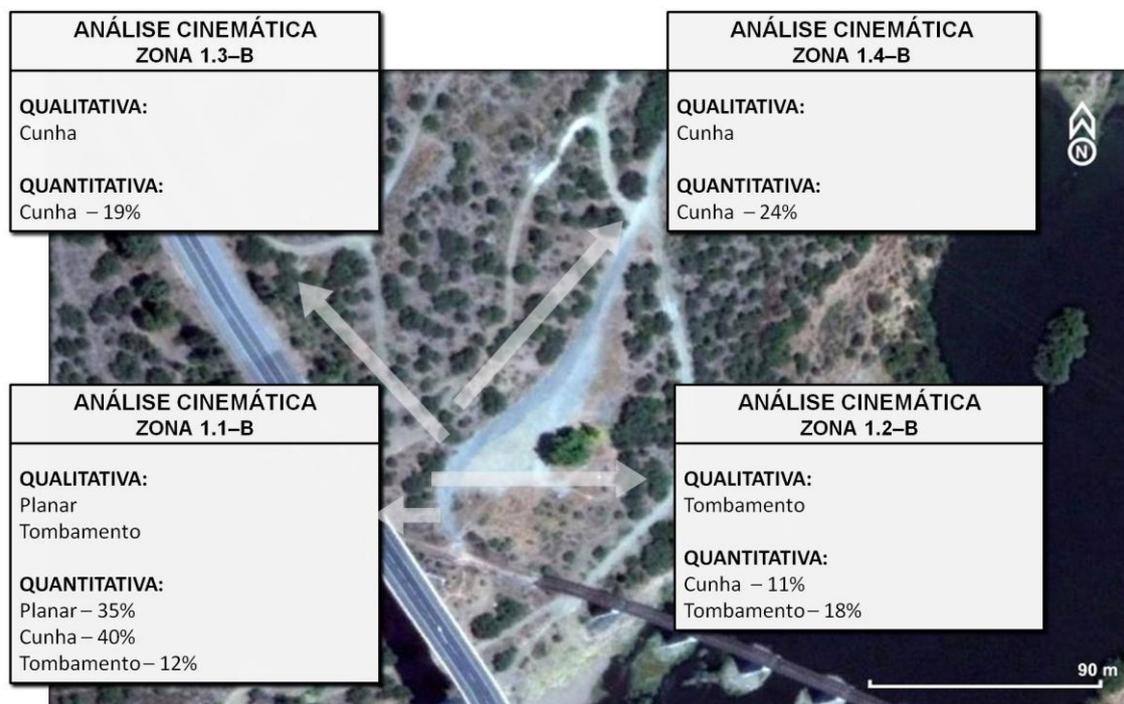


Figura 6.4 – Síntese de resultados da análise cinemática para o talude da Beja (fotografia aérea adaptada de Google Earth, 2015)

Efectuou-se, também, uma análise de sensibilidade, mediante a abordagem quantitativa, ao ângulo de inclinação do talude, à direcção do talude e ao ângulo de atrito básico. Desta análise concluiu-se que, na generalidade, os valores de ângulo de inclinação dos taludes menores ou iguais a 40° conduzem a probabilidades de rotura nulas ou muito próximas de zero. Para a direcção do talude, apenas se podem tirar conclusões, caso a caso, derivado da grande variabilidade de resultados obtidos. Relativamente ao ângulo de atrito básico, verificou-se para a generalidade dos casos que, quanto maior o ângulo de atrito, menor as probabilidades de rotura, o que seria de esperar visto que esta característica funciona como uma acção resistente à rotura.

Por último procedeu-se à aplicação de classificações geomecânicas empíricas para taludes rochosos (SMR, RHRSm2 e SQI).

O índice SMR de Romana *et al.* (2003) é um dos métodos de estudo empíricos mais completos ao relacionar o valor de SMR obtido com o estado de estabilidade do talude sugerindo, ainda, um conjunto de medidas minimizadoras a aplicar nos casos estudados. Na presente dissertação, o índice SMR foi calculado mediante a utilização de duas abordagens distintas: a abordagem convencional e uma abordagem através de um método gráfico, proposto por Tomás *et al.* (2012). O método convencional consiste na determinação dos factores de ajuste do SMR através da consulta de tabelas e expressões em que o cálculo é realizado para cada

família de descontinuidade e para cada mecanismo de rotura, sendo adoptada a pior situação, isto é, o menor valor de SMR. O método gráfico proposto por Tomás *et al.* (2012) permite a determinação daqueles factores através da representação estereográfica do talude e das famílias de descontinuidades. Este tem a vantagem de identificar, previamente, os mecanismos de rotura compatíveis com o talude e, simultaneamente, facultar os valores dos factores ao fazer-se uma sobreposição dos pólos das famílias das descontinuidades com uns diagramas desenvolvidos por aqueles autores. Por sua vez, este último é um método mais rápido que o convencional uma vez que, sabendo-se a localização do pólo de cada descontinuidade, facilmente se determinam os respectivos factores de ajuste para o cálculo do SMR.

Os resultados obtidos para a classificação SMR indicam a existência de taludes em condições estáveis (2b-U), parcialmente estáveis (1a-U e 2a-U) e instáveis (1b-U e 3-U) para os taludes naturais da Praia da Ursa. Para o talude de escavação em Beja, identificou-se uma zona completamente instável (1.1-B), uma instável (1.3-B), e duas parcialmente estáveis (1.2-B e 1.4-B). Com base nestes resultados sugeriram-se medidas minimizadoras a aplicar em cada caso, em regra mais ligeiras que as recomendadas no âmbito do SMR, justificadas pela existência de condicionantes, como o impacto visual ou a viabilidade técnica e económica dessas medidas. Das medidas sugeridas destacam-se a aplicação de medidas protectoras como sinaléticas de alerta e acessos condicionados à base da escarpa, e medidas estabilizadoras como a remoção controlada de blocos mais instáveis.

Outra classificação usada foi o RHRSm2 de Pinheiro *et al.* (2015) que tem como base o RHRSm de Budetta (2004), que sofreu algumas alterações e adaptações para mais facilmente ser integrada na classificação SQI (Pinheiro *et al.*, *op. cit*) para taludes rochosos de infraestruturas rodoviárias, também utilizada nesta dissertação. Uma das modificações, foi a adaptação da escala final, que define o risco de queda de blocos, para se obter não três, mas cinco níveis de risco. Adicionalmente algumas categorias foram alvo de modificações, que se descreveram na secção 5.5.3.3. O RHRSm2 serviu assim, não só como ferramenta auxiliar na classificação SQI mas, principalmente, para avaliar o potencial de ocorrência de queda de blocos ao longo da infraestrutura rodoviária na qual se insere o talude de Beja. O índice de qualidade SQI aplicado ao talude de Beja permite ainda associar-lhe um nível de risco. A partir dele obteve-se índices idênticos para as diferentes zonas definidas, todos pertencentes à mesma “classe”, o que indicou uma qualidade média para aquele talude ao qual lhe está associado um nível de risco moderado, indicando necessidade de intervenções/acções de manutenção. De acordo com os valores de RHRSm2 finais conclui-se que o talude em questão apresenta um risco muito elevado de queda de blocos e, conseqüentemente, necessita de uma actuação/intervenção de carácter imediato.

A Figura 6.5 e 6.6, apresentam uma síntese dos resultados provenientes da aplicação das referidas classificações geomecânicas para os casos de estudo, respectivamente, para os taludes da Praia da Ursa e para o talude de Beja.

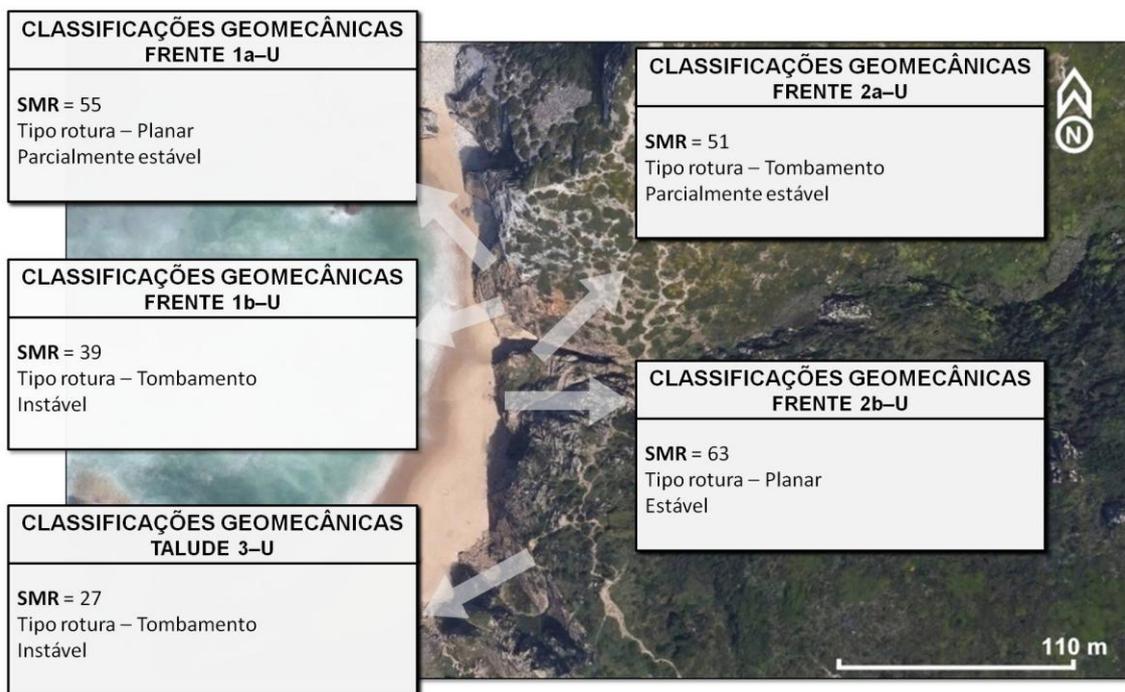


Figura 6.5 – Síntese da classificação geomecânica para os taludes da Praia da Ursa (fotografia aérea adaptada de Google Earth, 2015)

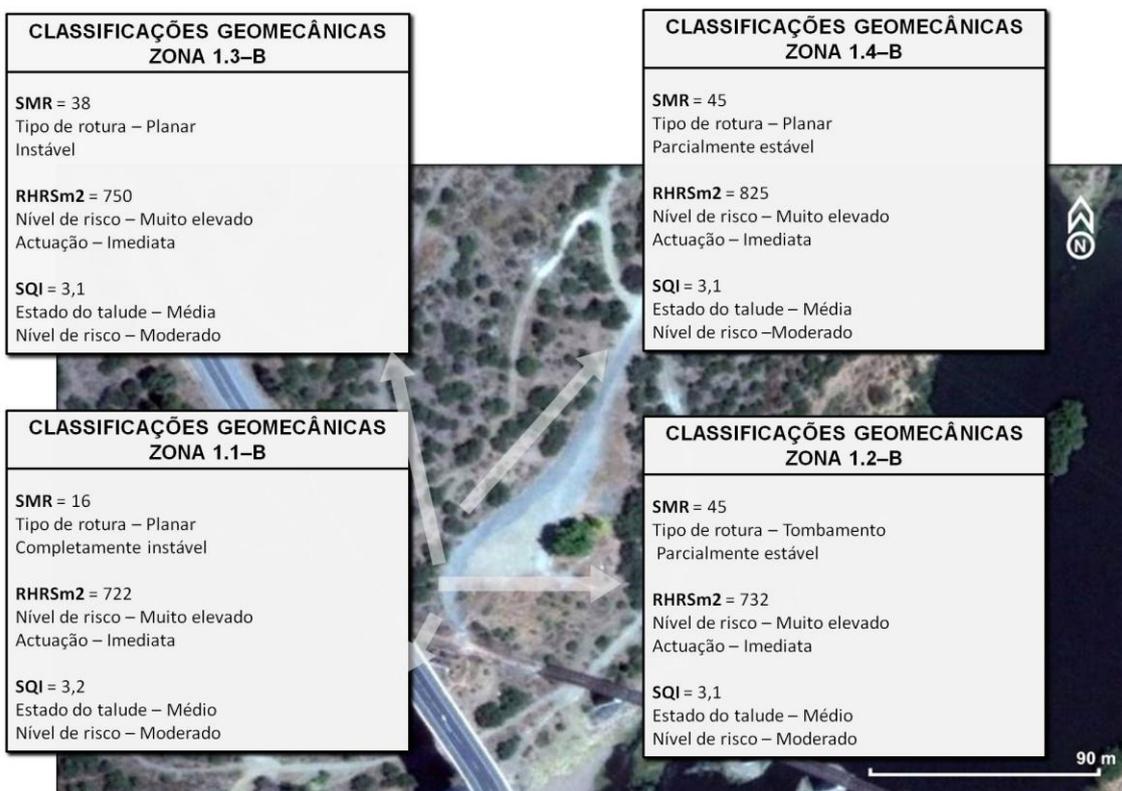


Figura 6.6 – Síntese das classificações geomecânicas para o talude de Beja (fotografia aérea adaptada de Google Earth, 2015)

Com a presente dissertação, espera ter-se contribuído para a divulgação e utilização de métodos de estudo expeditos, empíricos e analíticos, para futuros casos de análise de taludes

rochosos. Aqueles, conforme se constatou no decorrer da investigação, são métodos de fácil e rápida aplicação, pois os valores de *input* são rápidos de obter, o que lhes confere um baixo custo, sobretudo, face à fiabilidade dos resultados obtidos. No entanto, não tanto ao resultado final, mas sim ao encadeamento de processos que a ele conduz, está-lhe associado um certo grau de subjectividade que sempre depende do nível de conhecimento e experiência do utilizador. Por outro lado, a utilização de várias abordagens contribui para a diminuição dessa subjectividade.

Aconselha-se, ainda, a utilização conjunta de várias técnicas, não se devendo tirar conclusões apenas mediante um único método de estudo. Neste contexto, a combinação das abordagens cinemáticas com a classificação SMR considera-se útil uma vez que as primeiras, para além de considerarem a orientação relativa entre as descontinuidades e o talude, lidam ainda com a influência do ângulo de atrito básico do maciço, ao contrário do que se passa na classificação SMR, que apenas considera o primeiro destes aspectos. Por outro lado, esta última, apesar de identificar os mecanismos de rotura compatíveis com o talude não lhe associa uma temporalidade devendo, por isso, ser complementada com as probabilidades de ocorrência da abordagem quantitativa da análise cinemática.

Como medida de monitorização para os casos de estudo recomenda-se a inspecção visual de rotina aos taludes com visitas periódicas aos locais para detectar deteriorações que possam afectar a segurança de pessoas e bens nas proximidades daqueles taludes. Inspeções de carácter excepcional podem ser necessárias, nomeadamente após a ocorrência de determinados fenómenos excepcionais, como períodos de precipitação intensa ou ocorrência de sismos. As inspeções visuais devem então contemplar a observação do estado geral dos taludes e a eficácia das medidas de protecção, estabilização e drenagem que forem implementadas naqueles locais.

No decorrer da dissertação o autor deparou-se com a inexistência de classificações empíricas de exclusiva aplicação em arribas naturais sugerindo-se, por isso, para trabalhos de investigação futuros, o estudo e criação/adaptação destas classificações. Seria igualmente de interesse a adaptação da classificação RHRSm, modificando algumas categorias de forma a analisar-se o risco de queda de blocos, desta feita ao longo das referidas arribas.

Outros trabalhos de interesse seria a extensão do conhecimento das condições de estabilidade das arribas da Praia da Ursa, mediante a análise de taludes situados mais a sul ao longo da praia.

Por último, para averiguação da relação adoptada nesta dissertação de que o ângulo de atrito das descontinuidades é inferior em três graus ao ângulo de atrito estimado, mediante o auxílio do GSI modificado, para um maciço rochoso de resistência elevada, aconselha-se a realização de mais ensaios de forma a confirmar e/ou melhorar aquela relação, não só para material plutónico, como noutras litologias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adhikary, D., Dyskin, A., Jewell, R., & Stewart, D. (1997). A Study of the Mechanism of Flexural Toppling Failure of Rock Slopes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 30 (2), 75–93.
- Admassu, Y. (2010). *Developing design methodology for cut slopes in Ohio*. Kent State University.
- Admassu, Y. (2012). User's Guide DipAnalyst 2.0 for Windows. Software for Kinematic Analysis of Rock Slopes.
- Albuquerque, C., Bernardes, C., Preto, A., Fonseca, J. P., & Amaro, E. (2003). Plano de Ordenamento do Parque Natural de Sintra-Cascais. *Instituto Da Conservação Da Natureza - ICN*, 395p.
- Alcaide, Á., García, Á., & Álvarez, M. (2004). *Recomendaciones para el proyecto y construcción del drenaje subterráneo en obras de carretera*. Serie normativas. Ministerio de Fomento. Secretaria de estado de infraestructuras. Dirección general de carreteras.
- Almeida, C., Mendonça, J. J. L., Jesus, M. R., & Gomes, A. J. (2000a). Sistemas aquíferos de Portugal continental - Gabros De Beja (A9). *Instituto Da Água, Lisboa, Portugal*.
- Almeida, C., Mendonça, J. J. L., Jesus, M. R., & Gomes, A. J. (2000b). Sistemas aquíferos de Portugal continental - Maciço Antigo (A). *Instituto Da Água, Lisboa, Portugal*.
- Andrew, R., Bartingale, R., & Hume, H. (2011). *Context Sensitive Rock Slope Design Solutions*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA), Central Federal Lands Highway Division, Publication No. FHWA-CFL/TD-11-002.
- Ashby, J. (1971). *Sliding and toppling modes of failure in models and jointed rock slopes*. Imperial College of Science & Technology, London, UK.
- Ayala Carcedo, F. (1987). *Manual de Taludes*. Instituto Geológico y Minero de España (IGME).
- Aydin, A. (2009). ISRM Suggested Method for Determination of the Schmidt Hammer Rebound Hardness: Revised Version. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 627–634.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10, 1–54.
- Bieniawski, Z. T. (1973). Engineering classification of jointed rock masses. *Transactions, South African Inst. of Civil Engineers*, 15, 335–344.

- Bieniawski, Z. T. (1989). *Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering*. New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Borges, J. F., Fitas, A. J. S., Bezzeghoud, M., & Teves-Costa, P. (2001). Seismotectonics of Portugal and its adjacent Atlantic area. *Tectonophysics*, 331(4), 373–387.
- Brady, B. (1992). Stress analysis for rock masses. In F. G. Bell (Ed.), *Engineering in Rock Masses* (pp. 117–133). Butterworth Heinemann.
- Budetta, P. (2004). Assessment of rockfall risk along roads. *Natural Hazards and Earth System Science*, 4, 71–81.
- Cano, M., & Tomás, R. (2013). Assessment of corrective measures for alleviating slope instabilities in carbonatic Flysch formations: Alicante (SE of Spain) case study. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 72, 509–522.
- Cardoso, A. I., & Quintanilha, J. (2009). Estudo da interação mecânica entre redes metálicas pregadas e taludes rochosos. *10º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 2*.
- Chen, Z. (1995). Recent Developments in Slope Stability Analysis. *Proc. ISRM 8th Int. Cong. Rock Mech., Tokyo, Herausgeber Ed., 3*, 1041–1048.
- Coggan, J. S., Stead, D., & Eyre, J. M. (1998). Evaluation of techniques for quarry slope stability assessment. *Trans. Instit. Min. & Metall. - Sect. B*, 107(B139-B147).
- Deere, D. U., & Deere, D. W. (1988). The rock quality designation (RQD) index in practice. *Symposium on Rock Classification Systems for Engineering Purposes*. ASTM STP 984, Lois Kirkaldie, Ed., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 91-101.
- Dikau, R., Brunsten, D., Schrott, L., & Ibsen, M.-L. (1996). *Landslide recognition: Identification, movement, and causes*. John Wiley & Sons Ltd.
- DNIT. (2006). *Manual de drenagem de rodovias*. 2ª Edição. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-estrutura e Transportes. Rio de Janeiro.
- Duque, C., & Almeida, C. (1998). Caracterização hidroquímica do sistema aquífero dos gabros de Beja. *4º Congresso Da Água, Lisboa, (1)*, 14.
- Duran, A., & Douglas, K. (2000). Experience with empirical rock slope design. *GeoEng 2000*, Melbourne, Australia, 19–24.
- Eberhardt, E. (2003). *Rock Slope Stability Analysis - Utilization of Advanced Numerical Techniques*. *Earth and Ocean sciences at UBC*. Vancouver - Canada.

Einstein, H. H., Veneziano, D., Baecher, G. B., & O'Reilly, K. J. (1983). The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 20(5), 227–236.

EN 1936:2006. (n.d.). Natural stone test methods - Determination of real density and apparent density, and of total and open porosity. Brussels: European Committee for Standardization (CEN).

EPOCH. (1993). *Temporal occurrence and forecasting of landslides in the European community*. Ed. J.C. Flageollet. 3 Volumes.

Ferrer, M., & Gonzalez de Vallejo, L. I. (2007). *Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos*. Madrid: Instituto Geológico y Minero de España.

FHWA. (1989). *Rock Slopes: Design, Excavation, Stabilization*. Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Publication No FHWA-TS-89-045.

Ge, Y., Kulatilake, P. H. S. W., Tang, H., & Xiong, C. (2014). Investigation of natural rock joint roughness. *Computers and Geotechnics*, 55, 290–305.

Gentilini, C., Gottardi, G., Govoni, L., Mentani, A., & Ubertini, F. (2013). Design of falling rock protection barriers using numerical models. *Engineering Structures*, 50, 96–106.

GEO. (2007). *Engineering geological practice in Hong Kong*. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, The Government of the Hong Kong, Special Administrative Region.

Geomakt (2015) - <http://geomakt.com/en/dynamic-rockfall-protection-barriers>, consultado em Setembro de 2015

Giani, G. P. (1992). *Rock Slope Stability Analysis*. Balkema, Rotterdam, The Netherlands.

Gomes, R. (2011). *Contributo para a caracterização geotécnica dos gabros da faixa Beringel – Beja*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.

Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.

Guidicini, G., & Nieble, C. M. (1984). *Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação*. São Paulo, Brasil: Editora Edgar Blücher Ltda.

Highland, L. M., & Bobrowsky, P. (2008). *The Landslide Handbook — A Guide to Understanding Landslides*. *Landslides* (p. 129). U.S. Geological Survey, Reston, Virginia.

Hoek, E. (2001). Rock mass properties for underground mines. *Underground Mining Methods: Engineering Fundamentals and International Case Studies*, 21.

Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*. Rocscience: Hoek's Corner.

Hoek, E., & Bray, J. W. (1981). *Rock Slope Engineering*. London, United Kingdom: Institution of Mining and Metallurgy, 358p.

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

Hoek, E., Marinos, P., & Benissi, M. (1998). Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses . The case of the Athens Schist Formation. *Bull. Eng. Geol. Env.*, 57(2), 151–160.

Hudson, J., & Harrison, J. (1997). *Engineering rock mechanics: An introduction to the principles*. Elsevier Science Ltd., Oxford, United Kingdom, 444p.

Hungr, O., Leroueil, S., & Picarelli, L. (2014). The Varnes classification of landslide types, an update. *Landslides*, 11, 167–194.

Hutchinson, J. N. (1988). General Report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. *Proc. 5h. Int. Symp. on Landslides (E. Bonnard, C.)*, 1, 33–35.

INIR. (2010). *Norma Traçado, Revisão*. Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias IP. Lisboa.

ISRM. (1978). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(4), 319–368.

ISRM. (1981). Basic geotechnical description of rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, 18, 85–110.

Jesus, A. (2011). *Ore forming systems in the western compartment of the Beja Layered Gabbroic Sequence (Ossa Morena Zone Portugal)*. Tese de doutoramento, Universidade de Lisboa.

Jesus, A. P., Mateus, A., Oliveira, V., & Munhá, J. (2003). Ore-forming systems in the Layered Gabbroic Sequence of the Beja Igneous Complex (Ossa-Morena Zone , Portugal); state of the art and future perspectives. *Mineral Exploration and Sustainable Development, Eliopoulos et Al. (eds)*, 1, 591–594.

- Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(4), 283–353.
- Kullberg, M. C., & Kullberg, J. C. (2000). Tectónica Da Região De Sintra. *Tectónica Da Região de Sintra. In Tectónica Das Regiões de Sintra E Arrábida, Mem. Geociências, Museu Nac. Hist. Nat. Univ. Lisboa*, 2(1-34).
- Ladanyi, B. (1993). Time-dependent response of rock around tunnels. In J. A. Hudson (Ed.), *Comprehensive rock engineering* (Vol. 2, pp. 77–112).
- Laubscher, D. H. (1990). A geomechanics classification system for the rating of rock mass in mine design. *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 90(10), 257–273.
- LNEC. (2005). Sismicidade e tectónica em Portugal. Retrieved August 30, 2015, from <http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao/tectonica.html>
- Manolis, G. D. (1991). Boundary Integral Techniques for Stochastic Problems in Geomechanics. In C. A. Brebbia & G. S. Gipson (Eds.), *Boundary Elements XIII* (pp. 421–432). Computational Mechanics Publications.
- Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2005). The geological strength index: Applications and limitations. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 64, 55–65.
- Nickmann, M., Spaun, G., & Thuro, K. (2006). Engineering geological classification of weak rocks. *Int. Assoc. of Engng. Geol.*, (492), 1–9.
- NP EN 1997-1. (2010). Eurocódigo 7 – Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais.
- NP EN 1998-1. (2010). Eurocódigo 8 - Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.
- Nunes, A., Guedes, P., & Cardoso, A. (2002). Análise de situações de instabilidade em taludes rochosos de escavação em meio rodoviário. Aplicação ao trecho da EN 222 entre a Régua e a Ponte das Bateiras. *Instituto Das Estradas de Portugal*.
- Oliveira, R., Ribeiro, L., Mendes, P., & Nascimento, J. (n.d.). Alterações Climáticas no Município de Sintra. Recursos Hídricos. *Projecto SIAM-SINTRA*.
- Olson, L., Samson, C., & McKinnon, S. D. (2015). 3-D laser imaging of drill core for fracture detection and Rock Quality Designation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 73, 156–164.
- Palmstrom, A. (1982). The volumetric joint count - a useful and simple measure of the degree of rock mass jointing. *Proc. of the 4th Congr. Int. Assoc. of Engng. Geology*, 2(3), 221–228.

- Pantelidis, L. (2009). Rock slope stability assessment through rock mass classification systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 315–325.
- Paralta, E. A., Frances, A. P., & Ribeiro, L. F. (2005). Avaliação da Vulnerabilidade do Sistema Aquífero dos Gabros de Beja e Análise Crítica das Redes de Monitorização no Contexto da Directiva Quadro da Água. *7º Silusba - Évora*, 1–16.
- Pedro, J. C., Araújo, A., Fonseca, P. E., & Munhá, J. M. (2005). Sequências ofiolíticas internas da zona de Ossa-Morena: implicações geodinâmicas na evolução da Cadeia Varisca Ibérica. *Cadernos Lab. Xeolóxico de Laxe*, 30, 235–258.
- Pierson, L. A., Davis, S. A., & Van Vickle, R. (1990). *Rockfall Hazard Rating System – Implementation Manual*. Report FHWA-OR-EG-90–01, FHWA, U.S. Dep. of Transp.
- Pierson, L. A., Fred Gullixson, C., & Chassie, R. G. (2001). *Rockfall Catchment Area Design Guide* (Vol. 3, p. 91).
- Pinheiro, M., Sanches, S., Miranda, T., Neves, A., Tinoco, J., Ferreira, A., & Correia, A. G. (2015). A new empirical system for rock slope stability analysis in exploitation stage. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, 182–191.
- Priest, S. D., & Hudson, J. A. (1976). Discontinuity spacings in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics*, 13(1), 135–148.
- Ramalho, M., Pais, J., Rey, J., Berthou, P. Y., Alves, C. A. M., Palácios, T., ... Kullberg, M. C. (1993). Notícia explicativa da folha 34-A Sintra. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.
- Ramos, C. M. (2010). *Drenagem em Infra-Estruturas de Transportes e Hidráulica de Pontes*. 2ª Edição. LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Rocha, M. (2013). *Mecânica das Rochas* (p. 410). LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Edição do âmbito das comemorações do nascimento do Engenheiro Manuel Rocha – 1913 – 2013 (Obra Póstuma).
- Romana, M. (1985). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. *Int. Symp. on the Role of Rock Mechanics ISRM, Zacatecas*, 49–53.
- Romana, M. (1993). A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating. In *Comprehensive Rock Engineering* (pp. 575–600). John A. Hudson, Editor-in-Chief.
- Romana, M., Serón, J. B., & Montalar, E. (2003). SMR Geomechanics classification: Application, experience and validation. *ISRM 2003–Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy*, 1–4.

Selby, M. J. (1980). A rock mass strength classification for geomorphic purposes: with tests from Antarctica and New Zealand. *Zeitschrift Fur Geomorphologie*, 24, 31–51.

Sjöberg, J. (1999). *Analysis of Large Scale Rock Slopes*. Department of Civil and Mining Engineering. Division of Rock Mechanics. Luleå University of Technology.

Soares, S. (2012). *Contribuição para o Conhecimento das Características Geotécnicas dos Gabros de Beja, Faixa entre Beringel e Beja*. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa.

Sonmez, H., & Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 743–760.

Sonmez, H., & Ulusay, R. (2002). A discussion on the Hoek-Brown failure criterion and suggested modification to the criterion verified by slope stability case studies. *Yerbilimleri (Earthsciences)*, 26, 77–99.

Stead, D., Eberhardt, E., Coggan, J., & Benko, B. (2001). Advanced numerical techniques in rock slope stability analysis- application and limitations. *Landslide - Causes, Impacts and Countermeasures*, 615–624.

Stimpson, B. (1981). A Suggested Technique for Determining the Basic Friction Angle of Rock Surfaces Using Core. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and*, 18, 63–65.

Taheri, A., & Tani, K. (2010). Assessment of the stability of Rock slopes by the slope stability rating classification system. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, 321–333.

Tatone, B., & Grasselli, G. (2012). Quantitative measurements of fracture aperture and directional roughness from rock cores. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 619–629.

Teixeira, C. (1962). La structure annulaire subvolcanique des massifs eruptifs de Sintra, Sines et Monchique. *Junta Inv. Ultramar, Livro de Homenagem Ao Prof. J. Carrington Da Costa*, 461–493.

Terrinha, P., Aranguren, A., Kullberg, M. C., Pueyo, E., Kullberg, J. C., Casas Sainz, A. M., & Rillo, C. (2003). Complexo ígneo de Sintra – um modelo de instalação constrangido por novos dados de gravimetria e ASM. *Ciências Da Terra (UNL), CD-ROM*, D96–D100.

Tomás, R., Cuenca, A., Cano, M., & García-Barba, J. (2012). A graphical approach for slope mass rating (SMR). *Engineering Geology*, 124, 67–76.

Ulusay, R. (2000). Rock Properties and Their Role in Rock Characterization, Modelling and Design. *International Society for Rock Mechanics*, 1–21.

Unal, E. (1996). Modified rock mass classification: M-RMR System. In *Milestones in Rock Engineering, The Bieniawski Jubilee Collection* (pp. 203–223). Balkema.

UNESCO Working Party on World Landslide. (1993). Multilingual landslide glossary. Bitech Publishers, Richmond, B. C., Canada.

USGS - United States Geological Survey. (2004). Landslide Types and Processes. *Fact Sheet 2004-3072*, (July), 1–4.

Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2004). *Ingeniería Geológica* (p. 715). Madrid: Pearson Educación.

Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In *Landslides: Analysis and Control* (pp. 11–33). Transportation Research Board.

Wines, D. R., & Lilly, P. A. (2002). Measurement and analysis of rock mass discontinuity spacing and frequency in part of the Fimiston Open Pit operation in Kalgoorlie, Western Australia: A case study. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 589–602.

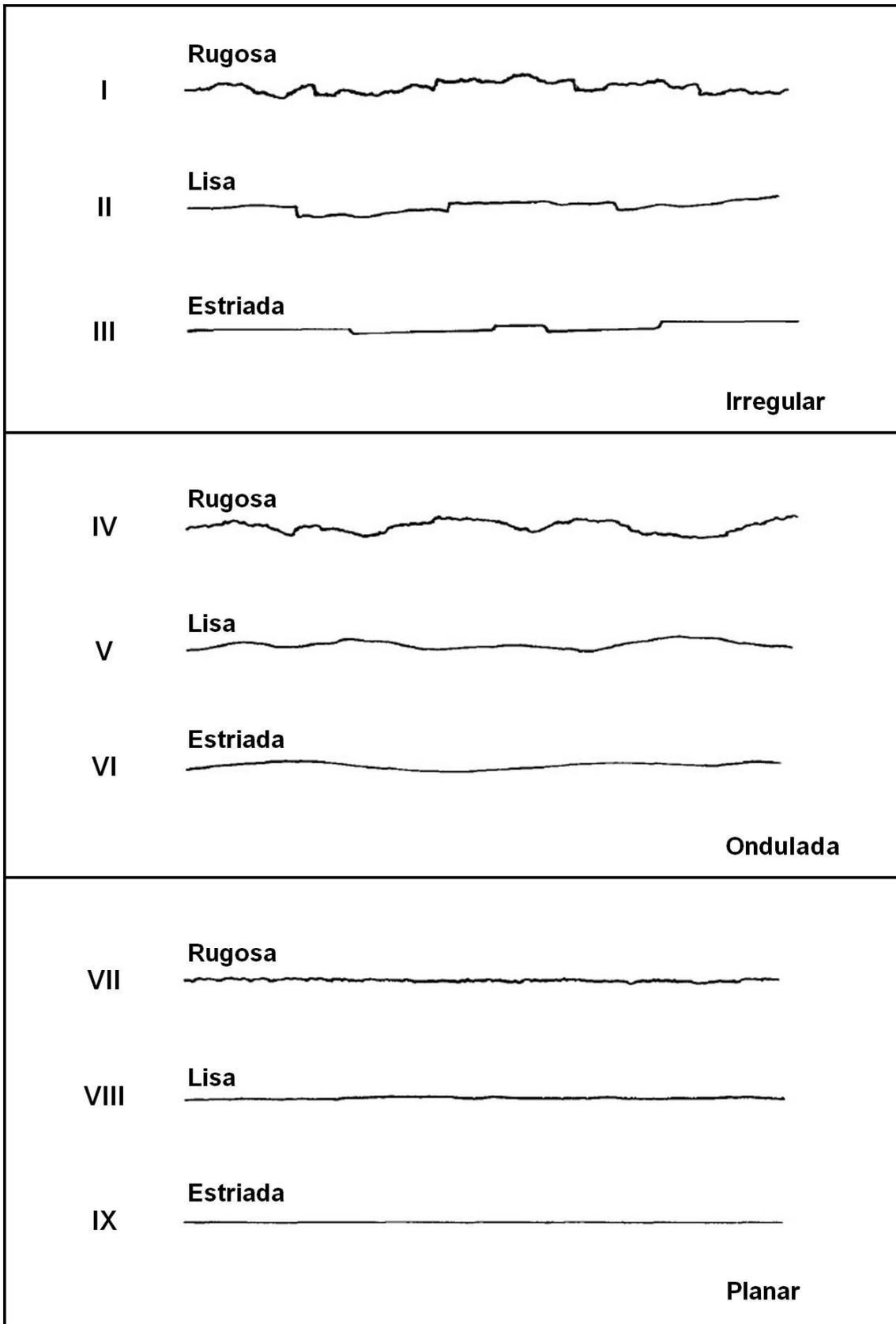
Wyllie, D. C., & Mah, C. W. (2004). *Rock Slope Engineering: Civil and Mining* (p. 431). London and New York: Spon Press.

Zêzere, J. L., Ferreira, A. de B., & Rodrigues, M. L. (2001). Actividade sísmica e instabilidade de vertentes na cidade de Lisboa. *V Simposio Nacional Sobre Taludes Y Laderas Inestables, Madrid, III*, 12.

Zhang, L. (2006). Engineering Properties of Rocks. *Elsevier Geo-Engineering Book Series, Volume 4*, 1–290.

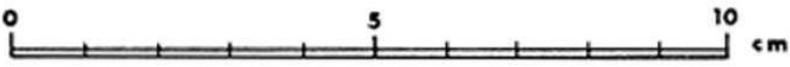
ANEXOS

ANEXO I – PERFIS TÍPICOS DE RUGOSIDADE E TERMOS DESCRITIVOS



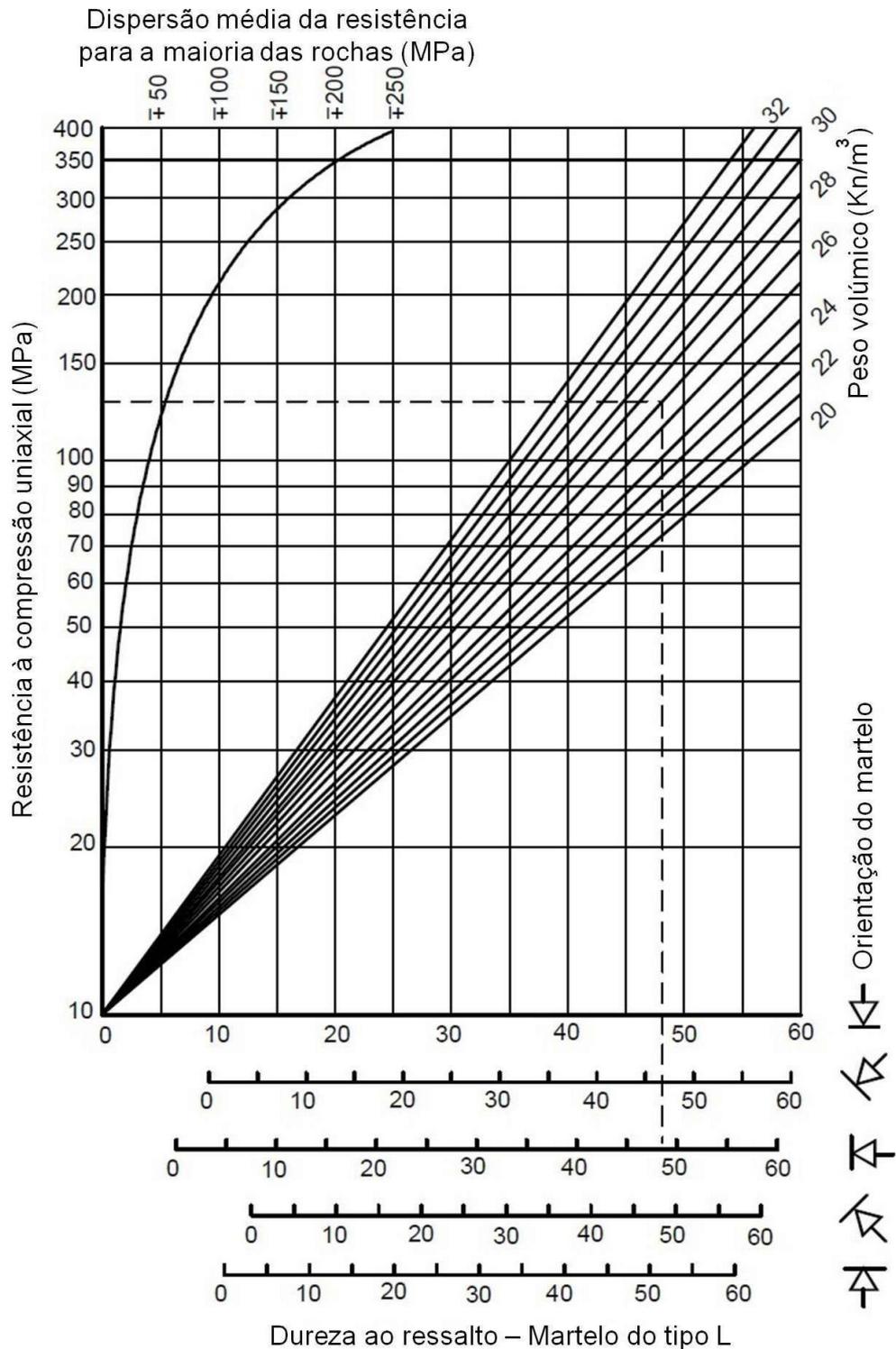
Perfis típicos de rugosidade e termos descritivos sugeridos (traduzido de ISRM, 1978)

ANEXO II – PERFIS STANDARD DE RUGOSIDADE E VALORES DE JRC

	Perfis de rugosidade	JRC
1		0 - 2
2		2 - 4
3		4 - 6
4		6 - 8
5		8 - 10
6		10 - 12
7		12 - 14
8		14 - 16
9		16 - 18
10		18 - 20
		Escala

Perfis de rugosidade e valores de JRC (traduzido de Barton & Choubey, 1977)

ANEXO III – ÁBACO PARA ESTIMAÇÃO DE RCU EM FUNÇÃO DE γ e R



Estimativa da resistência à compressão uniaxial e/ou parâmetro JCS, através do martelo de Schmidt (traduzido de Hoek, 2007)

ANEXO IV – TABELAS PARA APLICAÇÃO DA BGD

Classificação quanto ao estado de alteração (traduzido de ISRM, 1981)

Estado de meteorização		
Designação	Simbologia	Descrição
São	W_1	Sem sinais visíveis de meteorização: talvez uma ligeira descoloração nas principais descontinuidades
Ligeiramente meteorizado	W_2	Sinais de descoloração indicando meteorização do material rochoso e das descontinuidades
Moderadamente meteorizado	W_3	Menos de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo
Muito meteorizado	W_4	Mais de metade do material rochoso está decomposto e/ou desagregado num solo; o material é parcialmente friável
Decomposto	W_5	Todo o material rochosos está decomposto e/ou desagregado num solo residual

Parâmetro espessura das camadas (traduzido de ISRM, 1981)

Espessura das camadas				
Intervalos [cm]	Simbologia		Termos descritivos	
> 200	L_1	L_{1-2}	Muito espessas	Espessas
60 – 200	L_2		Espessas	
20 – 60	L_3	L_3	Moderadamente espessas	Moderadamente espessas
6 – 20	L_4	L_{4-5}	Delgadas	Delgadas
< 6	L_5		Muito delgadas	

Segundo a ISRM (1981), em maciços não estratificados (rochas ígneas, por ex.) deverá ser atribuído o símbolo L_0 .

Parâmetro espaçamento entre fracturas (traduzido de ISRM, 1981)

Espaçamento entre fracturas				
Intervalos [cm]	Simbologia		Termos descritivos	
> 200	F_1	F_{1-2}	Muito afastadas	Afastadas
60 – 200	F_2		Afastadas	
20 – 60	F_3	F_3	Moderadamente afastadas	Moderadamente afastadas
6 – 20	F_4	F_{4-5}	Próximas	Próximas
< 6	F_5		Muito próximas	

Segundo a ISRM (1981), em zonas do maciço sem fracturação deverá ser atribuída a simbologia F_0 .

Parâmetro resistência à compressão uniaxial (traduzido de ISRM, 1981)

Resistência à compressão uniaxial				
Intervalos [MPa]	Simbologia		Termos descritivos	
> 200	S ₁	S ₁₋₂	Muito elevada	Elevada
60 – 200	S ₂		Elevada	
20 – 60	S ₃	S ₃	Moderada	Moderada
6 – 20	S ₄	S ₄₋₅	Baixa	Baixa
< 6	S ₅		Muito baixa	

Parâmetro ângulo de atrito das fracturas (traduzido de ISRM, 1981)

Ângulo de atrito das fracturas				
Intervalos [°]	Simbologia		Termos descritivos	
> 45	A ₁	A ₁₋₂	Muito elevado	Elevado
35 – 45	A ₂		Elevado	
25 – 35	A ₃	A ₃	Moderado	Moderado
15 – 25	A ₄	A ₄₋₅	Baixo	Baixo
< 15	A ₅		Muito baixo	

ANEXO V – VALORES DA CONSTANTE m_i PARA ROCHA ÍGNEA INTACTA

Valores da constante m_i para rocha intacta (traduzido de Hoek, 2001)

Tipo	Classe	Grupo	Textura			
			Grosseira	Média	Fina	Muito fina
Ígneo	Plutónicas	Leucocrata	Granito 32 ± 3	Diorito 25 ± 5		
			Granodiorito (29 ± 3)			
		Melanocratas	Gabro 27 ± 3 Norito 20 ± 5	Dolerito (16 ± 5)		
	Hipabissais		Porfiritos (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotito (25 ± 5)
	Vulcânicas	Lava		Riolito (25 ± 5) Andesito 25 ± 5	Dacito (25 ± 3) Basalto (25 ± 5)	Obsidiana (19 ± 3)
Piroclastos		Aglomerado (19 ± 3)	Brecha (19 ± 5)	Tufo (13 ± 5)		

Valores entre parênteses são estimados

ANEXO VI – DIAGRAMAS PARA DETERMINAÇÃO DE η

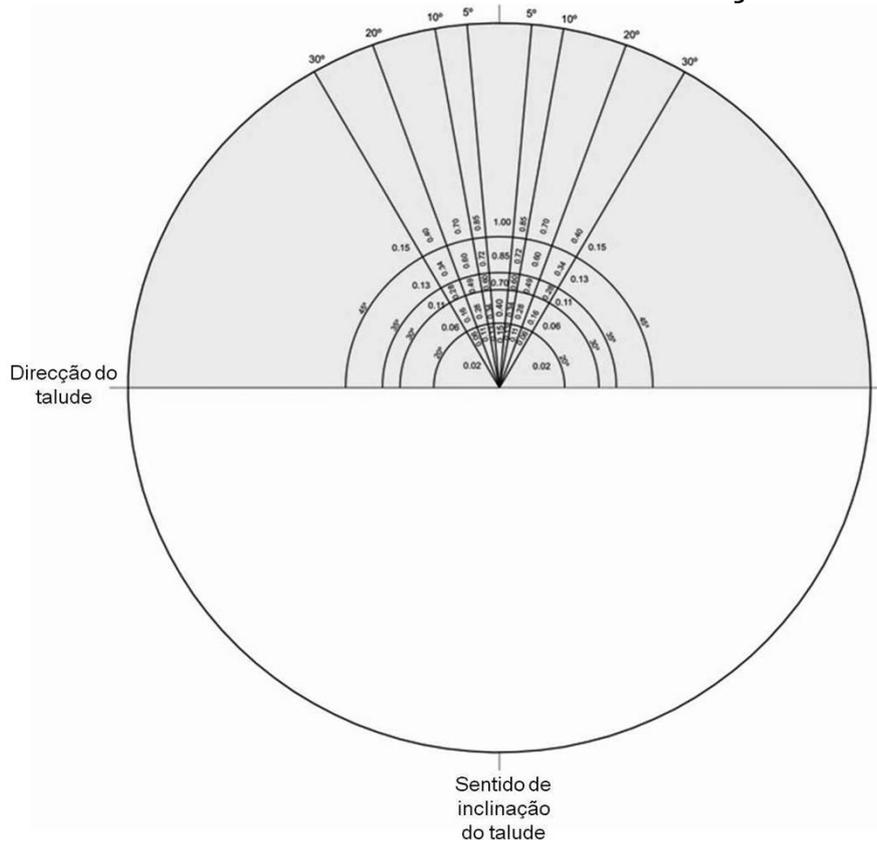


Diagrama de determinação de η para rotura planar

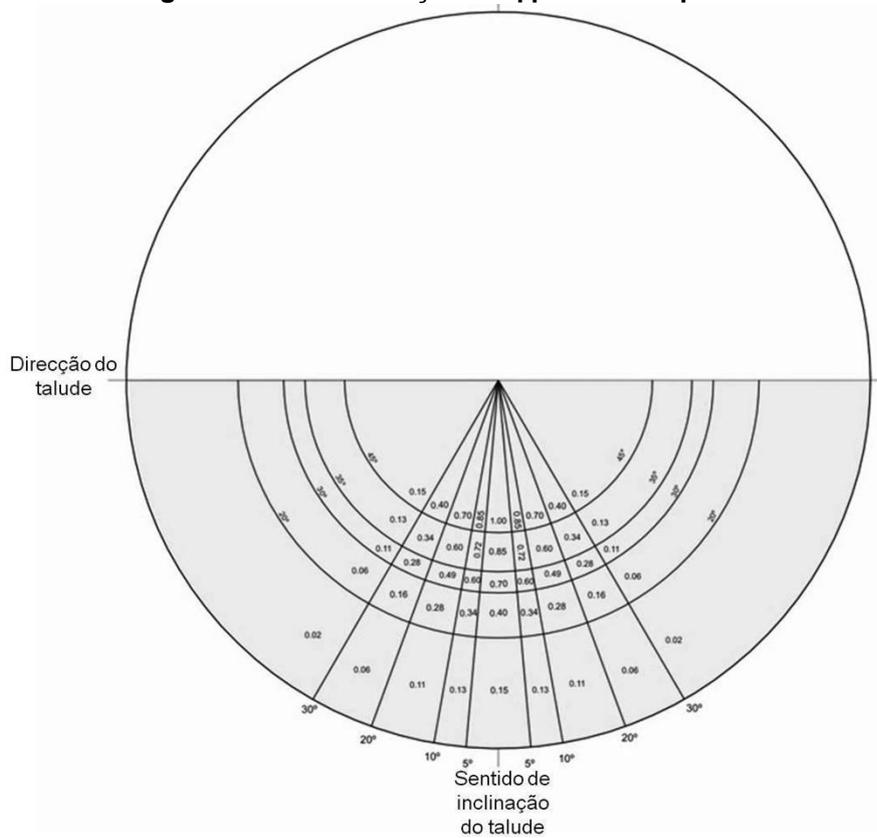


Diagrama de determinação de η para rotura por cunha

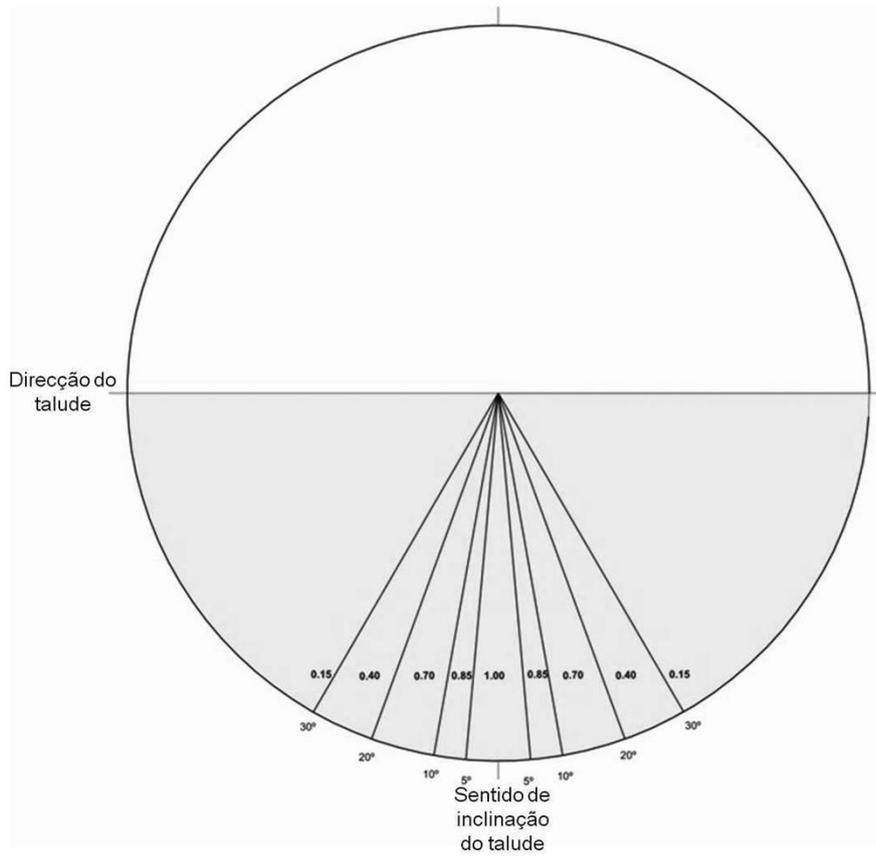
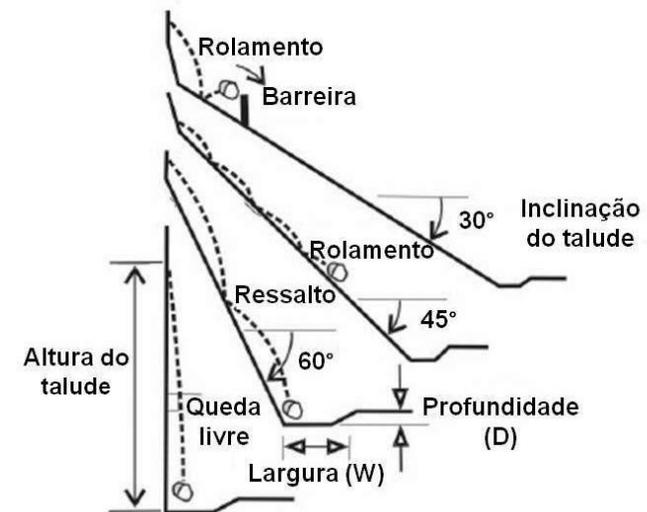
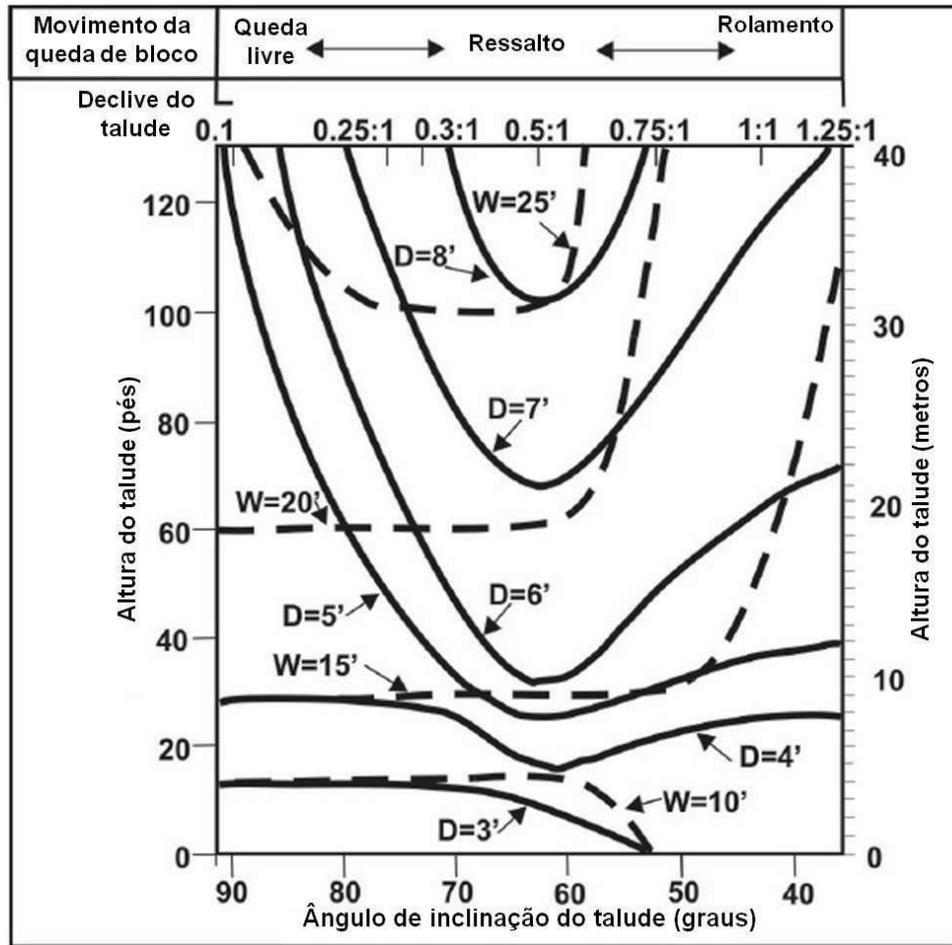


Diagrama de determinação de η para rotura por tombamento

ANEXO VII – ÁBACO DE RITCHIE



Ábaco de Ritchie para determinar a largura (W) e profundidade (D) das valetas, em relação à altura e ângulo de inclinação do talude (traduzido de Whiteside, 1986 in Budetta, 2004)

ANEXO VIII – CLASSIFICAÇÃO RHRSm2

RHRSm2 (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

Categoria	Critério por pontos			
	3 pontos	9 pontos	27 pontos	81 pontos
Altura do talude	7,5 m	7,5 – 22,5 m	22,5 – 30 m	> 30 m
Inclinação do talude	< 30°	30° – 40°	40° – 50°	> 50°
Largura das banquetas	≥ 4 m	2 – 3 m	≤ 1 m	–
Eficácia da valeta	Boa retenção	Moderada retenção	Retenção limitada	Retenção muito limitada
Zona de influência	Longe	Média	Perto	Muito perto
Largura da estrada	21,5 m	15,5 m	9,5 m	3,5 m
Condição estrutural	Descontinuidades com orientação favorável	Descontinuidades com orientação aleatória	Descontinuidade com orientação desfavorável	Descontinuidades muito contínuas com orientação desfavorável
Grau de meteorização	Pequeno W=1	Moderado W=2–3	Elevado W=3–4	Extremo W=5
Erosão	Pequena	Moderada	Elevada	Extrema
Tamanho dos blocos	0,3 m	0,6 m	0,9 m	1,2 m
Volume de blocos por evento	2,3 m ³	4,6 m ³	6,9 m ³	9,3 m ³
Quantidade de blocos	Nenhuns	Poucos	Alguns	Muitos
Irregularidade da face	Baixa	Média	Elevada	Muito elevada
Presença de água	Seco	Húmido	Gotejante	Fluído
Histórico de queda de blocos	Poucas quedas (1/10 anos)	Quedas ocasionais (3/ano)	Muitas quedas (6/ano)	Quedas constantes (9/ano)
Risco médio para veículos	25%	50%	75%	100%
Distância de visibilidade de decisão	Adequada (100%)	Moderada (80%)	Limitada (60%)	Muito limitada (40%)
Clima	Baixa precipitação (< 1000 mm)	Precipitação moderada (1000–2000 mm)	Precipitação elevada (> 2000 mm)	–

ANEXO IX – CLASSIFICAÇÃO SQI

Tabela SQI: Factores, parâmetros, pesos e intervalos de valores (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

Factores	Parâmetros		Categorias e pesos				
Geométrico 0,17	Altura talude (m) 0,50 Peso		< 10 Muito baixo 1	10–20 Baixo 2	20–30 Médio 3	30–40 Alto 4	> 40 Muito alto 5
	Inclinação talude (°) 0,35 Peso		< 30 Muito gradual 1	30–40 Gradual 2	41–50 Médio 3	51–60 Inclinado 4	> 60 Muito inclinado 5
	Inclinação da banquetta (°) 0,15 Peso		Correcta 1–2	Incorrecta ^a 4–5	– –	– –	– –
	Largura da banquetta (m) 0,25 Peso		0–1 1	1–2 2	2–3 3	3–4 4	> 4 5
Geológico 0,14	Litologia 0.50 Peso	Tipo ^b 0.40 Peso	I 1	II 2	III 3	IV 4	V 5
		Grau de meteorização (W) ^c 0.30 Peso	Sem meteorização (W=1) 1	Ligeiramente (W=2) 2	Moderadamente (W=3) 3	Altamente (W=4) 4	Decomposto (W=5) 5
		Falhas ^d 0.30 Peso	Existentes 4–5				
	Blocos 0.20 Peso	RHRSm2 1.00 Peso	< 51 1	51–153 2	153–333 3	333–459 4	> 459 5

Tabela SQI: Factores, parâmetros, pesos e intervalos de valores (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015) (continuação)

Factores	Parâmetros		Categorias e pesos				
Geológico (cont.)	Sistemas empíricos 0.30	Q	40–1000	10–40	4–10	1–4	0.001–1
		0.33					
		Peso	1	2	3	4	5
	(usar apenas um sistema: Q, RMR ou SMR)	RMR	100–81	80–61	60–41	40–21	20–0
		0.34					
		Peso	1	2	3	4	5
	SMR	100–81	80–61	60–41	40–21	20–0	
	0.33						
	Peso	1	2	3	4	5	
Sistema de drenagem 0,11	Drenagem superficial 0.60	Estado de conservação	Muito bom	Bom	Médio	Mau	Muito mau
		0.35					
		Peso	1	2	3	4	5
		Estado de manutenção	Bom	Médio	Mau	–	–
	0.45						
	Peso	1	2	3	–	–	
		Presença	Sim	Não			
	0.20						
	Peso	1–2	4–5				
	Drenagem profunda 0.20	Presença	Sim	Não			
		1.00					
		Peso	1–2	4–5			
	Drenagem de banquetas 0.20		Sim	Não			
			1–2	4–5			
	Peso						
Inspecções visuais 0,11	Estado de conservação 0.60	Classificação	Muito bom	Bom	Médio	Mau	Muito mau
		Peso	1	2	3	4	5
	Estado de manutenção 0.40	Classificação	Bom	Médio	Mau		
		Peso	1	2	3		

Tabela SQI: Factores, parâmetros, pesos e intervalos de valores (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015) (continuação)

Factores	Parâmetros		Categorias e pesos				
Monitorização ^e 0,11	Células de carga 0.25	Intervalos	1 [0–20%]	2 [20–40%]	3 [40–60%]	4 [60–80%]	5 [80–100%]
		Peso	1	2	3	4	5
	Inclinómetros 0.25	Intervalos	1 [0–20%]	2 [20–40%]	3 [40–60%]	4 [60–80%]	5 [80–100%]
		Peso	1	2	3	4	5
	Piezómetros 0.25	Intervalos	1 [0–20%]	2 [20–40%]	3 [40–60%]	4 [60–80%]	5 [80–100%]
		Peso	1	2	3	4	5
	Marcas superficiais 0.25	Intervalos	1 [0–20%]	2 [20–40%]	3 [40–60%]	4 [60–80%]	5 [80–100%]
		Peso	1	2	3	4	5
Histórico 0,07	Acidentes no talude 0.70	Queda de Blocos	Nenhuma	Inactivas	Algumas	Activas	Muito activas ^f
		0.25	1	2	3	4	5
		Peso	1	2	3	4	5
		Rotura planar	Nenhuma	Inactivas	Algumas	Activas	Muito activas
	0.25	1	2	3	4	5	
	Peso	1	2	3	4	5	
	Rotura por cunha	Nenhuma	Inactivas	Algumas	Activas	Muito activas	
0.25	1	2	3	4	5		
Peso	1	2	3	4	5		
Rotura circular	Nenhuma	Inactivas	Algumas	Activas	Muito activas		
0.25	1	2	3	4	5		
Peso	1	2	3	4	5		
Intervenções ^g		Nível 3	Nível 2	Nível 1			
0.30		1–2	3	4–5	–	–	
Peso		1–2	3	4–5	–	–	

Tabela SQI: Factores, parâmetros, pesos e intervalos de valores (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015) (continuação)

Factores	Parâmetros	Categorias e pesos					
Ambiental/Tráfego 0,08	Zona sísmica ^h 0.30 Peso	Tipo 2 0.60	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
		Tipo 1 0.40	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5–1.6
	Precipitação anual (mm) 0.50 Peso		< 100	100–500	500–1000	1000–2000	> 2000
			1	2	3	4	5
	Tráfego 0.20 Peso	Velocidade máxima (km/h) 0.50	50–60	60–70	70–90	90–100	100–120
		Tráfego médio diário (TMD) (Veículos) 0.50	< 1800	1800–1900	1900–2000	2000–2200	> 22000
Protecções 0,10	Protecções superficiais 0.80 Peso		< 25%	[25–50%[50%]50–75%]	[75–100%]
			5	4	3	2	1
	Coberto vegetal 0.20 Peso	Não existe	Pontual	Uniforme			
Imediações 0,09	Sobrecargas 0.60 Peso		Sim	Não			
			5	1			
	Vibrações 0.40 Peso	Sim	Não				
		5	1				

^a – Para a correcta atribuição do peso, o ângulo de inclinação da bancada deve ser oposto ao ângulo de inclinação do talude. ^b – Os tipos de rochas são definidos de acordo com a tabela referente ao tipo de rochas que se encontra neste anexo, em baixo. No entanto, pode ser adaptado de acordo com os tipos típicos de formações existentes no local onde se irá aplicar o SQI. ^c – O grau de meteorização é estabelecido de acordo com Bieniawski (1989). ^d – Só deve ser incluído se as falhas apresentarem uma orientação desfavorável para a estabilidade do talude. Se as falhas não existirem, este parâmetro não deve ser considerado e os pesos correspondentes devem ser distribuídos pelos restantes parâmetros. ^e – O factor monitorização tem como objectivo avaliar, usando intervalos de percentagens, a relação entre o valor medido em cada instrumento e o valor de corte definido no projecto base. ^f – Nenhum: sem acidentes registados; Inactivas: acidentes de pequena/média escala num espaço de tempo de 10 anos; Algumas: acidentes de pequena/média escala num espaço de tempo de 5 anos Activas: acidentes de pequena/média escala num espaço de tempo de 3 anos e em grande escala num espaço de tempo de 1 ano; Muito activas: acidentes de pequena, média e grande escala no espaço de tempo de 1 ano; ^g – Os níveis e acções correspondentes podem ser consultadas na tabela referente ao tipo de acções e níveis correspondentes que se encontram neste anexo em baixo; ^h – Os intervalos de valores foram definidos para cada acção e zona sísmica usando informações existentes no Euro Código 8 – NA-3.2.2 (2); ⁱ – Os pesos são apresentados por intervalos de valores com o propósito de melhor reflectir a subjectividade inerente desta avaliação. O utilizador deve ser capaz de decidir se a um parâmetro específico deve ser atribuída a máxima classificação (5), ou se o mesmo parâmetro não tem uma influência tão elevada sobre o valor de SQI que justifique tal penalização.

Tipos litológicos para avaliação no factor geologia da tabela SQI (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

Litologia ^b										
I		II			III		IV		V	
Metamórficas	Ígneas	Metamórficas	Sedimentares	Ígneas	Sedimentares	Ígneas	Metamórficas	Sedimentares	Metamórficas	Sedimentares
Gnaisse Quartzito Anfibolito Migmatito	Granito Granodiorito Diorito Gabro	Corneana	Conglomerado	Andesito Norito Obsidiana Dolerito	Arenito Grauvaque	Basalto Tufo Brecha Dacito Riólito	Xisto Milonito Mármore	Gesso Anidrito	Filito Ardósia	Calcário Siltito Argilito

Tipo de acções e níveis correspondentes para avaliação no factor histórico da tabela SQI (traduzido de Pinheiro *et al.*, 2015)

Nível	1	2		3
Grupo	Protecção superficial	Sistema de drenagem	Estabilidade de bloco	Estruturas de suporte
Descrição de intervenções	Uso de materiais naturais ou artificiais para melhorar a estabilidade do talude, tal como coberto vegetal, construção de valas, etc.	Inclui todas as acções que possam ser feitas no sistema de drenagem (interna e superficial)	Remoção dos blocos e/ou instalação de retenções usando redes metálicas	Construção de suportes que podem ser de betão, alvenaria, solo pregado, etc.

APÊNDICES

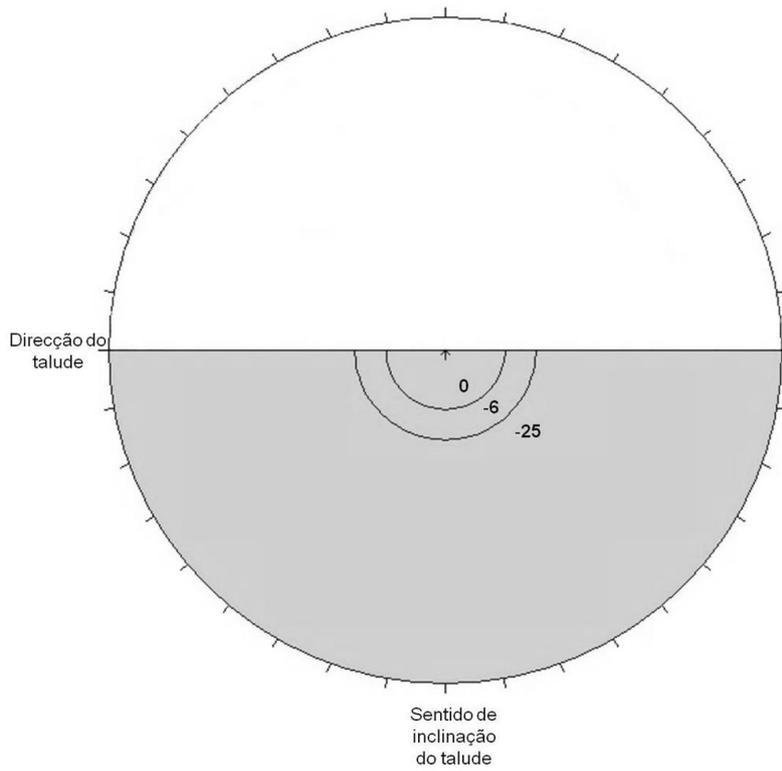


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por tombamento num talude com 89° de inclinação

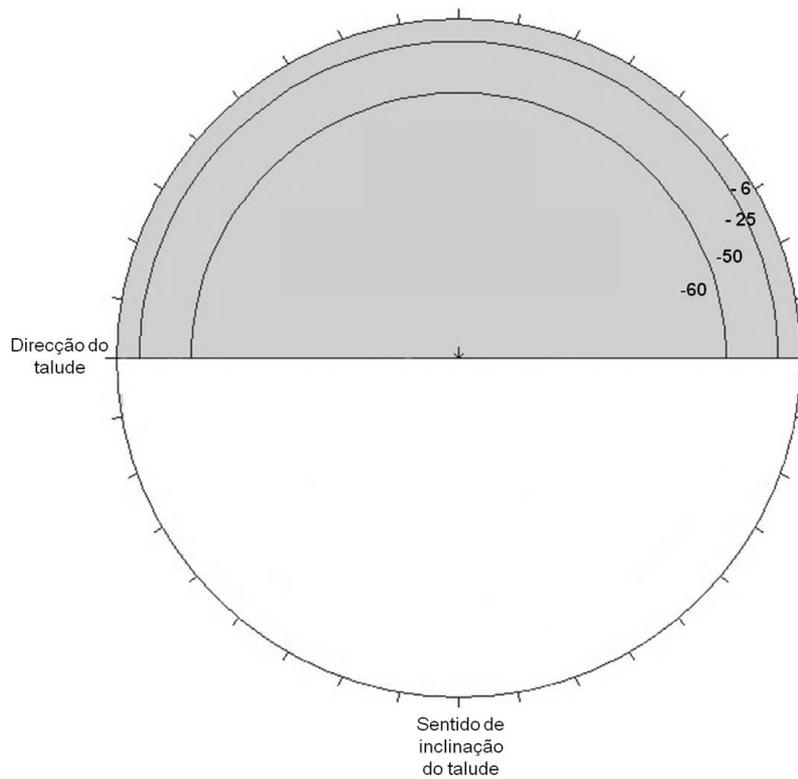


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura planar num talude com 86° de inclinação

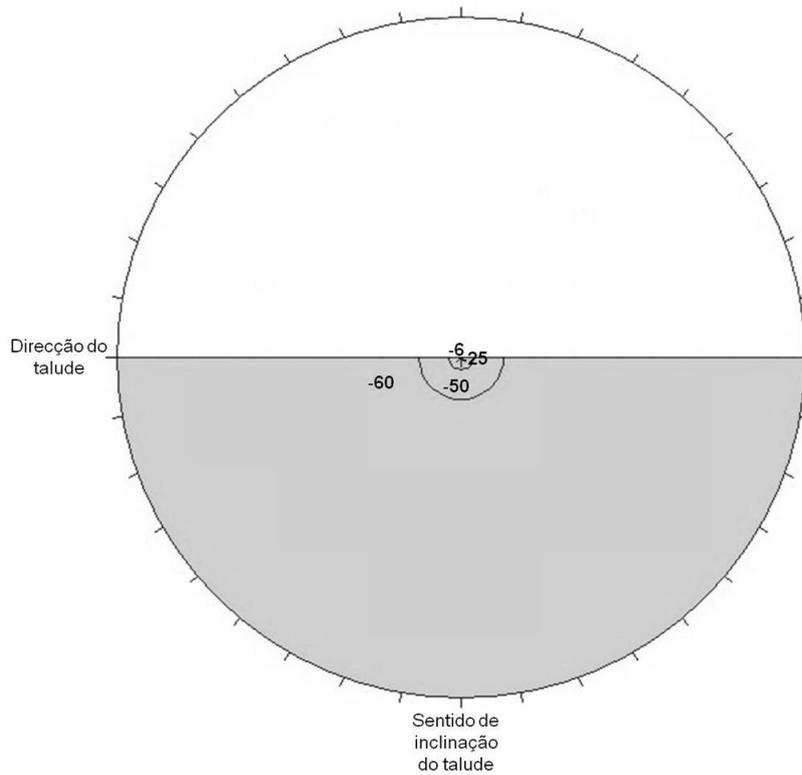


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por cunha num talude com 86° de inclinação

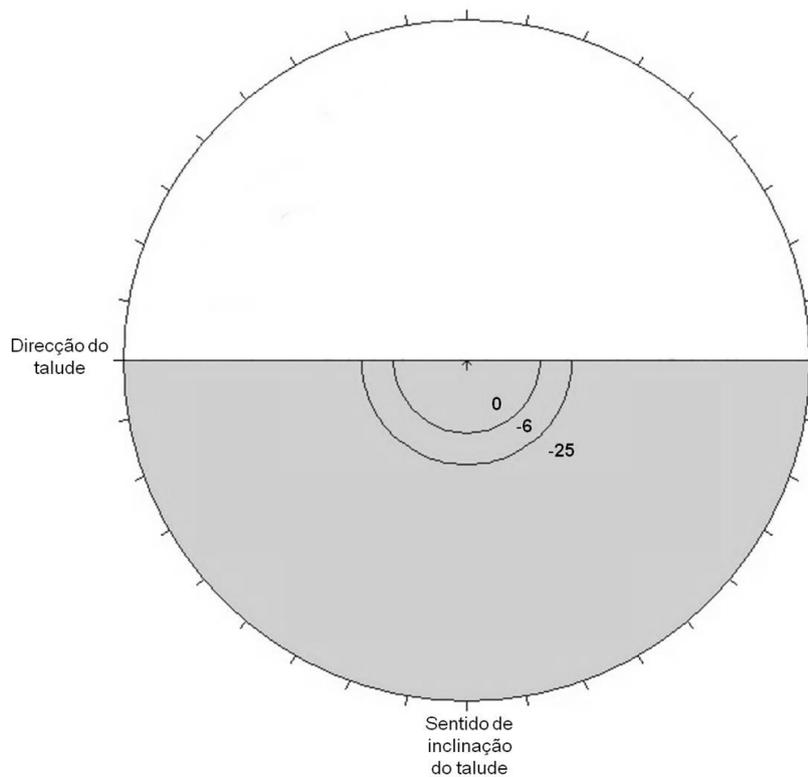


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por tombamento num talude com 86° de inclinação

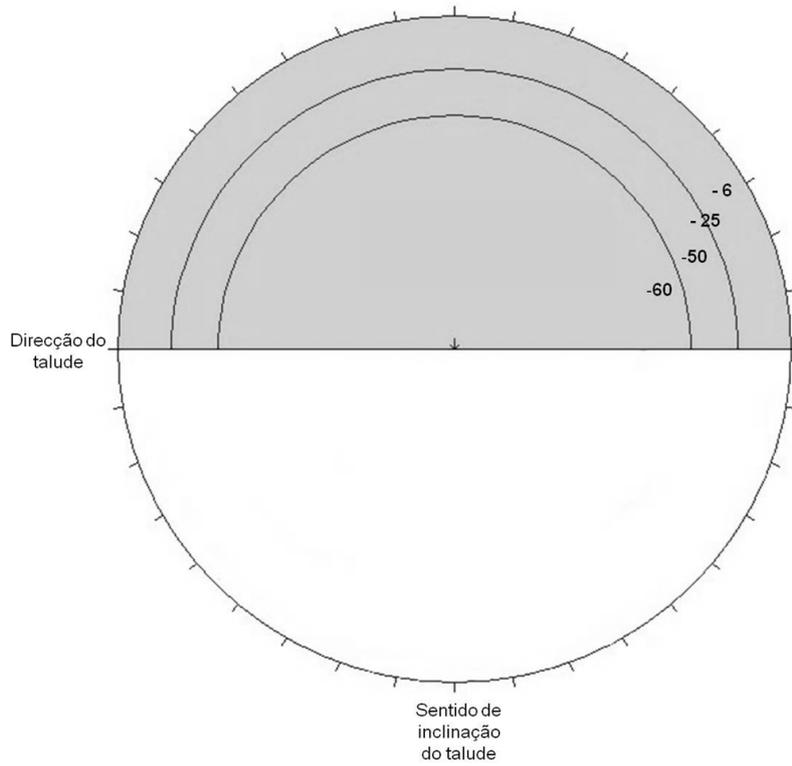


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura planar num talude com 80° de inclinação

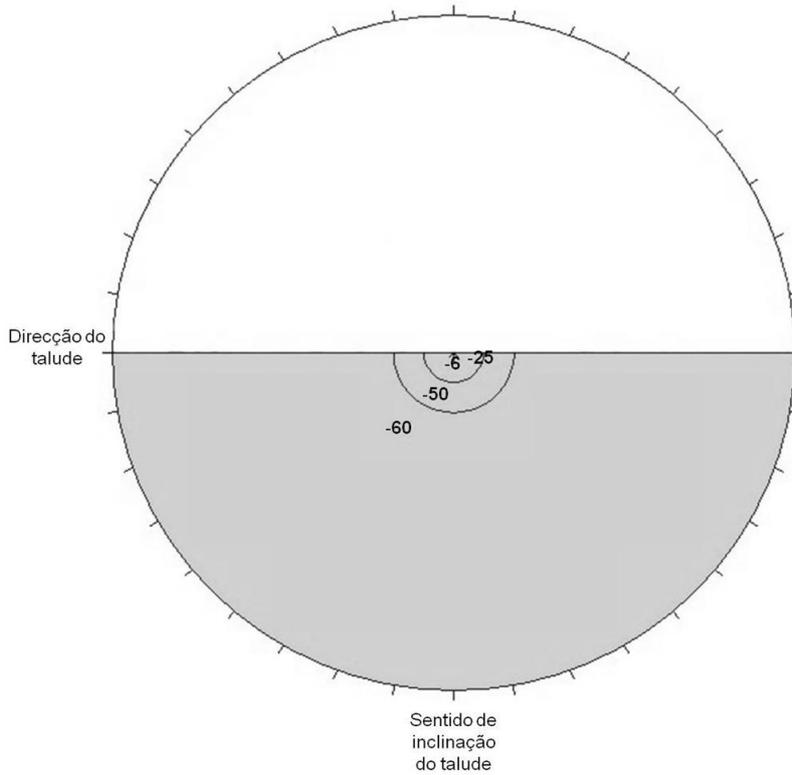


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por cunha num talude com 80° de inclinação

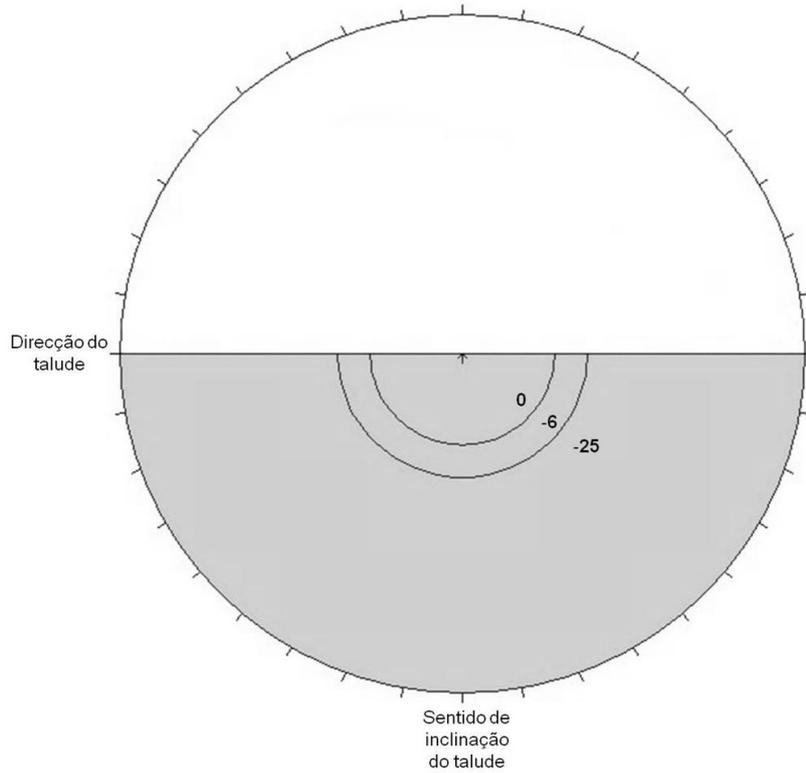


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por tombamento num talude com 80° de inclinação

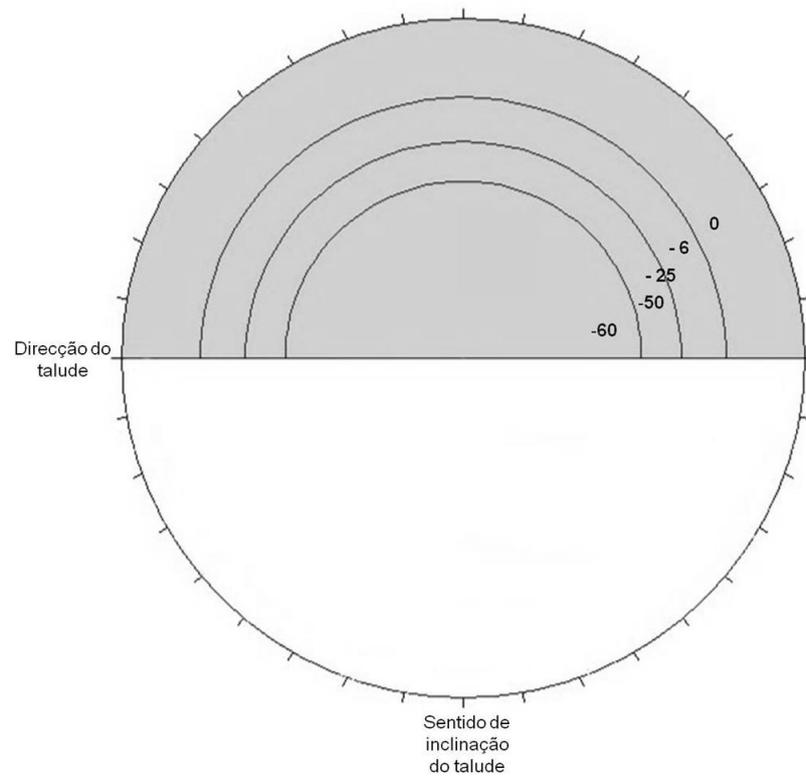


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura planar num talude com 65° de inclinação

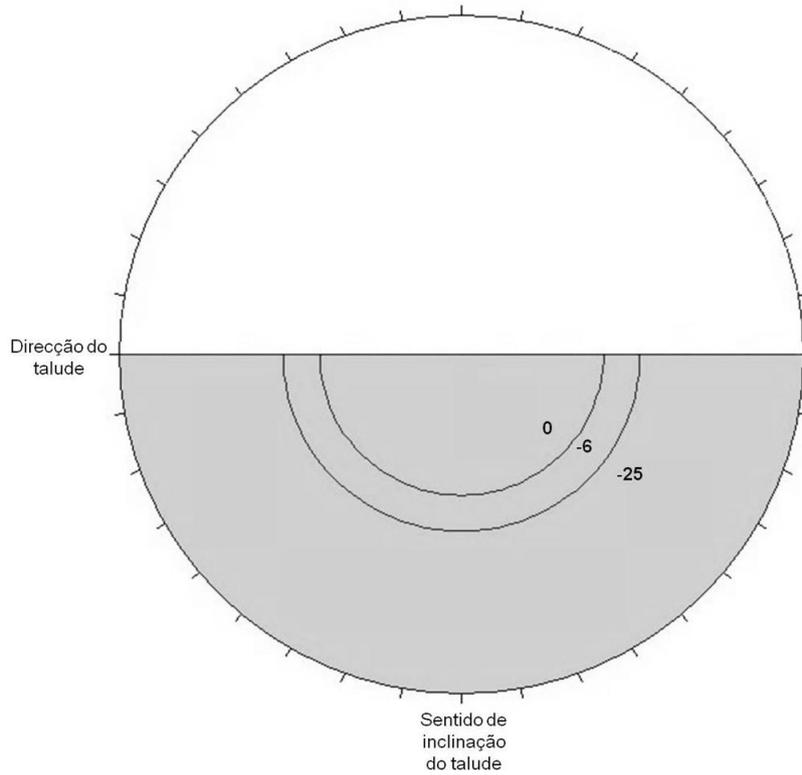


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por tombamento num talude com 65° de inclinação

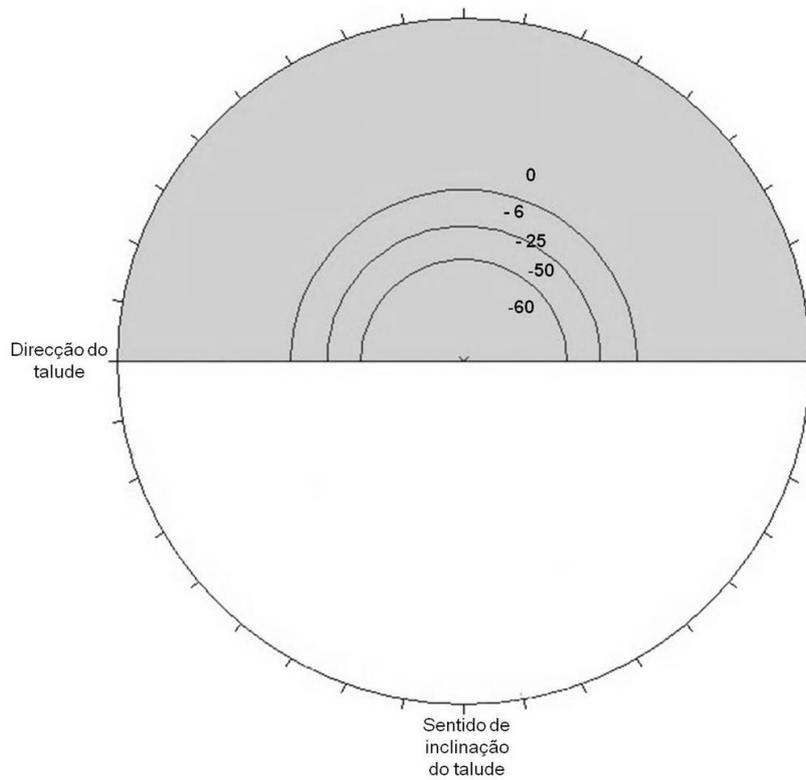


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura planar num talude com 43° de inclinação

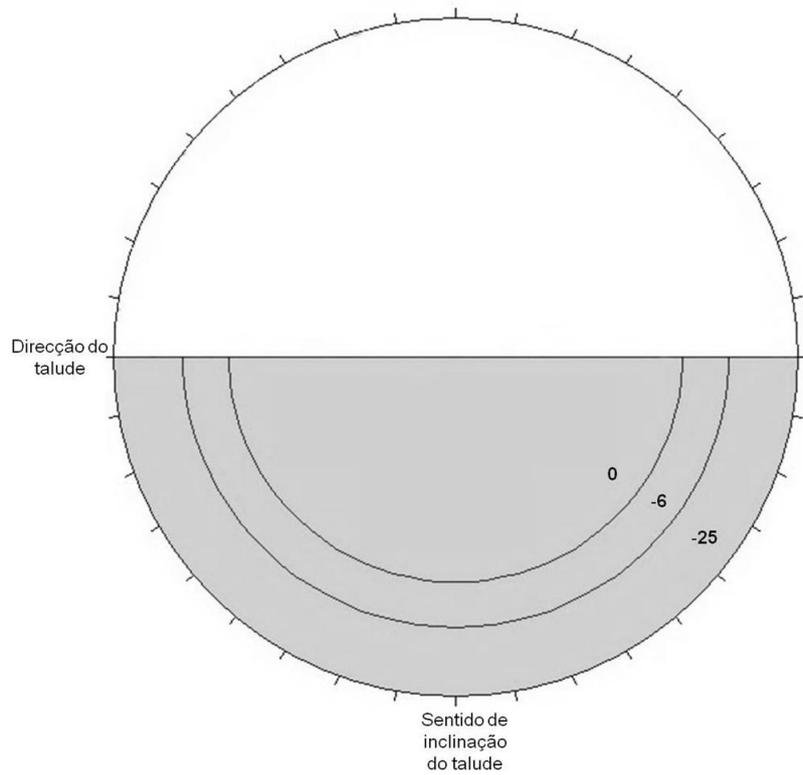


Diagrama de determinação do factor de ajuste F_3 para rotura por tombamento num talude com 43° de inclinação

APÊNDICE II – ENSAIO COM ESCLERÓMETRO

Praia da Ursa e Beja

Ensaio expedito com recurso ao esclerómetro e cálculo da resistência do material com martelo do tipo L

Talude	Litologia	Grau de meteorização	Zona de ensaio	Humidade	$\theta(^{\circ})$	Martelo do tipo L - R _L												Y _a [Kn/m ³]	RCU [MPa]	RCU médio [MPa]											
						Leituras															Mediana	Moda	Máximo	Mínimo	Desvio padrão	Média					
1 – U	Granito	Moderado	Exposição natural	Húmido	0	48	45	41	52	40	37	46	46	40	42	40	37	51	40	36	41	40	52	36	5,0	43	25.1	92	95.7		
					0	32	30	43	42	30	38	37	49	30	42	42	45	48	46	40	42	30	49	30	6,6	40		80			
					45	43	48	44	54	52	38	38	48	47	52	39	44	54	36	55	47	48	55	36	6,5	46		115			
2 – U	Granito			Moderado	Exposição natural	Húmido	0	50	42	44	45	50	51	48	52	44	46	48	54	41	39	53	48	50	54	39	4,6	47	24.3	99	104
							45	44	46	51	41	54	56	50	51	49	40	50	46	47	47	43	47	46	56	40	4,5	48		115	
							45	46	48	44	40	40	44	48	41	48	46	49	46	48	48	44	46	48	49	40	3,1	45		98	
3 – U	Sienito	Moderado a muito	Exposição natural			Húmido	0	58	52	51	50	50	42	52	48	46	44	49	45	50	48	53	50	50	58	42	4,0	49	23.3	99	94.5
							0	48	48	50	43	41	46	51	50	44	40	44	38	40	58	66	46	48	66	38	7,4	47		90	
1.1 – B	Gabro	Moderado a muito	Bloco Caído	Seco	0	50	44	50	47	56	42	40	51	44	40	46	40	40	42	46	44	40	56	40	4,9	45	28.1	130	150		
					45	47	51	59	46	54	51	-	59	46	5,3	51	170														
1.2 – B			Face de escavação		-90	41	50	46	43	50	43	48	44	36	36	44	50	50	36	5,1	44	28.1	125	125							
1.3 – B					0	48	43	51	43	42	49	48	43	48	50	48	48	51	42	3,2	47	26.7	123	123							
1.4 – B	Muito	0	47	52	46	43	51	42	41	38	44	41	44	41	52	38	4,5	45	28.0	125	125										

θ – Ângulo de impacto com referência à horizontal. Verticalmente para baixo corresponde a ângulos positivos e, para cima, a ângulos negativos.

APÊNDICE III – DIAGRAMAS DE ISODENSIDADES

Praia da Ursa

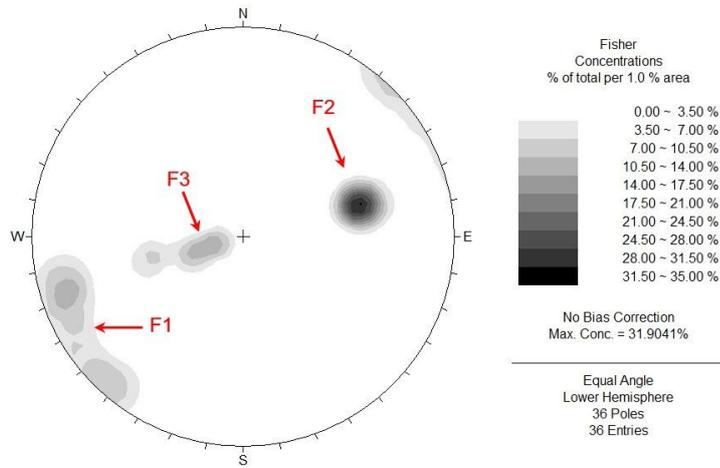


Diagrama de isodensidades para o talude 1-U

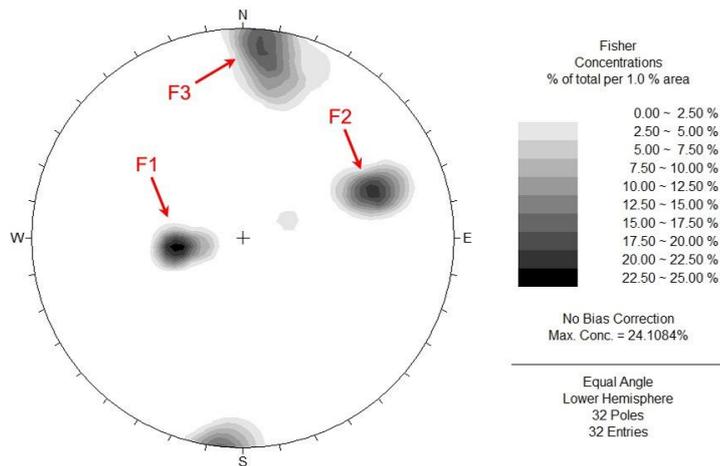


Diagrama de isodensidades para o talude 2-U

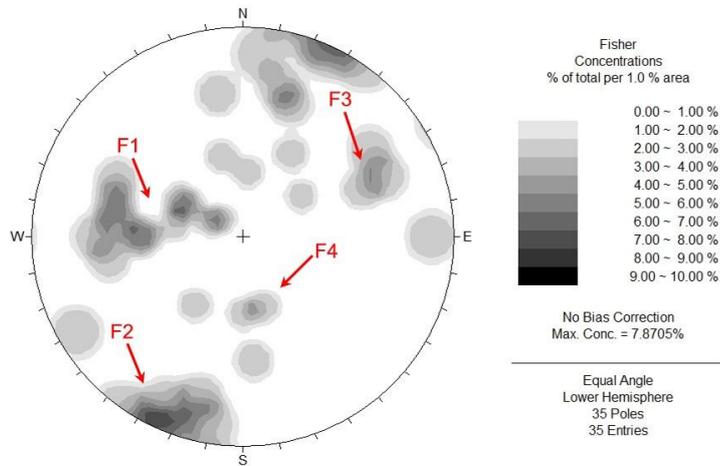


Diagrama de isodensidades para o talude 3-U

Beja

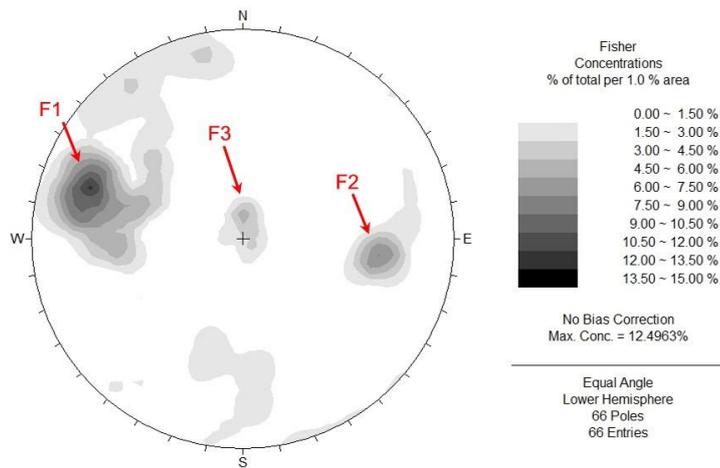


Diagrama de isodensidades para a zona 1.1-B

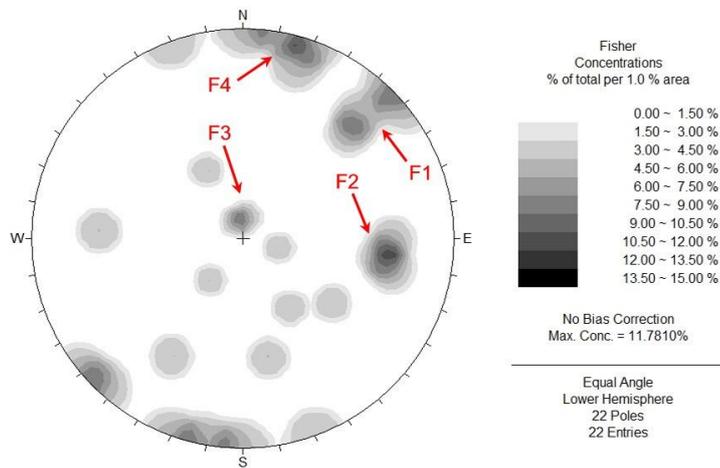


Diagrama de isodensidades para a zona 1.2-B

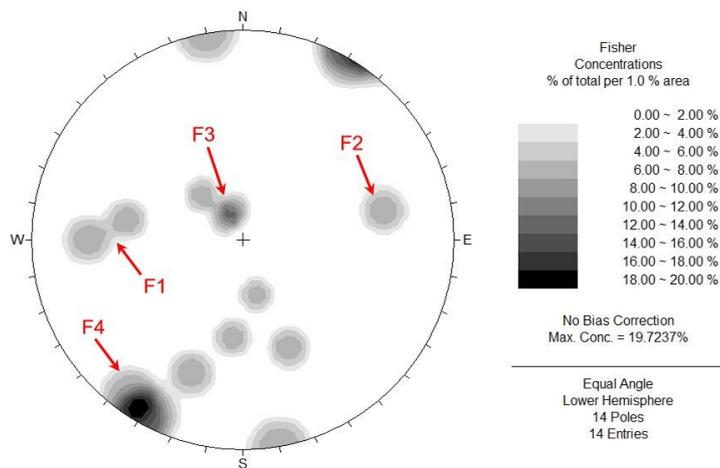


Diagrama de isodensidades para a zona 1.3-B

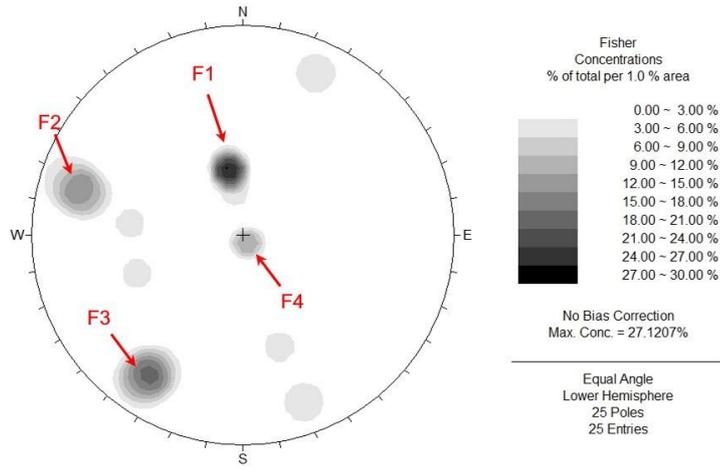
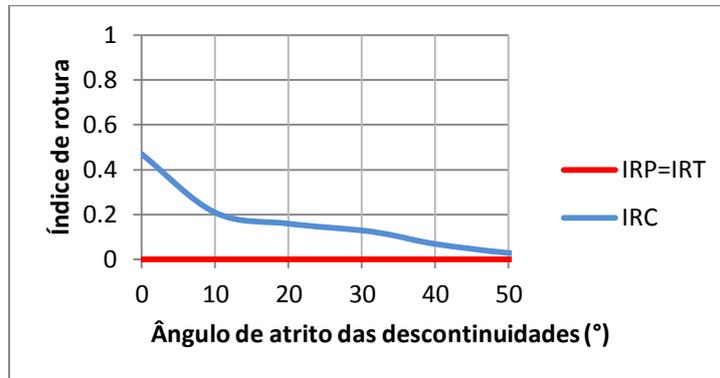


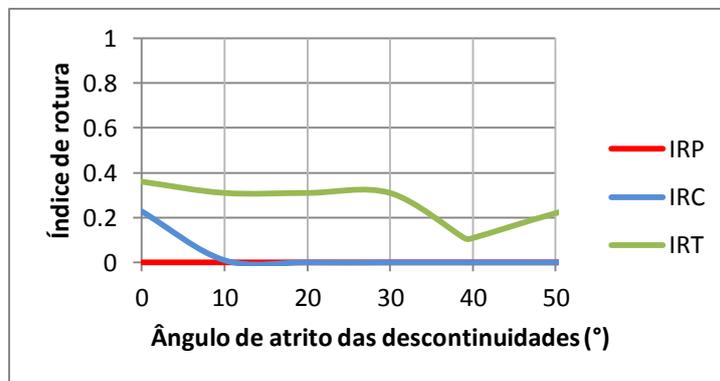
Diagrama de isodensidades para a zona 1.4-B

APÊNDICE IV – ÂNGULO DE ATRITO vs ÍNDICES DE ROTURA

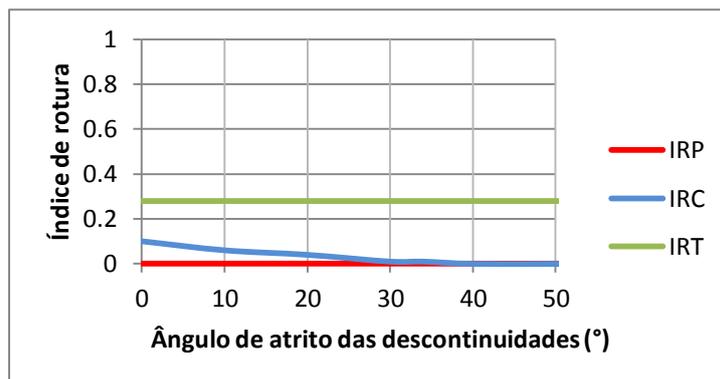
Praia da Ursa



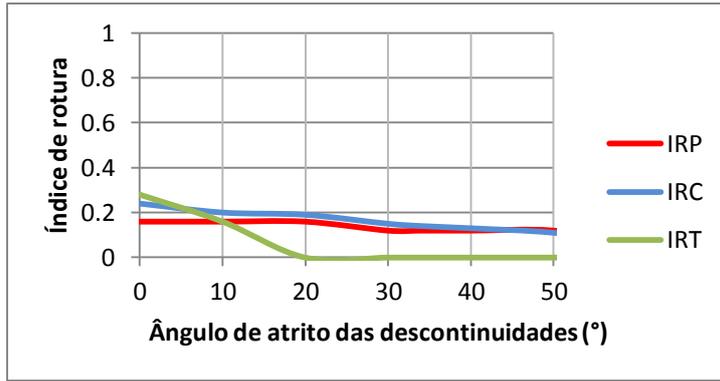
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito no talude 1a-U



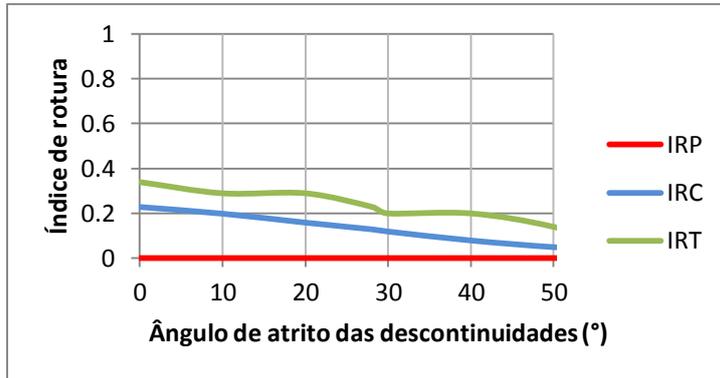
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito no talude 1b-U



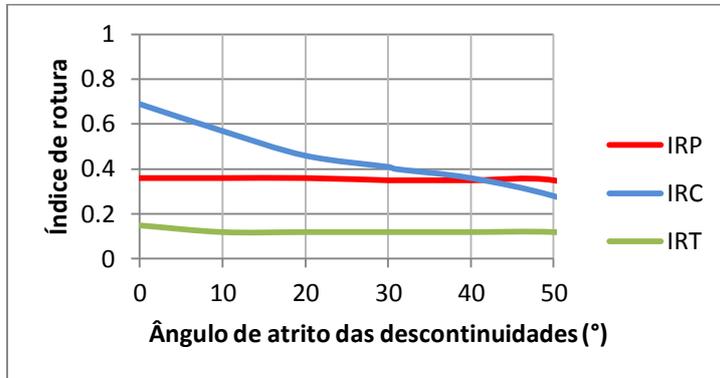
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito no talude 2a-U



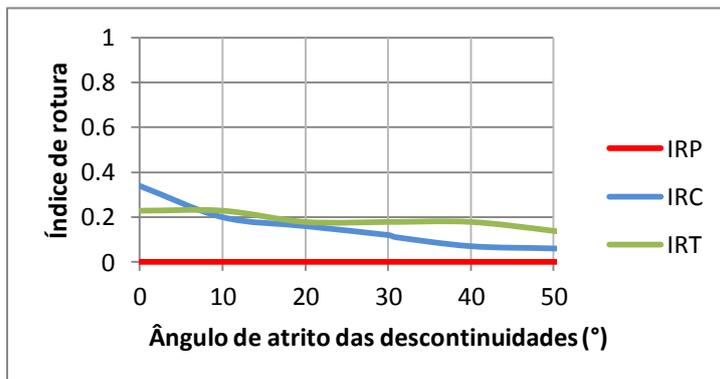
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito no talude 2a-U



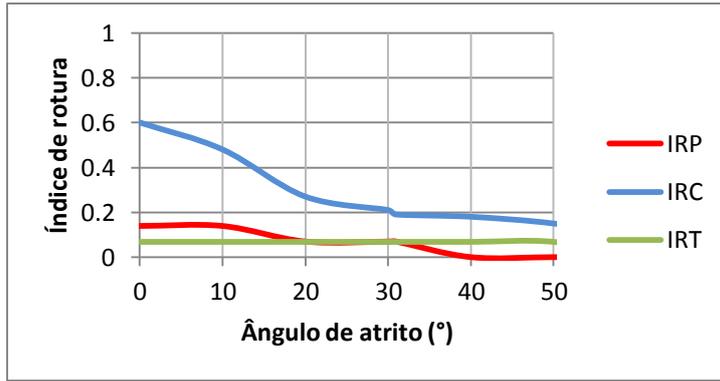
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito no talude 3-U
Beja



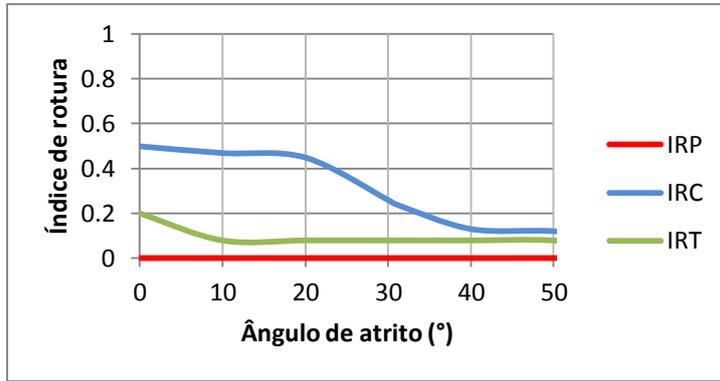
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito na zona 1.1-B



Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito na zona 1.2-B



Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito na zona 1.3-B



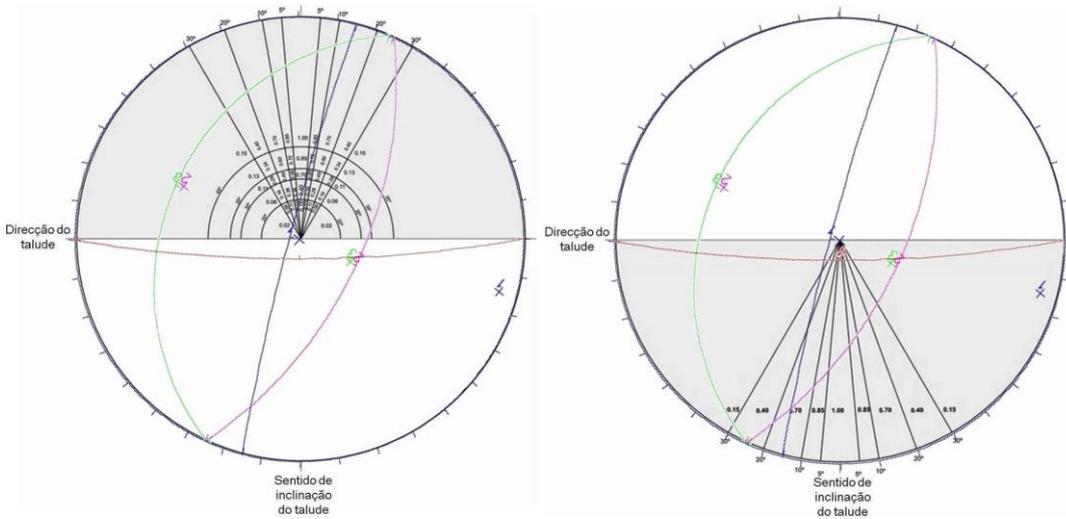
Relação entre os índices de rotura e o ângulo de atrito na zona 1.4-B

APÊNDICE V – CÁLCULO DO ÍNDICE SMR

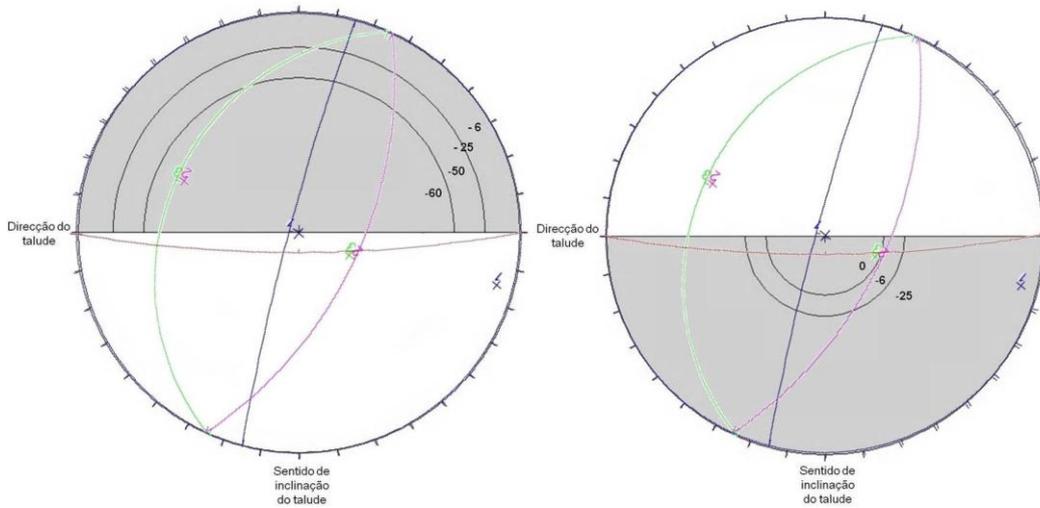
	Familia	Tipo de rotura	RMR _{básico}	α_j	B_j	α_s	B_s	$ \alpha_j - \alpha_s $	$B_j - B_s$	Método	F ₁	F ₂	η	F ₃	F ₄	$(F_1, F_2, F_3) + F_4$	SMR
								$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ$	$B_j + B_s$								
Talude 1a - U	F1	T	49	65	85	320	80	75	165	G.	-	-	0,15	-25	15	11,25	60
										C.	0,15	1	-	-25	15	11,25	60
	F2	P	49	255	59	320	80	65	-21	G.	-	-	0,15	-60	15	6	55
										C.	0,15	1	-	-60	15	6	55
	F3	T	49	74	28	320	80	66	108	G.	-	-	0,15	0	15	15	64
										C.	0,15	1	-	0	15	15	64
Talude 1b - U	F1	T	49	65	85	245	43	0	128	G.	-	-	1	-25	15	-10	39
										C.	1	1	-	-25	15	-10	39
	F2	P	49	255	59	245	43	10	16	G.	-	-	0,85	0	15	15	64
										C.	0,85	1	-	0	15	15	64
	F3	T	49	74	28	245	43	9	71	G.	-	-	0,85	0	15	15	64
										C.	0,85	1	-	0	15	15	64
Talude 2a - U	F1	P	53	81	33	0	80	81	-47	G.	-	-	0,11	-60	15	8,4	61
										C.	0,15	0,7	-	-60	15	8,7	62
	F2	T	53	249	66	0	80	69	146	G.	-	-	0,15	-25	15	11,25	64
										C.	0,15	1	-	-25	15	11,25	64
	F3	T	53	191	80	0	80	11	160	G.	-	-	0,7	-25	15	-2,5	51
										C.	0,7	1	-	-25	15	-2,5	51
Talude 2b - U	F1	T	53	81	33	255	65	6	98	G.	-	-	0,85	0	15	15	68
										C.	0,85	0,7	-	0	15	15	68
	F2	P	53	249	66	255	65	6	1	G.	-	-	0,85	-6	15	9,9	63
										C.	0,85	1	-	-6	15	9,9	63
	F3	P	53	191	80	255	65	64	15	G.	-	-	0,15	0	15	15	68
										C.	0,15	1	-	0	15	15	68
Talude 3 - U	F1	T	36.5	108	49	285	80	3	129	G.	-	-	1	-25	15	-10	27
										C.	1	1	-	-25	15	-10	27
	F2	T	36.5	17	84	285	80	88	164	G.	-	-	0,15	-25	15	11,25	48
										C.	0,15	1	-	-25	15	11,25	48
	F3	P	36.5	244	69	285	80	41	-11	G.	-	-	0,15	-60	15	6	43
										C.	0,15	1	-	-60	15	6	43
	F4	P	36.5	3	47	285	80	282	-33	G.	-	-	0,15	-60	15	6	43
										C.	0,15	1	-	-60	15	6	43
Zona 1.1 - B	F1	P	58	100	70	115	86	15	-16	G.	-	-	0,7	-60	0	-42	16
										C.	0,7	1	-	-60	0	-42	16
	F2	T	58	279	65	115	86	16	151	G.	-	-	0,7	-25	0	-17,5	41
										C.	0,7	1	-	-25	0	-17,5	41
	F3	T	58	209	15	115	86	86	101	G.	-	-	0,15	0	0	0	58
										C.	0,15	0,15	-	0	0	0	58
Zona 1.2 - B	F1	T	59	224	74	121	86	77	160	G.	-	-	0,15	-25	-4	-7,75	51
										C.	0,15	1	-	-25	-4	-7,75	51
	F2	T	59	277	69	121	86	24	155	G.	-	-	0,4	-25	-4	-14	45
										C.	0,4	1	-	-25	-4	-14	45
	F3	P	59	172	12	121	86	51	-74	G.	-	-	0,02	-60	-4	-5,2	54
										C.	0,15	0,15	-	-60	-4	-5,35	54
F4	P	59	197	86	121	86	76	0	G.	-	-	0,15	-25	-4	-7,75	51	
									C.	0,15	1	-	-25	-4	-7,75	51	
Zona 1.3 - B	F1	P	59	96	65	130	89	34	-24	G.	-	-	0,15	-60	-4	-13	46
										C.	0,15	1	-	-60	-4	-13	46
	F2	T	59	258	68	130	89	52	157	G.	-	-	0,15	-25	-4	-7,75	51
										C.	0,15	1	-	-25	-4	-7,75	51
	F3	P	59	148	22	130	89	18	-67	G.	-	-	0,28	-60	-4	-20,8	38
										C.	0,7	0,4	-	-60	-4	-20,8	38
	F4	T	59	33	87	130	89	83	176	G.	-	-	0,15	-25	-4	-7,75	51
										C.	0,15	1	-	-25	-4	-7,75	51
Zona 1.4 - B	F1	P	58	168	35	136	89	32	-54	G.	-	-	0,13	-60	-4	-11,8	46
										C.	0,15	0,85	-	-60	-4	-11,65	46
	F2	P	58	105	77	136	89	31	-12	G.	-	-	0,15	-60	-4	-13	45
										C.	0,15	1	-	-60	-4	-13	45
	F3	T	58	34	77	136	89	78	166	G.	-	-	0,15	-25	-4	-7,75	50
										C.	0,15	1	-	-25	-4	-7,75	50
	F4	T	58	330	5	136	89	14	94	G.	-	-	0,85	0	-4	-4	54
										C.	0,7	0,15	-	0	-4	-4	54

APÊNDICE VI – OBTENÇÃO DE η

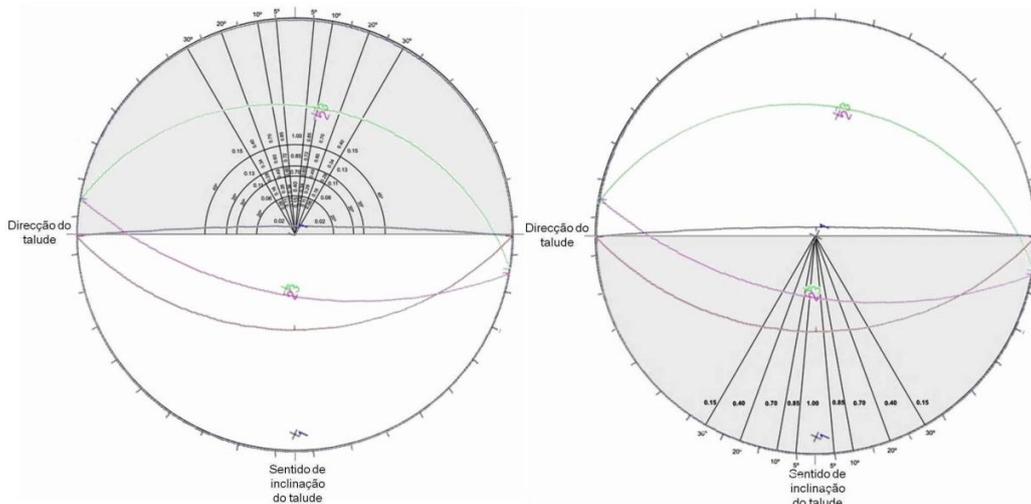
Praia da Ursa



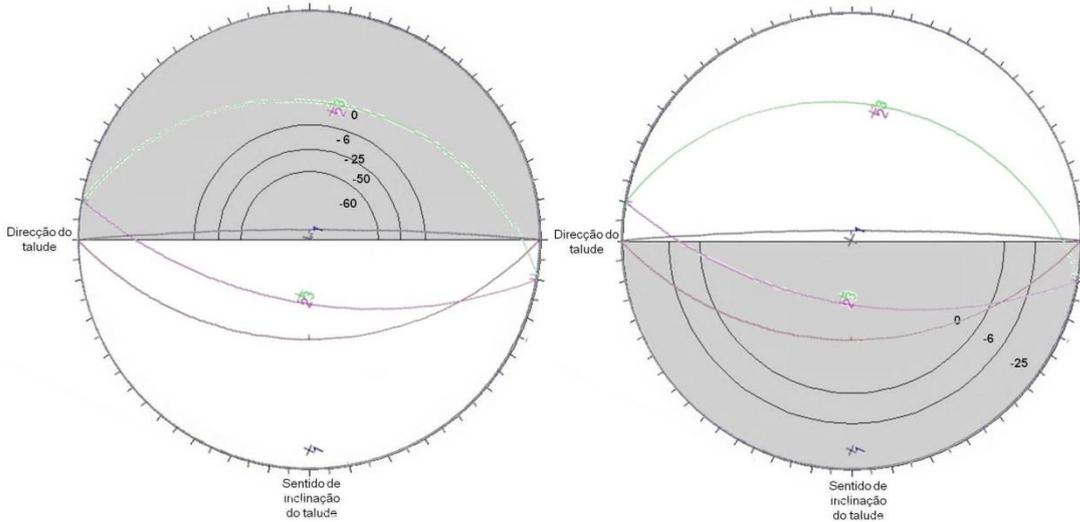
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 1a – U



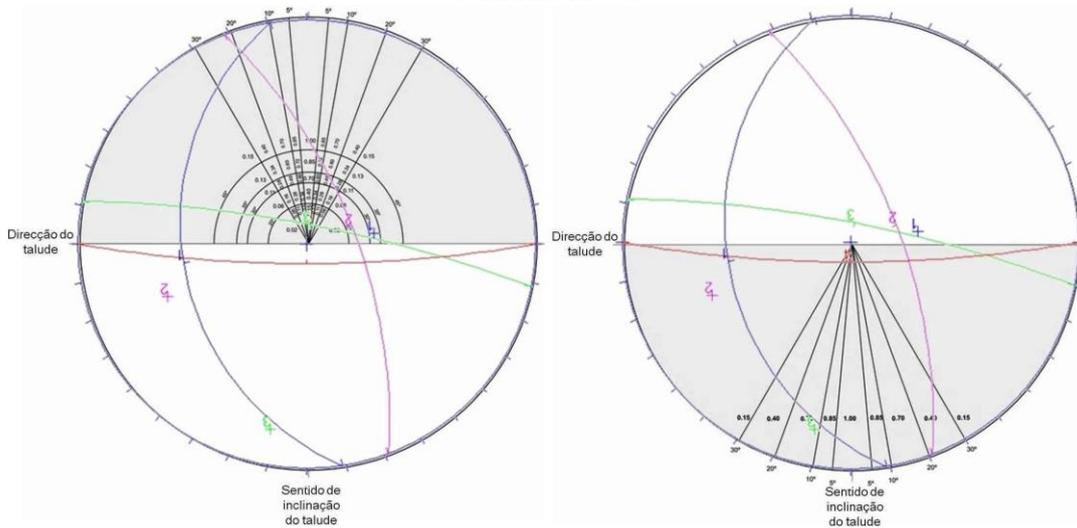
Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 1a – U



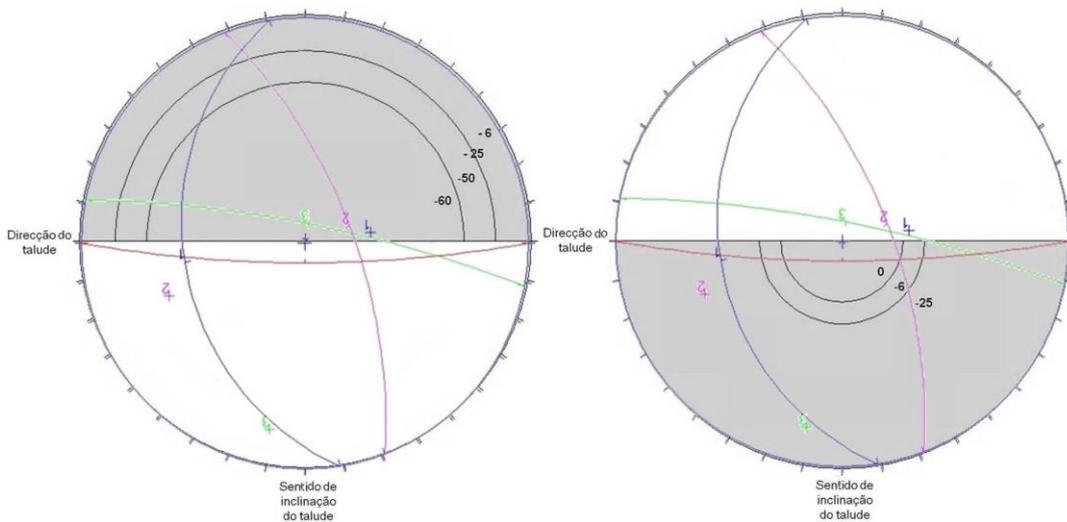
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 1b – U



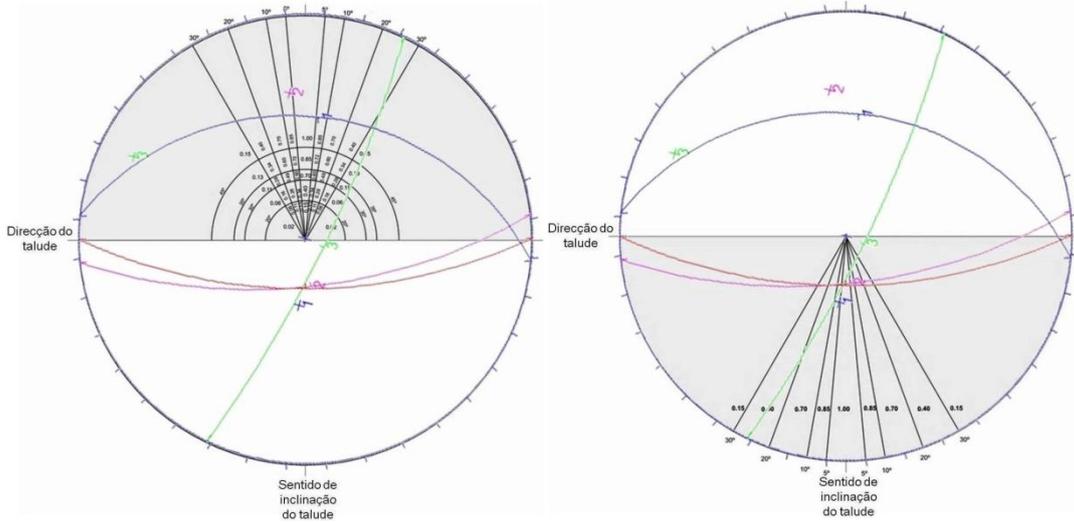
Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 1b – U



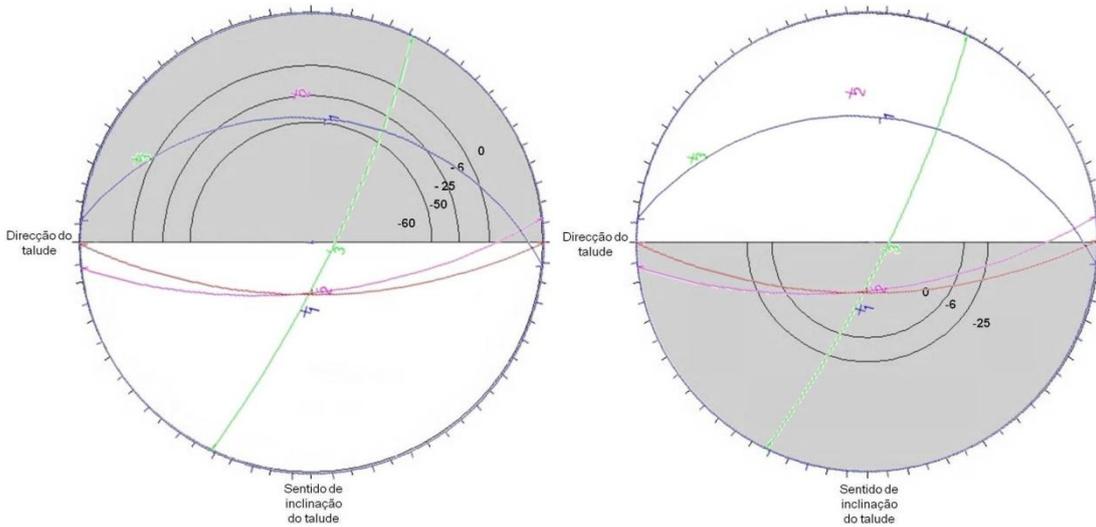
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 2a – U



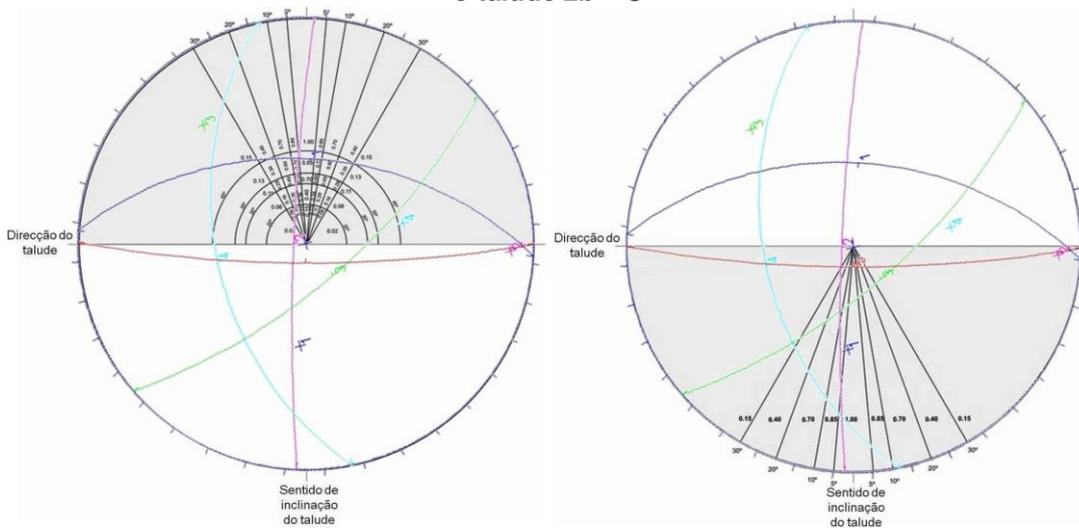
Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 2a – U



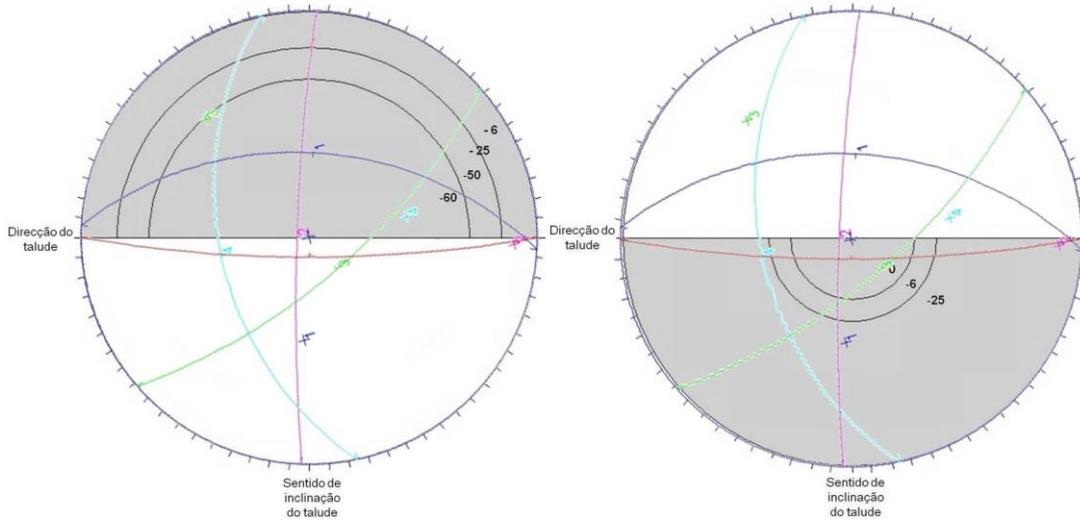
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 2b – U



Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 2b – U

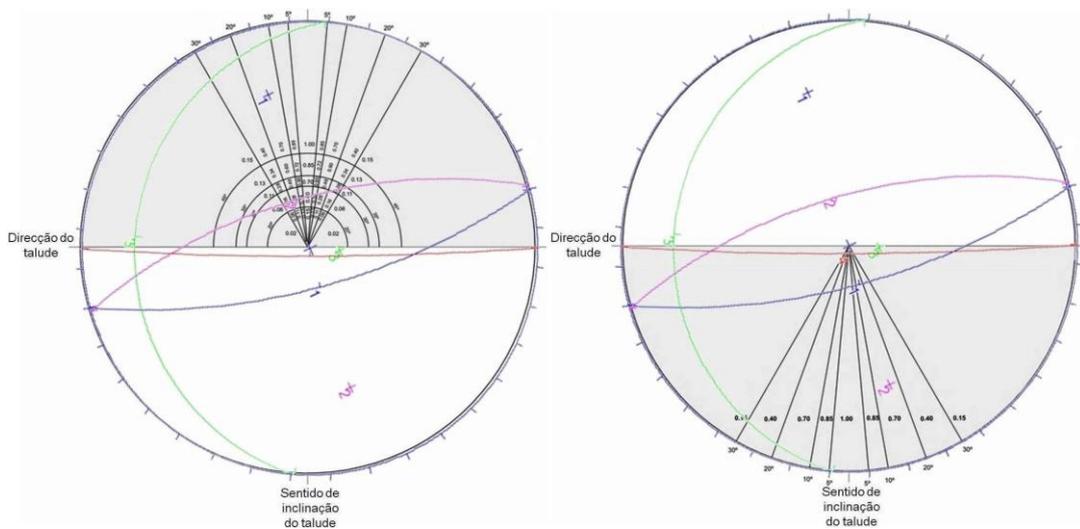


Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 3 – U

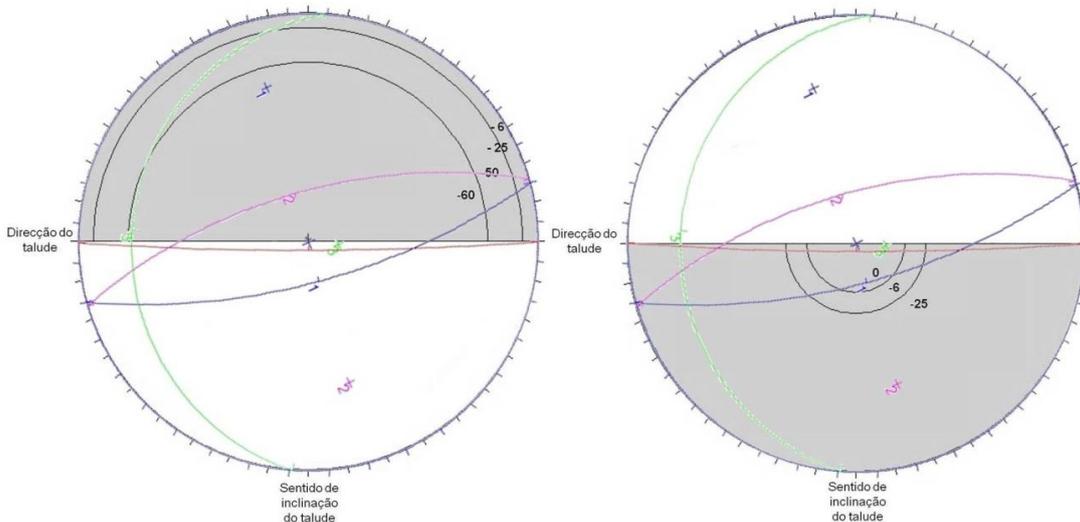


Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para o talude 3 – U

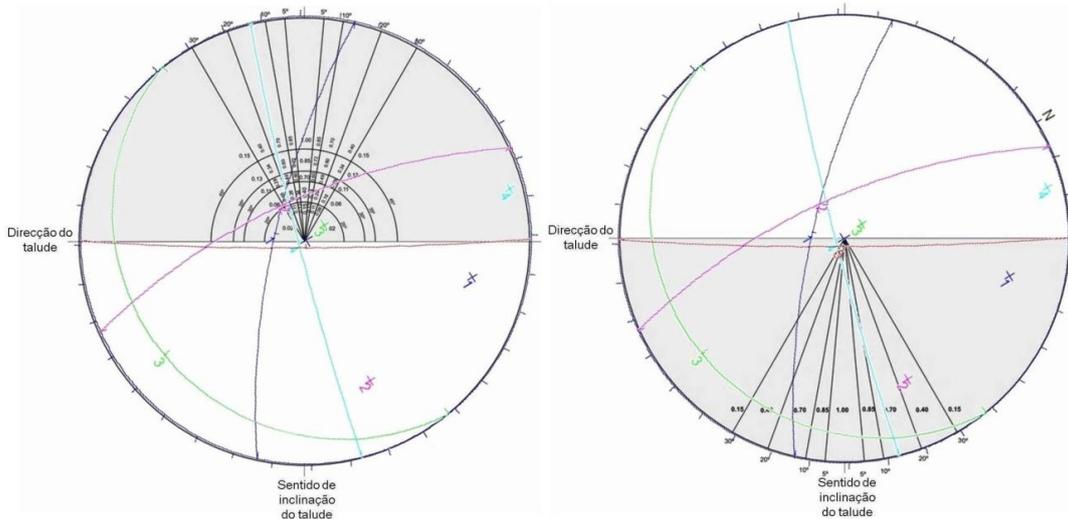
Beja



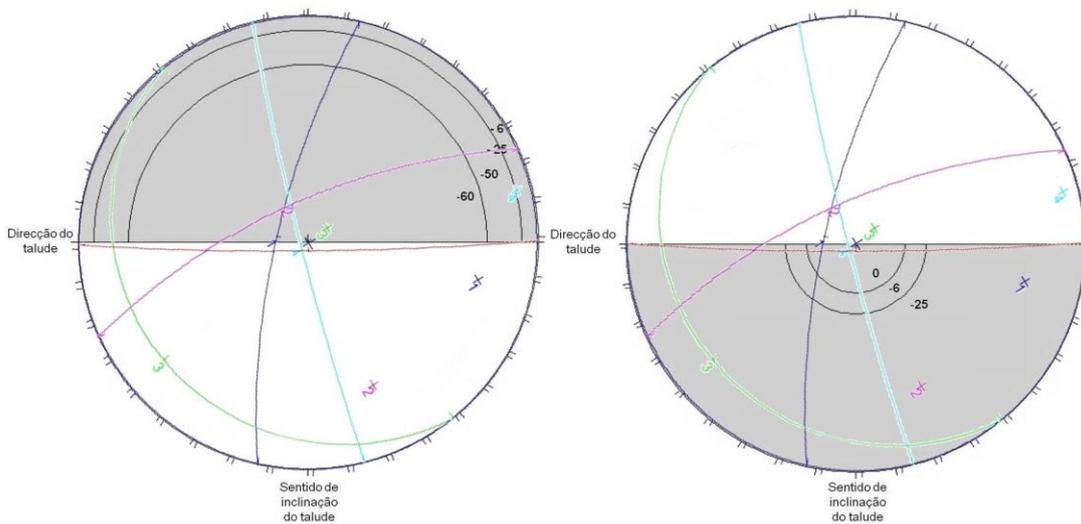
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.1 – B



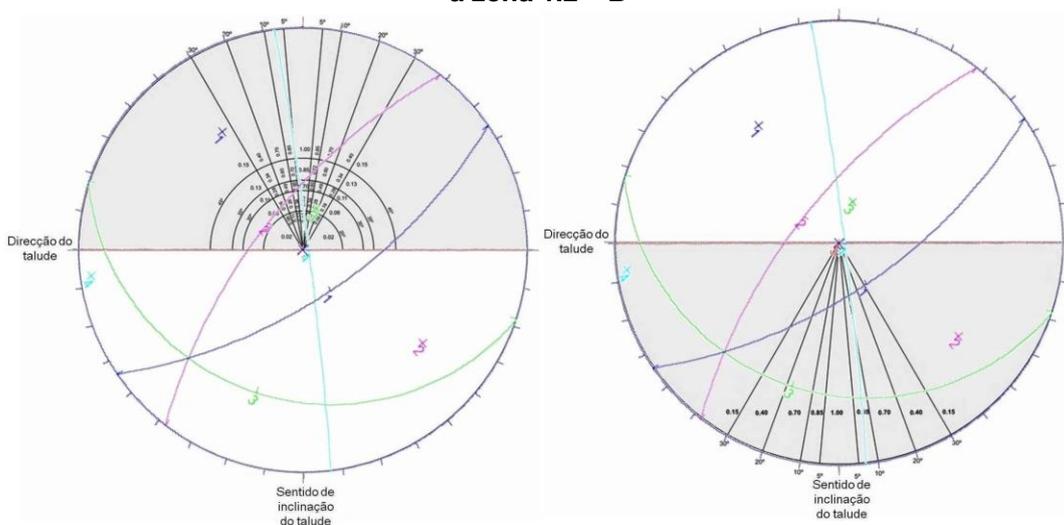
Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.1 – B



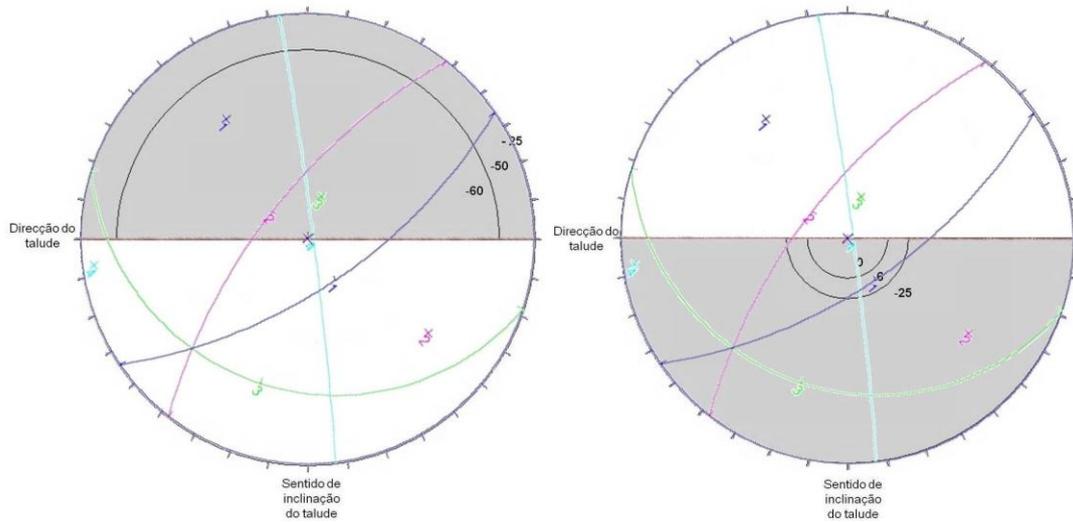
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.2 – B



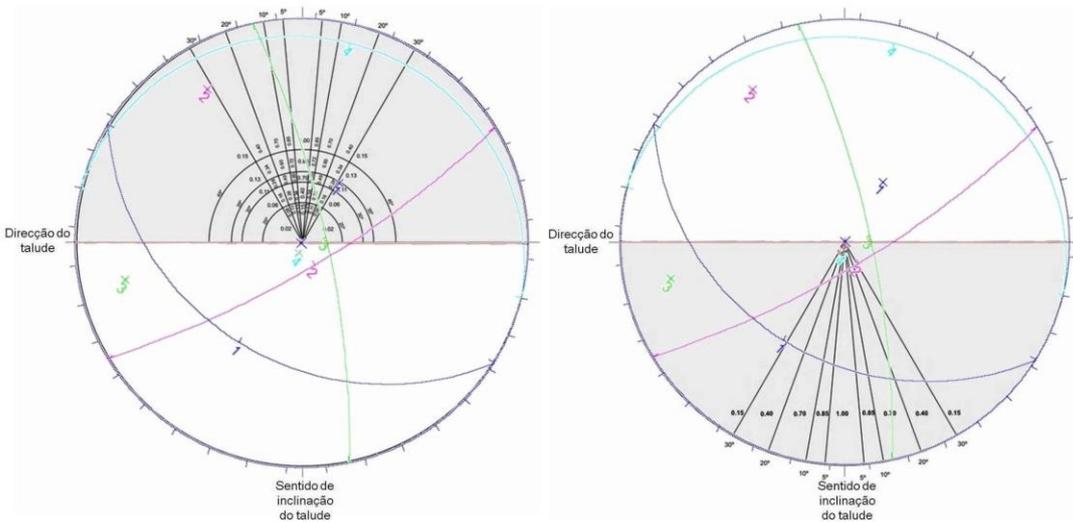
Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.2 – B



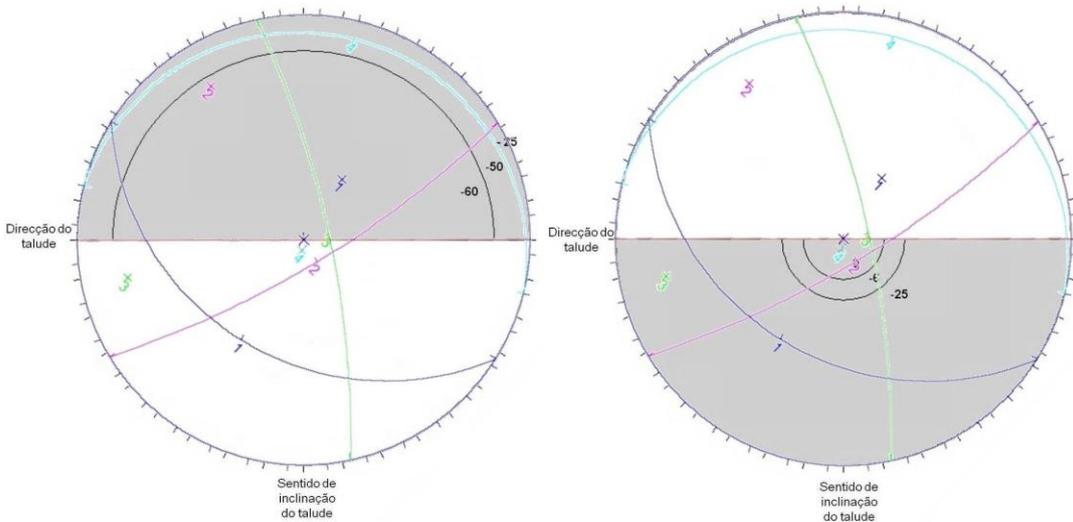
Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.3 – B



Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.3 – B



Obtenção de η para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.4 – B



Obtenção de F_3 para rotura planar (à esquerda) e rotura por tombamento (à direita) para a zona 1.4 – B